

Справочник

инфоргана-инструктора

СПРАВОЧНИК
ГИДРОТЕХНИКА-ИРРИГАТОРА

ЧАСТЬ I

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО УЗБЕКСКОЙ ССР
ТАШКЕНТ — 1962

60.7
С74

Справочник гидротехника-ирригатора содержит краткие сведения из математики, гидравлики, строительной механики и гидротехнической мелиорации, основы проектно-изыскательских и топографо-геодезических работ.

Книга пополнит техническую литературу работников ирригации сведениями, необходимыми для повседневной практической деятельности. Рассчитана на гидротехников, ирригаторов и мелиораторов со средним техническим образованием.

АВТОРСКИЙ КОЛЛЕКТИВ

доцент И. А. Бузунов (раздел I), доцент И. И. Грибанов (раздел IV), профессор А. И. Иванов (раздел V, гл. 14), доцент М. И. Маслов (раздел II, гл. 2—6), доцент А. А. Рачинский (раздел V, гл. 1—4, 6—7, 9—13), профессор А. В. Троицкий (раздел III), доцент Г. О. Хорст (раздел II, гл. 1, 7, раздел V, гл. 5, 8).

Специальный редактор
С. И. Батурин

Рецензенты

Э. М. Беньяминович (разделы II, V), *В. М. Критский* (раздел IV), *В. Ф. Поярков* (раздел III).

Справочник гидротехника-ирригатора. Ч. I Т., Госиздат УзССР, 1962. 444 стр.

60.7

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 7

РАЗДЕЛ I

Краткие сведения из математики 9

Глава 1. Некоторые математические обозначения 9

Глава 2. Некоторые сведения из алгебры 10

§ 1. Формулы сокращенного умножения и деления многочленов . . . 10
§ 2. Преобразование степеней и корней 10
§ 3. Показатели и логарифмические выражения 10
§ 4. Алгебраические уравнения 12

Глава 3. Основные геометрические фигуры и тела 20

Глава 4. Тригонометрические функции и их применение 20

§ 1. Тригонометрические функции угла 25
§ 2. Основные формулы тригонометрии 27
§ 3. Применение тригонометрии к решению треугольников 27

РАЗДЕЛ II

Ирригационные проектно-изыскательские, исследовательские топографо-геодезические работы 33

Глава 1. Стадии проектирования 33

Глава 2. Ирригационные изыскания и исследования 34

§ 1. Топографо-геодезическое изыскание 36

Глава 3. Предварительные сведения по геодезии 38

§ 1. План, карта, профиль 38
§ 2. Масштабы 38
§ 3. Точность масштаба 39
§ 4. Измерение линий стальной лентой 39
§ 5. Измерение линий дальномером 39
§ 6. Измерение неприступных расстояний 40
§ 7. Измерение линий при помощи параллактического базиса 41

Глава 4. Теодолитно-тахеометрические работы 42

§ 1. Теодолит ТТ-50 43
§ 2. Теодолит ОТ-10 44
§ 3. Измерение горизонтальных и вертикальных узлов теодолитом . . 45
§ 4. Ориентирование линий 46
§ 5. Построение точек и линий на плане по румбам и длине линий . . 47
§ 6. Вычисление прямоугольных координат для построения точек на плане 49
§ 7. Построение точек на плане по прямоугольным координатам . . . 49
§ 8. Съемка контуров и рельефа тахеометрическим теодолитом . . . 50
§ 9. Плановая привязка трассы канала к опорным геодезическим пунктам 51
§ 10. Вычисление площадей по планам и картам 54
§ 11. Номенклатура карт 56

Глава 5. Нивелировочные работы 58

§ 1. Инструменты, применяемые при нивелировании 59
§ 2. Работы, выполняемые нивелиром 62
§ 3. Подготовка линии для продольного нивелирования 62
§ 4. Разбивка кривых по главным точкам 63
§ 5. Вынос пикетов на кривую 63
§ 6. Детальная разбивка кривых 65
§ 7. Нивелирование трассы канала 65
§ 8. Составление продольного профиля 66
§ 9. Нивелирование площадей 66
§ 10. Привязка к реперам и маркам 68

Глава 6. Мензульная съемка 68

§ 1. Устройство мензулы и кипрегеля 69
§ 2. Порядок работы кипрегелем КБ-1 71
§ 3. Мензульная съемка в масштабах 1:5000 и 1:2000 72
§ 4. Геодезическая основа мензульных съемок масштабов 1:5000 и 1:2000 73
§ 5. Производство мензульной съемки 73

Глава 7. Рекогносцировочные обследования и съемки 74

Глава 8. Специальные топографо-геодезические работы 77

§ 1. Трассировки каналов 77
§ 2. Использование существующих русел 79
§ 3. Восстановление и вынос оси канала 80
§ 4. Разбивка основных элементов канала при строительстве 82
§ 5. Разбивка сооружений 84
§ 6. Определение и перенесение в натуру границ затопления 86
§ 7. Контрольная нивелировка при производстве земляных работ . . 86
§ 8. Исполнительная нивелировка 88

Литература 89

РАЗДЕЛ III

Гидравлика 90

Глава 1. Свойства жидкости 90

Глава 2. Гидростатическое давление 91

§ 1. Гидростатическое давление в точке и его изменение 91
§ 2. Сила давления на плоские фигуры 92
§ 3. Сила давления на цилиндрическую поверхность 96

Глава 3. Общие сведения о движении жидкости 98

§ 1. Основные понятия 98
§ 2. Уравнение Бернулли 101
§ 3. Гидравлические потери 102
§ 4. Местные потери 105
§ 5. Сложение потерь энергии 110

Глава 4. Движение воды в трубопроводах 111

§ 1. Общие понятия 111
§ 2. Короткие трубопроводы 111
§ 3. Длинные трубопроводы 113
§ 4. Трубопроводы 113
§ 5. Гидравлический удар в напорных трубопроводах 119

Глава 5. Равномерное движение в каналах 121

§ 1. Расчетные формулы 121
§ 2. Элементы поперечного сечения канала и формулы для их определения 121
§ 3. Коэффициент откоса — m 125
§ 4. Коэффициент шероховатости — n 126
§ 5. Допускаемые скорости на размыв и заиление сечений каналов . 127
§ 6. Скоростной множитель 132
§ 7. Гидравлические расчеты каналов трапецеидального сечения . . 133

§ 8. Выбор размеров сечения каналов 137
§ 9. Расчет сечений новых каналов 137
§ 10. Проверка сечений каналов на размыв и заиление 141
§ 11. Определение коэффициента шероховатости существующего канала 142

Глава 6. Неравномерное движение в открытых руслах 143

§ 1. Удельная энергия сечения и критическая глубина 143
§ 2. Плавноменяющееся движение в призматических руслах 147
§ 3. Построение кривых свободной поверхности в призматических и непризматических руслах 149

Глава 7. Гидравлический прыжок 152

§ 1. Общие понятия 152
§ 2. Формулы для расчета совершенного прыжка 153

Глава 8. Истечение из отверстий и из-под щитов 155

§ 1. Истечение из отверстий 155
§ 2. Истечение из малого отверстия в тонкой стенке 156
§ 3. Истечение из больших отверстий 158
§ 4. Донные отверстия (истечение из-под щита) 159

Глава 9. Водосливы 163

§ 1. Общие положения 163
§ 2. Водосливы с тонкой стенкой 165
§ 3. Водосливы с широким порогом 170
§ 4. Водослив практического профиля 174
§ 5. Водосливы со стенкой криволинейного профиля 175
§ 6. Косые, боковые и криволинейные в плане водосливы 178

Глава 10. Основы гидравлического расчета сопряжения бьефов сооружений . . 179

§ 1. Общие сведения 179
§ 2. Определение глубины в сжатом сечении 180
§ 3. Определение расстояния до сжатого сечения $l_{под}$ 184
§ 4. Расчетный расход при расчетах сопряжения бьефов 184
§ 5. Расчет водобойного колодца с водобойным уступом 186
§ 6. Некоторые вопросы гидравлического расчета при сопряжении бьефов быстротоком 188
§ 7. Примеры расчета сопряжения бьефов 189

Глава 11. Движение грунтовых вод 194

§ 1. Общие положения 194
§ 2. Приток грунтовой воды к колодцам, дренажным каналам и котлованам 195

Литература 197

РАЗДЕЛ IV

Строительная механика 198

Глава 1. Основы графической статики 198

§ 1. Силы, сходящиеся в одной точке 198
§ 2. Силы, несходящиеся в одной точке 199
§ 3. Графическое сложение на плоскости сил, не имеющих общей точки приложения 200
§ 4. Определение центра тяжести плоской фигуры 201

Глава 2. Сопротивление материалов 202

§ 1. Растяжение и сжатие 202
§ 2. Сдвиг 208
§ 3. Статические моменты и моменты инерции плоских фигур . . . 217
§ 4. Поперечный изгиб 232
§ 5. Продольный изгиб 244
§ 6. Кручение 248
§ 7. Косой изгиб 251
§ 8. Совместное действие изгиба с растяжением или сжатием . . . 252
§ 9. Внецентренное сжатие (или растяжение) 253

§ 10. Расчет толстостенных труб и тонкостенных сосудов 255
§ 11. Динамическое действие нагрузки 256
§ 12. Выбор коэффициента запаса прочности 258

Глава 3. Статика сооружений 259

§ 1. Подпорные стенки 259
§ 2. Неразрезные балки 267
§ 3. Рамы 272
§ 4. Трубы 277
§ 5. Расчет балок, плит и рам на упругом основании 278

Литература 279

РАЗДЕЛ V

Гидротехнические мелиорации 2 0

Глава 1. Общие сведения 280

§ 1. Сельскохозяйственные мелиорации, их технические формы, условия применения 280
§ 2. Гидротехнические мелиорации. Уравнение общего водного баланса. Классификация районов по характеру гидротехнических мелиораций 281
§ 3. Природные особенности отдельных районов земного шара. и развитие мелиорации в СССР и зарубежных странах 281
§ 4. Составные части гидромелиоративных систем 285

Глава 2. Оросительные мелиорации. Водопотребление оросительной системы . 289

§ 1. Основные водно-физические характеристики почв и грунтов . . 289
§ 2. Потребность растений в воде 292
§ 3. Оросительные нормы 295
§ 4. Поливная норма 296
§ 5. Гидромодуль 298

Глава 3. Техника орошения 301

Глава 4. Техника полива при поверхностном орошении 302

§ 1. Способы полива 302
§ 2. Закон впитывания в почву 304
§ 3. Техническая характеристика основных способов полива 305

Глава 5. Техника полива при дождевании 313

Глава 6. Подпочвенное орошение 319

Глава 7. Схема оросительной системы и принципы ее проектирования 320

§ 1. Составные части оросительной системы и их назначение 320
§ 2. Условия расположения в плане оросительной системы 321
§ 3. Выбор точки водозабора при самотечном орошении. Сравнение вариантов водозабора 324
§ 4. Принципы проектирования временной регулирующей сети . . . 325
§ 5. Влияние организации территории и труда на проектирование оросительных каналов 333
§ 6. Дорожная сеть на орошаемых территориях 333
§ 7. Расходы проводящих оросительных каналов 334
§ 8. Коэффициент полезного действия (К. П. Д.) оросительных каналов и систем. Меры борьбы с потерями воды из каналов . . 336

Глава 8. Проектирование поперечного сечения оросительных каналов 347

§ 1. Принципы гидравлического расчета каналов. 347
§ 2. Конструирование продольного и поперечного профилей оросительных каналов 355
§ 3. Водосборная и сбросная сеть 374

Глава 9. Источники воды для орошения и обводнения 379

Глава 10. Использование вод поверхностного местного стока на орошение . . 386

Глава 11. Использование подземных вод для орошения 394

Глава 12. Причины и предупреждение засоления и заболачивания орошаемых земель 400
§ 1. Показатели мелиоративного состояния орошаемых земель . . . 400
§ 2. Грунтовые воды и их качество 401
§ 3. Условия образования солончаковых почв 402
§ 4. Условия, вызывающие подъем грунтовых вод и засоление орошаемых площадей 403
§ 5. Предупреждение засоления и заболачивания 405

Глава 13. Борьба с засолением и заболачиванием земель 409

§ 1. Общие положения 409
§ 2. Принципиальная схема работы дренажного устройства 409
§ 3. Конструктивные элементы дренажных устройств 411
§ 4. Расчет горизонтальных дренажей 414
§ 5. Гидравлический расчет дренажей 415
§ 6. Виды закрытого дренажа 417
§ 7. Глубина дрен горизонтального дренажа 417
§ 8. Расстояние между дренами и коллекторами в системе горизонтального дренажа 417
§ 9. Расчет дренажа по скорости сработки уровня грунтовых вод критического периода 420
§ 10. Вертикальная система осушения 430
§ 11. Основные положения по расчету дренажных насосных колодцев 432
§ 12. Поглощающие колодцы 433
§ 13. Основные положения по организации наблюдений за мелиоративным состоянием территории 433

Глава 14. Переустройство оросительных систем 433

§ 1. Основные недостатки старых оросительных систем 433
§ 2. Переустройство межхозяйственных оросительных систем 434
§ 3. Переустройство внутрихозяйственной сети 437

Литература 442

ПРЕДИСЛОВИЕ

Огромные перспективы развития ирригации — орошения и обводнения миллионов гектаров земель, намеченных постановлением январского Пленума ЦК КПСС 1961 года, ставят перед органами водного хозяйства районов поливного земледелия большие задачи по расширению площадей орошаемых земель, внедрению комплексной механизации, автоматизации и новейших достижений науки и техники в водохозяйственное строительство и по повышению культуры технической эксплуатации ирригационных систем.

По своему содержанию справочник рассчитан на гидротехников, ирригаторов и мелиораторов со средним техническим образованием, участковых и районных работников управлений оросительных систем, на учащихся ирригационных и гидромелиоративных техникумов.

В отличие от существующих справочников по мелиорации и гидротехнике, изданных в прошлые годы, в настоящей книге впервые приведены сведения и рекомендации по производству топографо-геодезических работ, переустройству оросительной сети, технической эксплуатации ирригационных систем, плановому водопользованию, содержанию и ремонту каналов и сооружений, средств связи, зданий и вспомогательных устройств, по гидрометрическим установкам, оросительным насосным станциям, планировке поливных земель и другим водохозяйственным мероприятиям.

Отзывы, замечания и пожелания направляйте по адресу: Ташкент, ул. Навои, 30, Госиздат УзССР.

РАЗДЕЛ I

КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ИЗ МАТЕМАТИКИ

Глава I

НЕКОТОРЫЕ МАТЕМАТИЧЕСКИЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Знак	Значение	Пример	Знак	Значение	Пример
$=$	равно	$a = b$	lim	предел	$\lim a_n = A$
$\neq$	не равно	$a \neq b$	∞	бесконечность	$\lim\limits_{m \to \infty} a_m = \infty$
$\approx$	приближенно равно	$a \approx b$	Σ	сумма	$a + b + c\ldots = \Sigma\,(a, -b, c\ldots)$
$\div$	в пределах (от – до)	3,4 ÷ 5,7	$\sum\limits_{i=1}^{n}$	сумма, в которой i изменяется от 1 до n	$x_1 + x_2 \ldots + x_n = \sum\limits_{i=1}^{n} x_i$
$>$	больше	$5 > 2$	$\triangle$	треугольник	$\triangle ABC$
$<$	меньше	$3 < 10$	$\angle$	угол	$\angle ABC$
$\geqslant$	больше или равно	$a \geqslant b$	$\smile$	дуга	$\overset{\smile}{AB}$
$\leqslant$	меньше или равно	$a \leqslant b$	$\parallel$	параллельно	$AB \parallel CD$
$\lvert\rvert$	абсолютное значение	$\lvert a \rvert$	$\perp$	перпендикулярно	$AB \perp CD$
a^m	a в степени m	$2^4 = 16$	$\sim$	подобно	$\Delta ABC \sim \Delta EDF$
$\sqrt[n]{\ }$	корень n-й степени	$\sqrt[3]{8} = 2$	$^\circ$	градус	
!	факториал	$5! = 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 5 = 120$	$'$	минута	$10^\circ 30' 15''$
$\log_a$	логарифм при основании a	$\log_2 8 = 3$	$''$	секунда	
lg	логарифм десятичный	$\lg 100 = 2$	Const	постоянная величина	константа: π, e
ln	логарифм натуральный (при основании e)	$\ln 10 = 2{,}30259$	π	отношение длины окружности к диаметру	$\pi = 3{,}14159\ldots$
$\to$	стремится к...	$n \to 1$	e	основание натуральных логарифмов	$e = 2{,}71828\ldots$

БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Латинский алфавит

Aa	а	*Nn*	эн
Bb	бэ	*Oo*	о
Cc	цэ	*Pp*	пэ
Dd	дэ	*Qq*	ку
Ee	э (е)	*Rr*	эр
Ff	эф	*Ss*	эс
Gg	гэ (же)	*Tt*	тэ
Hh	ха (аш)	*Uu*	у
Ii	и	*Vv*	вэ
Jj	йот (жи)	*Ww*	дубль-вэ
Kk	ка	*Xx*	икс
Ll	эль	*Yy*	игрек
Mm	эм	*Zz*	зэт

Греческий алфавит

Αα	альфа	Νν	ню (ни)
Ββ	бэта	Ξξ	кси
Γγ	гамма	Οο	омикрон
Δδ	дэльта	Ππ	пи
Εε	эпсилон	Ρρ	ро
Ζζ	дзета	Σσ	сигма
Ηη	эта	Ττ	тау
Θθ,	тэта	Υυ	ипсилон
Ιι	иота	Φφ	фи
Κκ	каппа	Χχ	хи
Λλ	лямбда	Ψψ	пси
Μμ	мю (ми)	Ωω	омега

Глава 2

НЕКОТОРЫЕ СВЕДЕНИЯ ИЗ АЛГЕБРЫ

§ 1. ФОРМУЛЫ СОКРАЩЕННОГО УМНОЖЕНИЯ И ДЕЛЕНИЯ МНОГОЧЛЕНОВ

$$(a+b)\cdot(a+b)=(a+b)^2=a^2+2ab+b^2$$
$$(a+b)\cdot(a-b)=a^2-b^2$$
$$(a-b)\cdot(a-b)=(a-b)^2=a^2-2ab+b^2$$
$$(a+b)\cdot(a+b)^2=(a+b)^3=a^3+3a^2b+3ab^2+b^3$$
$$(a-b)\cdot(a-b)^2=(a-b)^3=a^3-3a^2b+3ab^2-b^3$$
$$(a+b)\cdot(a^2-ab+b^2)=a^3+b^3$$
$$(a-b)\cdot(a^2+ab+b^2)=a^3-b^3$$
$$(a+b+c)\cdot(a+b+c)=(a+b+c)^2=a^2+b^2+c^2+2ab+2ac+2bc$$
$$(a^n+b^n):(a+b)=a^{n-1}-a^{n-2}b+a^{n-3}b^2-\ldots-ab^{n-2}+b^{n-1}\ (n-\text{нечетное})$$
$$(a^n-b^n):(a+b)=a^{n-1}-a^{n-2}b+a^{n-3}b^2-\ldots+ab^{n-2}-b^{n-1}\ (n-\text{четное})$$
$$(a^n-b^n):(a-b)=a^{n-1}+a^{n-2}b+a^{n-3}b^2+\ldots+ab^{n-2}+b^{n-1}$$

§ 2. ПРЕОБРАЗОВАНИЕ СТЕПЕНЕЙ И КОРНЕЙ

$$x^m\cdot x^n=x^{m+n};\quad \frac{x^m}{x^n}=x^{m-n};\quad (x\cdot y)^n=x^n\cdot y^n;\quad \left(\frac{x}{y}\right)^n=\frac{x^n}{y^n};\quad (x^m)^n=x^{mn}$$
$$\sqrt[n]{x\cdot y}=\sqrt[n]{x}\cdot\sqrt[n]{y};\quad \sqrt[n]{\frac{x}{y}}=\sqrt[n]{x}:\sqrt[n]{y};\quad \sqrt[n]{x^m}=(\sqrt[n]{x})^m;\quad \sqrt[n]{\sqrt[m]{x}}=\sqrt[n-m]{x}$$

Цифровые значения квадратных, кубических и других степеней, а также квадратных и кубических корней чисел от 1 до 100 для использования при различных расчетах даны в табл. I—1.

§ 3. ПОКАЗАТЕЛЬНЫЕ И ЛОГАРИФМИЧЕСКИЕ ВЫРАЖЕНИЯ

Преобразование показательных выражений вида a^x производится по формулам:

$$a^x\cdot a^y=a^{x+y};\quad \frac{a^x}{a^y}=a^{x-y};\quad (a^x)^y=a^{xy};\quad \sqrt[y]{a^x}=a^{\frac{x}{y}},$$

где x и y могут принимать любые числовые значения.

Преобразование показательных выражений, в которых основаниями являются различные величины, a^x, b^y, c^z и т. д., производится после предварительного приведения всех этих выражений к выражениям с общим основанием, для чего используются логарифмы.

Логарифмом A числа N при основании a называется показатель степени, в которую нужно возвести a, чтобы получить N, то есть если $a^A = N$, то $A = \log_a N$. Нахождение логарифма величины называется логарифмированием, обратное действие — нахождение величины по ее логарифму — потенцированием.

Основные свойства логарифмов при основании $a \neq 1$

$$\log_a 1 = 0;\ \log_a a = 1;\ \log_a 0 = -\infty \text{ (при } a>1);\ \log_a 0 = +\infty \text{ (при } a<1);$$
$$\log_a (N_1 \times N_2) = \log_a N_1 + \log_a N_2;\ \log_a (N_1 : N_2) = \log_a N_1 - \log_a N_2;$$
$$\log_a (N)^n = n \cdot \log_a N;\ \log_a \sqrt[n]{N} = \frac{1}{n} \log_a N.$$

Переход от системы логарифмов с основанием a к системе логарифмов с основанием b производится по формулам

$$\log_b N = M \log_a N, \text{ где } M = \frac{1}{\log_a b} \text{ модуль перевода.}$$

Наиболее употребительные системы логарифмов, обычно применяемые при вычислениях — десятичные, или бригговы — при основании 10 (обозначение $\log_{10} N = \lg N$) и натуральные, или неперовы при основании $e = 2{,}71828$ (обозначение $\log_e N = ln\, N$).

Перевод натуральных логарифмов в десятичные и обратно — осуществляется по формулам

$$\lg N = 0{,}43429\, ln\, N \text{ и } ln\, N = 2{,}30259\, lg\, N.$$

Значения натуральных логарифмов чисел от 1 до 100 даны в табл. I—1, десятичных логарифмов в табл. I—2.

Положительная или отрицательная целая часть логарифма называется его характеристикой, а часть, выражаемая десятичной дробью, — мантиссой. Мантисса десятичных логарифмов для чисел, различающихся между собой множителем 10^n, где n — целое число, остается постоянной и определяется по таблицам как для целого числа.

Характеристика десятичного логарифма числа $N>1$ положительна и равна числу его целых цифр без единицы; характеристика числа $N<1$ отрицательна и равна числу нулей слева дроби, включая и нуль целых.

Искусственная неполная форма отрицательных логарифмов (с положительной мантиссой) может быть превращена в полную, например

$$\lg 0{,}0473 = \bar{2}{,}6749 = -2 + 0{,}6749 = -1{,}3251.$$

Перевод неполной формы отрицательного логарифма в полную производится только в случае умножения или деления логарифма на дробную величину, что соответствует возведению дроби в дробную степень. Во всех остальных случаях действия удобнее производить с неполной формой логарифма по следующим правилам:

а) при сложении и вычитании логарифмов производится раздельно сложение и вычитание характеристик и положительных мантисс, например:

$$\bar{1}{,}4771 + \bar{1}{,}8751 = -(1+1) + (0{,}4771 + 0{,}8751) = -2 + 1{,}3522 = \bar{1}{,}3522.$$

$$\bar{1},8751 - \bar{2},4771 = -(1-2) + (0,8751 - 0,4771) = 1 + 0,3980 = 1,3980.$$

Если вычитаемая мантисса больше уменьшаемой, выгоднее перевести искусственную (неполную) форму в полную.

$$\bar{1},4771 - \bar{1},8751 = -1 + (0,4771 + 0,1249) = \bar{1},6020.$$

б) При умножении логарифма на целое положительное или отрицательное число характеристика и положительная мантисса перемножаются раздельно.

$$3 \times \bar{1},4771 = 3 \times (-1) + 3 \times 0,4771 = -3 + 1,4313 = \bar{2},4313.$$

в) При делении логарифма на целое положительное или отрицательное число характеристика и мантисса делятся порознь; если характеристика не делится на целое, то к ней прибавляют необходимое число отрицательных единиц (до полного деления числа) и столько же положительных единиц прибавляется к мантиссе.

$$\frac{1}{3} \times \bar{3},8751 = -\frac{3}{3} + \frac{1}{3} \times 0,8751 = -1 + 0,2917 = \bar{1},2917,$$

$$\frac{1}{3} \times \bar{1},4771 = -\frac{1+2}{3} + \frac{1}{3}(2 + 0,4771) = -1 + 0,8257 = \bar{1},8257.$$

При пользовании прилагаемыми таблицами логарифмов (табл. 1—2) можно найти непосредственно мантиссу только числа, имеющего не более трех знаков, мантисса четырехзначного числа находится прибавлением поправки. Числа с большим количеством знаков следует округлять до четырехзначных, так как отбрасываемые цифры почти не влияют на содержащиеся в таблице разряды мантиссы (в случае необходимости точного определения логарифма пятизначного числа надо применять специальные пятизначные таблицы).

Примеры.

1) $\lg 45,8 = 1,6609$. Характеристика определена по числу целых цифр без единицы: $2 - 1 = 1$; мантисса определена по таблице 1—2 как для числа 458 (строка 45, столбец 8).

2) $\lg 0,02647 = \bar{2},4227$. Характеристика определена по числу нулей (включая и нуль целых) — 2. Мантисса вычислена по таблице для числа 264 (строка 26, столбец 4), с введением поправки на 0,7, определяемой интерполяцией между соседними значениями мантисс,— 0,4216—для числа 264 и 0,4232—для числа 265.

Величина поправки $\frac{0,4232 - 0,4216}{10} \times 7 = 0,0011$

Запись

$$\begin{array}{r} \lg 0,0264 = \bar{2},4216 \\ 07 = \quad 11 \\ \hline \lg 0,02647 = \bar{2},4227 \end{array}$$

Для отыскания числа по логарифму в таблице находится значение мантиссы наиболее близкое к заданному и выписывается соответствующее значение числа, к которому вводится необходимая поправка. Количество целых цифр или число нулей дроби определяется исходя из характеристики.

§ 4. АЛГЕБРАИЧЕСКИЕ УРАВНЕНИЯ

Уравнения 1-й степени (линейные)

а) Уравнение с одним неизвестным

$$ax + b = 0; \quad x = -\frac{b}{a}$$

б) Уравнение с двумя неизвестными (система двух уравнений)

$$a_1x + b_1y + c_1 = 0; \quad x = \frac{b_1c_2 - b_2c_1}{a_1b_2 - a_2b_1}$$

$$a_2x + b_2y + c_2 = 0, \quad y = \frac{a_2c_1 - a_1c_2}{a_1b_2 - a_2b_1}.$$

Уравнения 2-й степени (квадратные)

а) $ax^2 + bx + c = 0$

б) $x^2 + px + q = 0.$

Для решения уравнений применяют формулы:

а) для общего вида $ax^2 + bx + c = 0$

$$x_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a},$$

б) для приведенного вида $x^2 + px + q = 0$

$$x_{1,2} = -\frac{1}{2}p \pm \sqrt{\frac{1}{2}p^2 - q}$$

Проверка корней уравнения

$$x_1 + x_2 = -\frac{b}{a} = -p; \quad x_1 \times x_2 = \frac{c}{a} = q.$$

При малой величине q по сравнению с p $\left(\frac{q}{p} < 0{,}1\right)$ приближенно с точностью до 2—3%

$$x_1 = -p + \frac{q}{p}; \quad x_2 = -\frac{q}{p}.$$

Уравнения 3-й степени (кубические)

$$ax^3 + bx^2 + cx + d = 0.$$

Если левую часть уравнения можно разложить на множители, то есть

$$ax^3 + bx^2 + cx + d = a(x - \alpha)(x - \beta)(x - \gamma),$$

то корни уравнения будут

$$x_1 = \alpha; \quad x_2 = \beta; \quad x_3 = \gamma.$$

Проверка корней уравнения:

$$x_1 + x_2 + x_3 = -\frac{b}{a}; \quad \frac{1}{x_1} + \frac{1}{x_2} + \frac{1}{x_3} = -\frac{c}{a}; \quad x_1, x_2, x_3 = -\frac{d}{a}$$

Уравнения вида $y^3 + 3py + 2q = 0$ решаются по формулам:

$$y_1 = u + v; \; y_2 = A_1u + A_2v; \; y_3 = A_2u + A_1v,$$

где $u = \sqrt[3]{-q + \sqrt{q^2 + p^3}}, \quad v = \sqrt[3]{-q - \sqrt{q^2 + p^3}},$

A_1 и A_2 — корни уравнения $x^2 + x + 1 = 0$, то есть

$$A_1, \; A_2 = -\frac{1}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{-3} = -\frac{1}{2} \pm \frac{i}{2}\sqrt{3}.$$

Алгебраические уравнения высших степеней, а также показательные и логарифмические уравнения в ирригационной практике встречаются редко. Способы решений таких уравнений изложены в специальных учебниках и справочниках по математике.

Таблица I-1

Степени, корни, обратные числа, длина окружностей, площади кругов и натуральные логарифмы чисел от 1 до 100

N	N^2	N^3	$\sqrt{N}$	$\sqrt{10N}$	$\sqrt[3]{N}$	$\sqrt[3]{10N}$	$\sqrt[3]{100N}$	$N^{3/2}$	$(10N)^{3/2}$	$N^{2/3}$	$(10N)^{2/3}$	$\frac{1}{N}$	πN	$\frac{\pi N^2}{4}$	lnN
1	1	1	1,000	3,162	1,000	2,154	4,642	1,00	31,623	1,000	4,642	1,000	3,14	0,785	0,00000
2	4	8	1,414	4,472	1,260	2,714	5,848	2,828	89,442	1,587	7,368	0,500	6,28	3,142	0,69315
3	9	27	1,732	5,477	1,442	3,107	6,694	5,196	164,316	2,080	9,655	0,333	9,42	7,069	1,09861
4	16	64	2,000	6,325	1,587	3,420	7,368	8,000	252,984	2,520	11,696	0,250	12,57	12,566	1,38629
5	25	125	2,236	7,071	1,710	3,684	7,937	11,180	353,555	2,924	13,572	0,200	15,71	19,635	1,60944
6	36	216	2,449	7,746	1,817	3,915	8,434	14,697	464,760	3,302	15,326	0,167	18,85	28,274	1,79176
7	49	343	2,646	8,367	1,913	4,121	8,879	18,521	585,662	3,659	16,985	0,143	21,99	38,484	1,94591
8	64	512	2,828	8,944	2,000	4,309	9,283	22,627	715,544	4,000	18,566	0,125	25,13	50,265	2,07944
9	81	729	3,000	9,487	2,080	4,481	9,655	27,000	853,812	4,327	20,083	0,111	28,27	63,617	2,19722
10	100	1000	3,162	10,000	2,154	4,642	10,000	31,623	1000,000	4,642	21,544	0,100	31,42	78,540	2,30259
11	121	1331	3,317	10,488	2,224	4,791	10,323	36,483	1153,691	4,946	22,958	0,091	34,56	95,033	2,39790
12	144	1728	3,464	10,954	2,289	4,932	10,627	41,569	1314,540	5,242	24,329	0,083	37,70	113,097	2,48491
13	169	2197	3,606	11,402	2,351	5,066	10,914	46,873	1482,234	5,529	25,662	0,077	40,84	132,73	2,56495
14	196	2744	3,742	11,832	2,410	5,192	11,187	52,384	1656,508	5,809	26,962	0,071	43,98	153,94	2,63906
15	225	3375	3,873	12,247	2,466	5,313	11,447	58,095	1837,110	6,082	28,231	0,067	47,12	176,72	2,70805
16	256	4096	4,000	12,649	2,520	5,429	11,696	64,000	2023,856	6,350	29,472	0,062	50,27	201,06	2,77259
17	289	4913	4,123	13,038	2,571	5,540	11,935	70,093	2216,528	6,611	30,688	0,059	53,41	226,98	2,83321
18	324	5832	4,243	13,416	2,621	5,646	12,164	76,367	2414,952	6,916	31,880	0,056	56,55	254,47	2,89037
19	361	6859	4,359	13,784	2,668	5,749	12,386	82,819	2618,960	7,120	33,050	0,053	59,69	283,53	2,94444
20	400	8000	4,472	14,142	2,714	5,848	12,599	89,442	2828,420	7,368	34,200	0,050	62,83	314,16	2,99573
21	441	9261	4,583	14,491	2,759	5,944	12,806	96,235	3043,194	7,538	35,330	0,048	65,97	346,36	3,04452
22	484	10648	4,690	14,832	2,802	6,037	13,006	103,189	3263,128	7,852	36,443	0,045	69,12	380,13	3,09104
23	529	12167	4,796	15,166	2,844	6,127	13,200	110,303	3488,134	8,087	37,539	0,043	72,26	415,48	3,13549
24	576	13824	4,899	15,492	2,884	6,214	13,389	117,576	3718,056	8,320	38,619	0,042	75,40	452,39	3,17805
25	625	15625	5,000	15,811	2,924	6,300	13,572	125,000	3952,850	8,550	39,685	0,040	78,54	490,87	3,21888
26	676	17576	5,099	16,125	2,962	6,383	13,751	132,574	4192,370	8,776	40,736	0,038	81,68	530,93	3,25810
27	729	19683	5,196	16,432	3,000	6,463	13,925	140,297	4436,559	9,000	41,774	0,037	84,82	572,55	3,29584

N	N^2	N^3	$\sqrt{N}$	$\sqrt{10N}$	$\sqrt[3]{N}$	$\sqrt[3]{10N}$	$\sqrt[3]{100N}$	$N^{3/2}$	$(10N)^{3/2}$	$N^{2/3}$	$(10N)^{2/3}$	$\frac{1}{N}$	πN	$\frac{\pi N^2}{4}$	$\ln N$
28	784	21952	5,292	16,733	3,037	6,542	14,095	148,162	4686,696	9,221	42,800	0,036	87,96	615,75	3,33220
29	841	24389	5,385	17,029	3,072	6,619	14,260	156,171	4938,526	9,439	43,813	0,034	91,11	660,52	3,36730
30	900	27000	5,477	17,321	3,107	6,694	14,422	164,316	5196,150	9,655	41,814	0,033	94,25	706,86	3,40120
31	961	29791	5,568	17,607	3,141	6,768	14,581	172,602	5458,108	9,868	45,804	0,032	97,39	754,77	3,43399
32	1024	32768	5,657	17,889	3,175	6,840	14,736	181,021	5724,320	10,079	46,784	0,031	100,53	804,25	3,46574
33	1089	35937	5,745	18,166	3,208	6,910	14,888	189,572	5993,717	10,288	47,754	0,030	103,67	855,30	3,49651
34	1156	39304	5,831	18,439	3,240	6,980	15,037	198,254	6269,294	10,495	48,714	0,029	106,81	907,92	3,52636
35	1225	42875	5,916	18,708	3,271	7,047	15,183	207,064	6547,005	10,700	49,664	0,029	109,96	962,1	3,55535
36	1296	46656	6,000	18,974	3,302	7,114	15,326	216,000	6830,532	10,903	50,606	0,028	113,10	1017,9	3,58352
37	1369	50653	6,083	19,235	3,332	7,179	15,467	225,064	7117,008	11,104	51,538	0,027	116,24	1075,2	3,61092
38	1444	54872	6,164	19,494	3,362	7,243	15,605	234,247	7407,368	11,303	52,463	0,026	119,4	1134,1	3,63759
39	1521	59319	6,245	19,748	3,391	7,306	15,741	243,555	7701,876	11,500	53,380	0,026	122,5	1194,6	3,66356
40	1600	64000	6,325	20,000	3,420	7,368	15,874	252,984	8000,000	11,696	54,288	0,025	125,7	1256,6	3,68888
41	1681	68921	6,403	20,248	3,448	7,429	16,005	262,527	8301,885	11,890	55,189	0,024	128,8	1320,2	3,71357
42	1764	74088	6,481	20,494	3,476	7,489	16,134	272,189	8607,438	12,083	56,083	0,024	131,9	1385,4	3,73767
43	1846	79507	6,557	20,736	3,503	7,548	16,261	281,968	8916,652	12,274	56,970	0,023	135,2	1452,2	3,76120
44	1936	85184	6,633	20,976	3,530	7,606	16,386	291,861	9229,528	12,464	57,850	0,023	138,2	1520,5	3,78419
45	2025	91125	6,708	21,213	3,557	7,663	16,510	301,869	9545,940	12,651	58,723	0,022	141,4	1590,4	3,80666
46	2116	97336	6,782	21,448	3,583	7,719	16,631	311,986	9865,896	12,838	59,590	0,022	144,5	1661,9	3,82864
47	2209	103823	6,856	21,679	3,609	7,775	16,751	322,218	10189,365	13,024	60,450	0,021	147,7	1734,9	3,85015
48	2304	110592	6,928	21,909	3,634	7,830	16,869	332,554	10516,272	13,208	61,305	0,021	150,8	1809,6	3,87120
49	2401	117649	7,000	22,136	3,659	7,884	16,985	343,000	10846,591	13,390	62,154	0,020	153,9	1885,7	3,89182
50	2500	125000	7,071	22,361	3,684	7,937	17,100	353,555	11180,350	13,572	62,996	0,020	157,1	1963,5	3,91202
51	2601	132651	7,141	22,583	3,708	7,990	17,213	364,211	11517,432	13,752	63,833	0,020	160,2	2042,8	3,93183
52	2704	140608	7,211	22,804	3,733	8,041	17,325	374,977	11857,820	13,938	64,664	0,019	163,4	2123,7	3,95124
53	2809	148877	7,280	23,022	3,756	8,093	17,435	385,845	12201,501	14,110	65,491	0,019	166,5	2206,2	3,97029
54	2916	157464	7,348	23,238	3,780	8,143	17,544	396,819	12548,466	14,286	66,312	0,018	169,6	2290,2	3,98898
55	3025	166375	7,416	23,452	3,803	8,193	17,652	407,891	12898,655	14,462	67,129	0,018	172,8	2375,8	4,00733

Продолжение таблицы 1–1

N	N^2	N^3	$\sqrt{N}$	$\sqrt{10N}$	$\sqrt[3]{N}$	$\sqrt[3]{10N}$	$\sqrt[3]{100N}$	$N^{3/2}$	$(10N)^{3/2}$	$N^{2/3}$	$(10N)^{2/3}$	$\frac{1}{N}$	πN	$\frac{\pi N^2}{4}$	$\ln N$
56	3136	175616	7,483	23,664	3,826	8,243	17,758	416,265	13252,008	14,637	67,940	0,018	175,9	2463,0	4,02535
57	3249	185193	7,550	23,875	3,849	8,291	17,863	430,339	13608,579	14,811	68,747	0,017	179,1	2551,8	4,04306
58	3364	195112	7,616	24,083	3,871	8,340	17,967	441,716	13968,256	14,988	69,548	0,017	182,2	2642,1	4,06044
59	3481	205379	7,681	24,290	3,893	8,387	18,090	453,185	14331,041	15,155	70,345	0,017	185,4	2734,0	4,07754
60	3600	216000	7,746	24,495	3,915	8,434	18,171	464,760	14696,940	15,326	71,138	0,017	188,5	2827,4	4,09434
61	3721	226981	7,810	24,698	3,936	8,481	18,272	476,422	15065,902	15,496	71,926	0,016	191,6	2922,5	4,11087
62	3844	238328	7,874	24,900	3,958	8,527	18,371	488,188	15437,876	15,665	72,710	0,016	194,8	3019,2	4,12713
63	3969	250047	7,937	25,100	3,979	8,583	18,469	500,050	15812,874	15,833	73,490	0,016	197,9	3117,2	4,14313
64	4096	262144	8,000	25,298	4,000	8,618	18,566	512,000	16190,848	16,000	74,266	0,016	201,1	3217,0	4,15888
65	4225	274625	8,062	25,495	4,021	8,662	18,663	524,050	16571,815	16,166	75,037	0,015	204,2	3318,3	4,17439
66	4356	287496	8,124	25,690	4,041	8,707	18,758	536,184	16955,730	16,332	75,804	0,015	207,3	3421,1	4,18965
67	4489	300763	8,185	25,884	4,062	8,750	18,852	548,422	17342,548	16,496	76,569	0,015	210,5	3525,6	4,20469
68	4624	314432	8,246	26,077	4,082	8,794	18,945	560,742	17732,224	16,660	77,328	0,015	213,6	3631,7	4,21951
69	4761	328509	8,307	26,268	4,102	8,837	19,038	573,155	18124,851	16,823	78,084	0,014	216,8	3739,3	4,23411
70	4900	343000	8,367	26,458	4,121	8,879	19,129	585,662	18520,250	16,985	78,838	0,014	219,9	3848,4	4,24850
71	5041	357911	8,426	26,646	4,141	8,921	19,220	598,253	18918,518	17,146	79,586	0,014	223,1	3959,2	4,26268
72	5184	373248	8,485	26 833	4,160	8,963	19,310	610,942	19319,616	17,307	80,332	0,014	226,2	4071,5	4,27667
73	5329	389017	8,544	27,019	4,179	9,004	19,004	623,712	19723,505	17,467	81,074	0,014	229,3	4185,4	4,29046
74	5476	405224	8,602	27,203	4,198	9,045	19,487	636,570	20130,146	17,626	81,813	0,013	232,5	4300,8	4,30407
75	5625	421875	8,660	27,386	4,217	9,086	10,574	649,522	20539,575	17,784	82,548	0,013	235,6	4417,9	4,31749
76	5776	438976	8,718	27,568	4,236	9,126	19,661	662,553	20951,756	17,942	83,280	0,013	238,8	4536,5	4,33073
77	5929	456533	8,775	27,749	4,254	9,166	19,747	675,675	21366,653	18,099	84,009	0,013	241,9	4656,6	4,34381
78	6084	474552	8,832	27,928	4,273	9,205	19,832	688,880	21784,230	18,255	84,835	0,013	245,0	4778,4	4,35671
79	6241	493039	8,888	28,107	4,291	9,244	19,916	702,168	22204,451	18,411	85,458	0,013	248,2	4901,7	4,36945
80	6400	512000	8,944	28,284	4,309	9,283	20,000	715,544	22627,440	18,566	86,177	0,012	251,3	5026,6	4,38203
81	6561	531441	9,000	28,460	4,327	9,322	20,088	729,000	23053,005	18,721	86,894	0,012	254,5	5153,0	4,39445
82	6724	551368	9,055	28,636	4,344	9,360	20,165	742,543	23481,192	18,874	87,608	0,012	257,6	5281,0	4,40672
83	6889	571787	9,110	28,810	4,362	9,398	20,247	756,163	23912,051	19,028	88,318	0,012	260,8	5410,6	4,41884

Продолжение таблицы I—1

N	N^2	N^3	$\sqrt{N}$	$\sqrt{10N}$	$\sqrt[3]{N}$	$\sqrt[3]{10N}$	$\sqrt[3]{100N}$	$N^{3/2}$	$(10N)^{3/2}$	$N^{-\frac{2}{3}}$	$(10N)^{2/3}$	$\frac{1}{N}$	πN	$\frac{\pi N^2}{4}$	$\ln N$
84	7056	592704	9,165	28,983	4,380	9,435	20,328	769,877	24345,552	19,180	89,026	0,012	263,9	5541,8	4,43082
85	7225	614125	9,220	29,155	4,397	9,473	20,408	783,658	24781,580	19,332	89,732	0,012	267,0	5674,5	4,44265
86	7396	636056	9,274	29,326	4,414	9,510	20,488	797,530	25220,188	19,483	90,434	0,012	270,2	5808,8	4,45435
87	7569	658503	9,327	29,496	4,431	9,546	20,567	811,484	25661,346	19,634	91,134	0,011	273,3	5944,7	4,46591
88	7744	681472	9,381	29,665	4,448	9,583	20,646	825,510	26105,024	19,781	91,831	0,011	276,5	6082,1	4,47734
89	7921	704969	9,434	29,833	4,465	9,619	20,724	839,626	26551,281	19,934	92,525	0,011	279,6	6221,1	4,48864
90	8100	729000	9,487	30,000	4,481	9,655	20,801	853,812	27000,000	20,083	93,217	0,011	282,7	6361,7	4,49981
91	8281	753571	9,539	30,166	4,498	9,691	20,878	868,085	27451,242	20,232	93,906	0,011	285,9	6503,9	4,51086
92	8464	778688	9,592	30,332	4,514	9,726	20,954	882,436	27904,980	20,379	94,593	0,011	289,0	6647,6	4,52179
93	8649	804357	9,644	30,496	4,531	9,761	21,029	896,864	28361,187	20,527	95,277	0,011	292,2	6792,9	4,53260
94	8836	830584	9,695	30,659	4,547	9,796	21,105	911,368	28819,836	20,674	95,958	0,011	295,3	6939,8	4,54329
95	9025	857375	9,747	30,822	4,563	9,830	21,179	925,946	29280,995	20,820	96,638	0,011	298,5	7088,2	4,55388
96	9216	884736	9,798	30,984	4,579	9,865	21,253	940,608	29744,544	20,963	97,316	0,010	301,6	7238,2	4,56435
97	9409	912673	9,849	31,145	4,595	9,899	21,327	955,343	30210,456	21,111	97,990	0,010	304,7	7389,8	4,57471
98	9604	941192	9,899	31,305	4,610	9,933	21,400	970,151	30678,900	21,256	98,662	0,010	307,9	7543,0	4,58497
99	9801	970299	9,950	31,464	4,626	9,967	21,472	985,041	31149,657	21,400	99,312	0,010	311,0	7697,7	4,59512
100	10000	100000	10,000	31,623	4,642	10,000	21,544	1000,00	31623,000	21,544	100,000	0,010	314,2	7854,0	4,60517

Таблица I—2

Мантиссы десятичных логарифмов

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0000	0043	0086	0128	0170	0212	0253	0294	0334	0374
11	0414	0453	0492	0531	0569	0607	0645	0682	0719	0755
12	0792	0828	0864	0899	0934	0969	1004	1038	1072	1106
13	1139	1173	1206	1239	1271	1303	1335	1367	1399	1430
14	1461	1492	1523	1553	1584	1614	1644	1673	1703	1732
15	1761	1790	1818	1847	1875	1903	1931	1959	1987	2014
16	2041	2068	2095	2122	2148	2175	2201	2227	2253	2279
17	2304	2330	2355	2380	2405	2430	2455	2480	2504	2529
18	2553	2577	2601	2625	2648	2672	2695	2718	2742	2765
19	2788	2810	2833	2856	2878	2900	2923	2945	2967	2989
20	3010	3032	3054	3075	3096	3118	3139	3160	3181	3201
21	3222	3243	3263	3284	3304	3324	3345	3365	3385	3404
22	3424	3444	3464	3483	3502	3522	3541	3560	3579	3598
23	3617	3636	3655	3674	3692	3711	3729	3747	3766	3784
24	3802	3820	3838	3856	3874	3892	3909	3927	3945	3962
25	3979	3997	4014	4031	4048	4065	4082	4099	4116	4133
26	4150	4166	4183	4200	4216	4232	4249	4265	4281	4298
27	4314	4330	4346	4362	4378	4393	4409	4425	4440	4456
28	4472	4487	4502	4518	4533	4548	4564	4579	4594	4609
29	4624	4639	4654	4669	4683	4698	4713	4728	4742	4757
30	4771	4786	4800	4814	4829	4843	4857	4871	4886	4900
31	4914	4928	4942	4955	4969	4983	4997	5011	5024	5038
32	5051	5065	5079	5092	5105	5119	5132	5145	5159	5172
33	5185	5198	5211	5224	5237	5250	5263	5276	5289	5302
34	5315	5328	5340	5353	5366	5378	5391	5403	5416	5428
35	5441	5453	5465	5478	5490	5502	5514	5527	5539	5551
36	5563	5575	5587	5599	5611	5623	5635	5647	5658	5670
37	5682	5694	5705	5717	5729	5740	5752	5763	5775	5786
38	5798	5809	5821	5832	5843	5855	5866	5877	5888	5899
39	5911	5922	5933	5944	5955	5965	5977	5988	5999	6010
40	6021	6031	6042	6053	6064	6075	6085	6096	6107	6117
41	6128	6138	6149	6160	6170	6180	6191	6201	6112	6222
42	6232	6243	6253	6263	6274	6284	6294	6304	6314	6325
43	6335	6345	6355	6365	6375	6385	6395	6405	6415	6425
44	6435	6444	6454	6464	6474	6484	6493	6503	6513	6522
45	6532	6542	6551	6561	6571	6580	6590	6599	6609	6618
46	6628	6637	6646	6656	6665	6675	6684	6693	6702	6712
47	6721	6730	6739	6749	6758	6767	6776	6785	6794	6803
48	6812	6821	6830	6839	6848	6857	6866	6875	6884	6893
49	6902	6911	6920	6928	6937	6946	6955	6964	6972	6981
50	6990	6998	7007	7016	7024	7033	7042	7050	7059	7067
51	7076	7084	7093	7101	7110	7118	7126	7135	7143	7152
52	7160	7168	7177	7185	7193	7202	7210	7218	7226	7235
53	7243	7251	7259	7267	7275	7284	7292	7300	7308	7316
54	7324	7332	7340	7348	7356	7364	7372	7380	7388	7396

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
55	7404	7412	7419	7427	7435	7443	7451	7459	7466	7474
56	7482	7490	7497	7505	7513	7520	7528	7536	7543	7551
57	7559	7566	7574	7582	7589	7597	7604	7612	7619	7627
58	7634	7642	7649	7657	7664	7672	7679	7686	7694	7701
59	7709	7716	7723	7731	7738	7745	7752	7760	7767	7774
60	7782	7789	7796	7803	7810	7818	7825	7832	7839	7846
61	7853	7860	7868	7875	7882	7889	7896	7903	7910	7917
62	7924	7931	7938	7945	7952	7959	7966	7973	7980	7987
63	7993	8000	8007	8014	8021	8028	8035	8041	8048	8055
64	8062	8069	8075	8082	8089	8096	8102	8109	8116	8122
65	8129	8136	8142	8149	8156	8162	8169	8176	8182	8189
66	8195	8202	8209	8215	8222	8228	8235	8241	8248	8254
67	8261	8267	8274	8280	8287	8293	8299	8306	8312	8319
68	8325	8331	8338	8344	8351	8357	8363	8370	8376	8382
69	8388	8395	8401	8407	8414	8420	8426	8432	8439	8445
70	8451	8457	8463	8470	8476	8482	8488	8494	8500	8506
71	8513	8519	8525	8531	8537	8543	8549	8555	8561	8567
72	8573	8579	8585	8591	8597	8603	8609	8615	8621	8627
73	8633	8639	8645	8651	8657	8663	8669	8675	8681	8686
74	8692	8698	8704	8710	8716	8722	8727	8733	8739	8745
75	8751	8756	8762	8768	8774	8779	8785	8791	8797	8802
76	8808	8814	8820	8825	8831	8837	8842	8848	8854	8859
77	8865	8871	8876	8882	8887	8893	8899	8904	8910	8915
78	8921	8927	8932	8938	8943	8949	8954	8960	8965	8971
79	8976	8982	8987	8993	8998	9004	9009	9015	9020	9025
80	9031	9036	9042	9047	9053	9053	9063	9069	9074	9079
81	9085	9090	9096	9101	9106	9112	9117	9122	9128	9133
82	9138	9143	9149	9154	9159	9165	9170	9175	9180	9186
83	9191	9196	9201	9206	9212	9217	9222	9227	9232	9238
84	9243	9248	9253	9258	9263	9269	9274	9279	9284	9289
85	9294	9299	9304	9309	9315	9320	9325	9330	9335	9340
86	9345	9350	9355	9360	9365	9370	9375	9380	9385	9390
87	9395	9400	9405	9410	9415	9420	9425	9430	9435	9440
88	9445	9450	9455	9460	9465	9469	9474	9479	9484	9489
89	9494	9499	9504	9509	9513	9518	9523	9528	9533	9538
90	9542	9547	9552	9557	9562	9566	9571	9576	9581	9586
91	9590	9595	9600	9605	9609	9614	9619	9624	9628	9633
92	9638	9643	9647	9652	9657	9661	9666	9671	9675	9680
93	9685	9689	9694	9699	9703	9708	9713	9717	9722	9727
94	9731	9736	9741	9745	9750	9754	9759	9763	9768	9773
95	9777	9782	9786	9791	9795	9800	9805	9808	9814	9818
96	9823	9827	9832	9836	9841	9845	9850	9854	9859	9863
97	9868	9872	9877	9881	9886	9890	9894	9899	9903	9908
98	9912	9917	9921	9926	9930	9934	9939	9943	9948	9952
99	9956	9961	9965	9969	9974	9978	9983	9987	9991	9996

Глава 3

ОСНОВНЫЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ФИГУРЫ И ТЕЛА

Для практического применения наибольшее значение имеют площади плоских фигур, боковые поверхности и объемы многогранников и круглых тел.

Схемы и формулы для определения площадей основных плоских фигур приведены в табл. I—3.

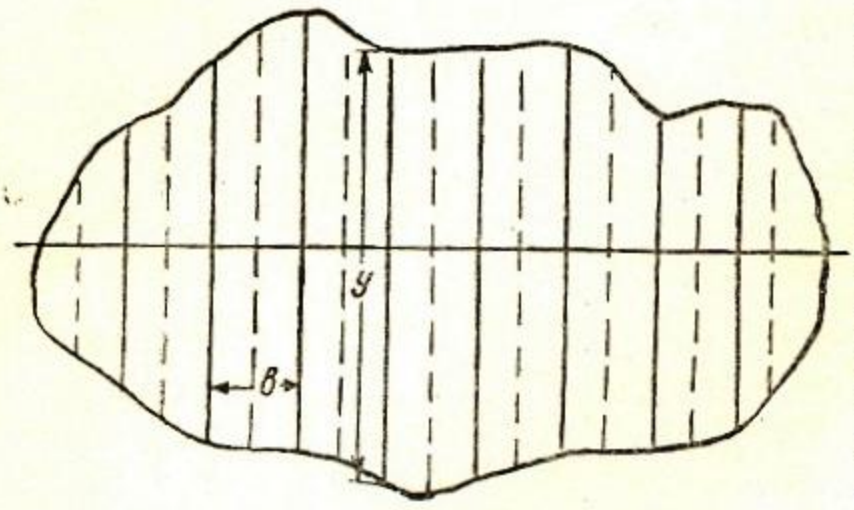


Рис. I—1. Схема разбивки произвольного контура для вычисления площади плоской фигуры.

Если же возникает необходимость определения произвольной площади, ограниченной кривыми линиями, то тогда следует выполнить следующие действия. Произвольную площадь делят прямой линией на две части (рис. I—1). Эту линию разбивают на четное число отрезков равной ширины b, в концах которых восстанавливаются перпендикуляры. Измерив длину этих перпендикуляров y до пересечения с контуром, ограничивающим фигуру, величину площади можно определять с достаточной степенью точности по следующим формулам

$$1)\ \omega = b\left(\frac{1}{2}y_0 + y_1 + y_2 + \ldots y_{2n-2} + y_{2n-1} + \frac{1}{2}y_{2n}\right)$$

$$2)\ \omega = \frac{1}{3}b\,(y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \ldots 2y_{2n-2} + 4y_{2n-1} + y_{2n}).$$

Если число равных полос, на которые разделена фигура, кратно трем, то рекомендуется применять формулу

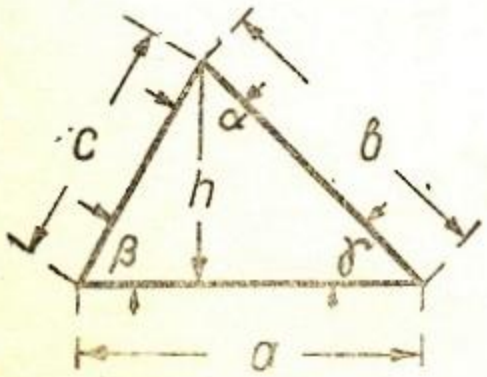
$$3)\ \omega = \frac{3}{8}b\,(y_0 + 3y_1 + 3y_2 + 2y_3 + 3y_4 + 3y_5 + 2y_6 + \ldots 2y_{n-3} + 3y_{n-2} + 3y_{n-1} + y_n).$$

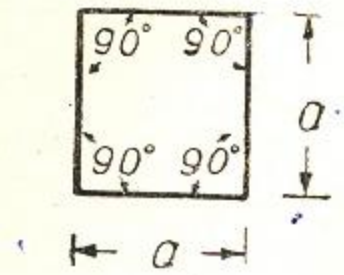
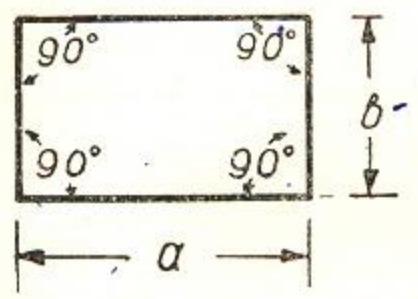
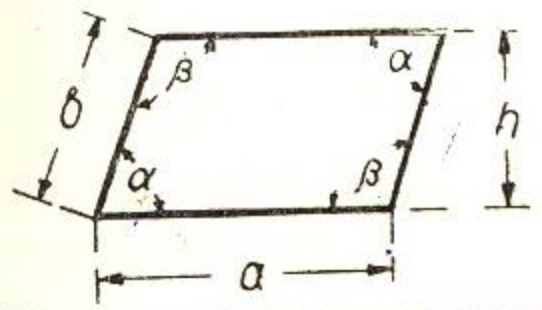
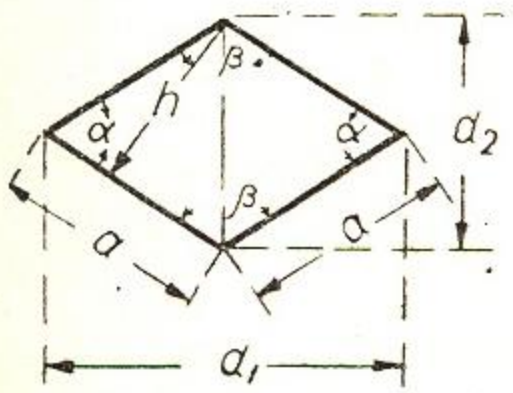
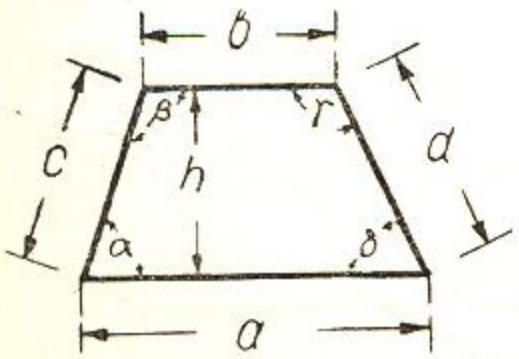
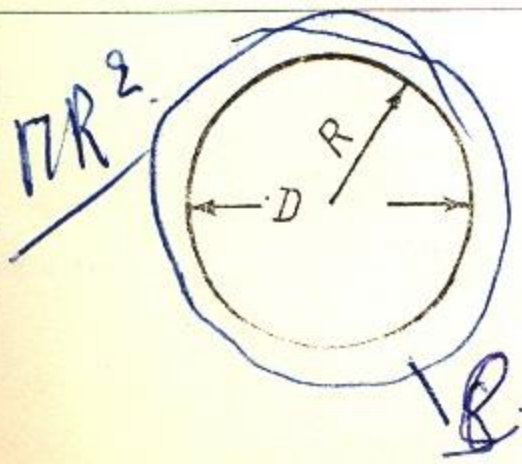
Результат вычисления размеров произвольной площади тем точнее, чем меньше ширина полос b и, следовательно, чем больше измеренных перпендикуляров y.

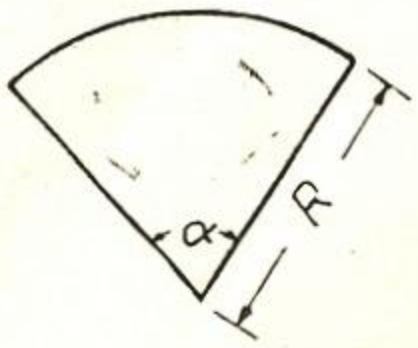
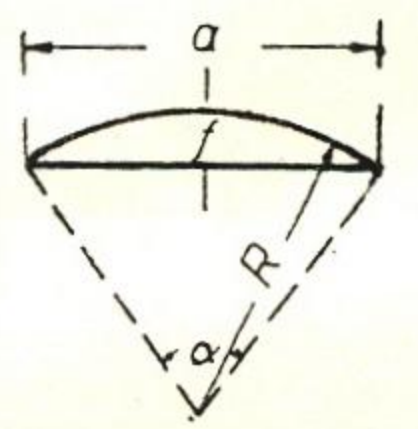
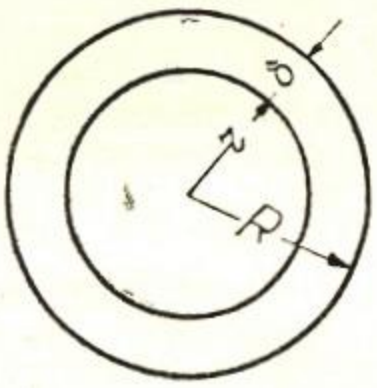
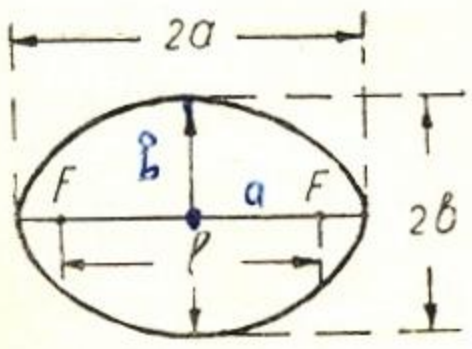
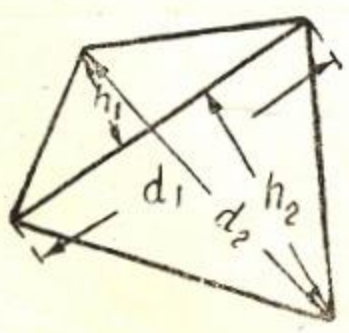
Схемы и формулы для определения боковых поверхностей и объемов простейших геометрических тел приведены в табл. I—3.

Таблица I—3

Площади основных геометрических фигур

Фигура	Схема	Площадь
Треугольник		$\Omega = \frac{1}{2}a \cdot h;$ где a — основание, h — высота $(h = c \cdot \sin\beta = b\sin\gamma)$ или $\Omega = \sqrt{p(p-a)(p-b)(p-c)}$ Герон где $p = \frac{1}{2}(a+b+c)$; a, b, c — стороны; $\alpha + \beta + \gamma = 180°$

Фигура	Схема	Площадь
Квадрат		$\Omega = a^2$, где a — сторона
Прямоугольник		$\Omega = a \cdot b$, где a и b — смежные стороны
Параллелограмм		$\Omega = a \cdot h$, где a — основание, h — высота ($h = b \cdot \sin \alpha$), $\alpha + \beta = 180°$
Ромб		$\Omega = a \cdot h$, где a — основание, h — высота ($h = a \cdot \sin \alpha$) или $\Omega = \frac{1}{2} d_1 \cdot d_2$, где d_1 и d_2 — диагонали; $d_1 = 2a \sin \frac{\beta}{2}$; $d_2 = 2a \sin \frac{\alpha}{2}$; $\alpha + \beta = 180°$
Трапеция		$\Omega = \frac{a+b}{2} \cdot h$, где a и b — основания; h — высота ($h = c \cdot \sin \alpha = d \cdot \sin \delta$), $h = \frac{a-b}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \delta}$; $\alpha + \beta = 180°$; $\gamma + \delta = 180°$
Круг		$\Omega = \pi R^2 = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} SD$, где D — диаметр; $R = \frac{1}{2} D$ — радиус, $S = \pi D$ — длина окружности; при $\pi = 3{,}14$ $\Omega = 3{,}14 R^2 = 0{,}785 D^2$

Фигура	Схема	Площадь
Сектор		$\Omega = \pi R^2 \frac{\alpha^\circ}{36^\circ} = 0{,}00873\, R^2 \alpha^\circ$, где R – радиус образующего круга, α = центральный угол в градусах; стрела сегмента $f = R\left(1 - \cos\frac{\alpha}{2}\right)$
Сегмент		$\Omega = \frac{1}{2}R^2\left(\frac{\pi \cdot \alpha^\circ}{180^\circ} - \sin\alpha\right) = \frac{1}{2} R^2 (0{,}01745\,\alpha^\circ - \sin\alpha)$. Длина дуги сектора $\frac{2\pi R\alpha}{180^\circ}$ приближенно $\Omega = 0{,}1333f\,(3a\sqrt{a^2 + 4f^2})$ длина хорды $a = 2\sqrt{2fR - f^2} = 2R\sin\frac{\alpha}{2}$ длина дуги сегмента $l = \frac{2\pi R\alpha}{360^\circ}$
Круговое кольцо		$\Omega = \pi\,(R^2 - r^2) = \pi\delta(R + r)$; при $\pi = 3{,}14$ $\Omega = 3{,}14(R^2 - r^2) = 3{,}14\delta(R + r)$, где R — внешний, r — внутренний радиусы; $\delta = (R - r)$ – толщина кольца
Эллипс		$\Omega = \pi \cdot a \cdot b$, где a и b — полуоси, F — фокусы, расстояние между фокусами (эксцентриситет) $l = 2\sqrt{a^2 - b^2}$
Неправильный четырехугольник		$\Omega = \frac{1}{2}\, d_1\,(h_1 + h_2)$, где d_1 и d_2 — диагонали, h_1 и h_2 — перпендикуляры к d_1; или $\Omega = \frac{1}{2}\, d_1 \cdot d_2 \cdot \sin\varphi$, где φ — угол между диагоналями

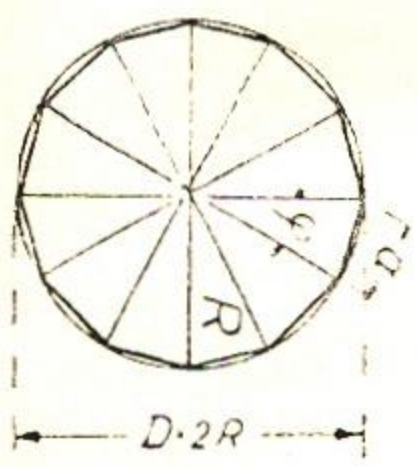
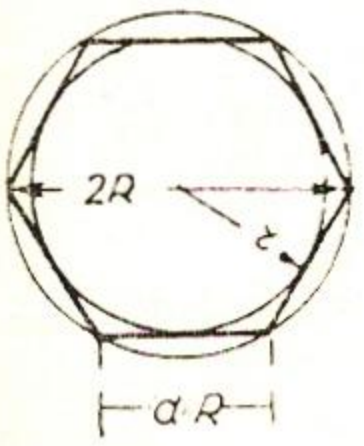
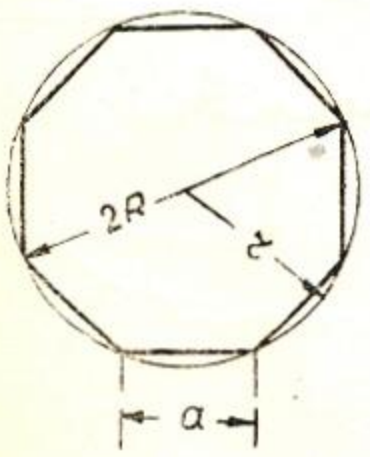
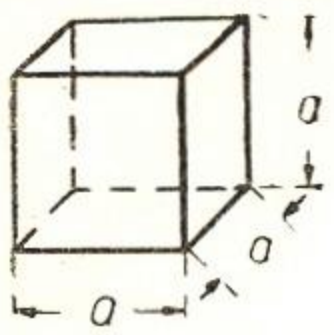
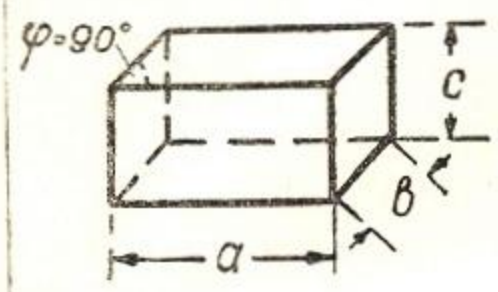
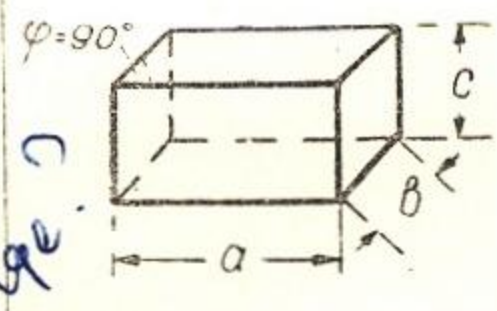
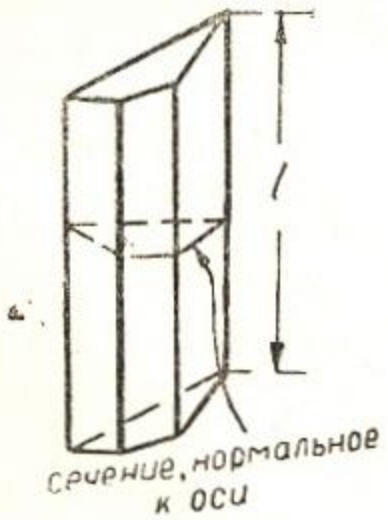
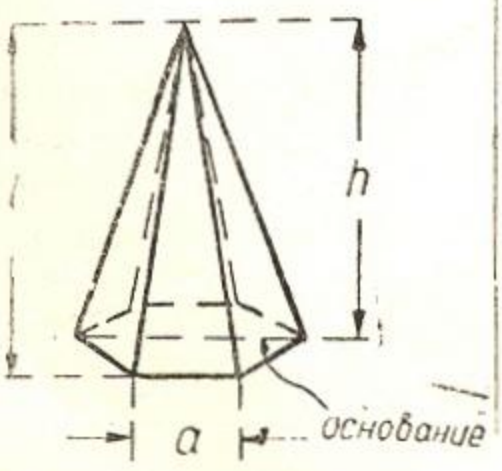
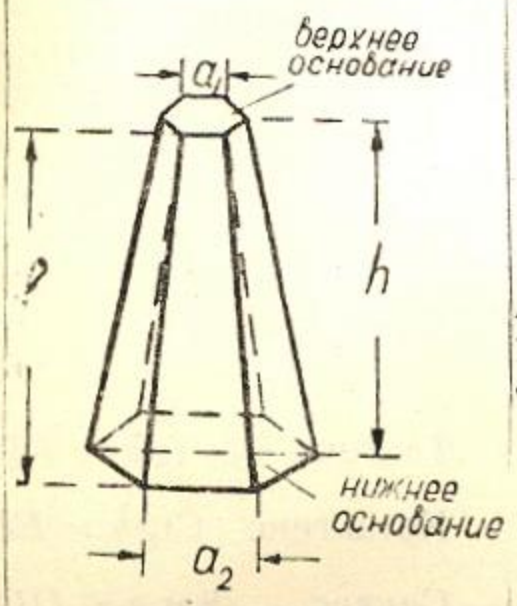
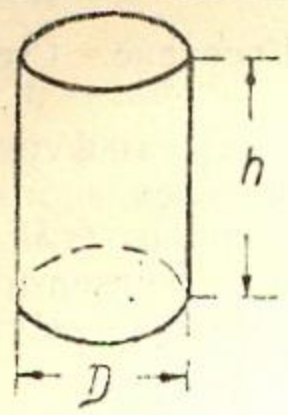
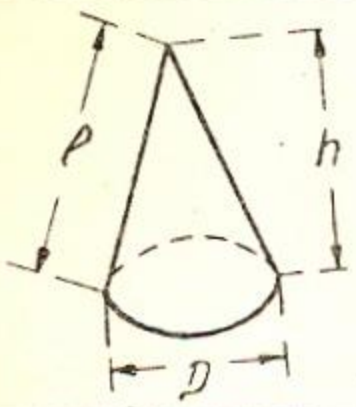
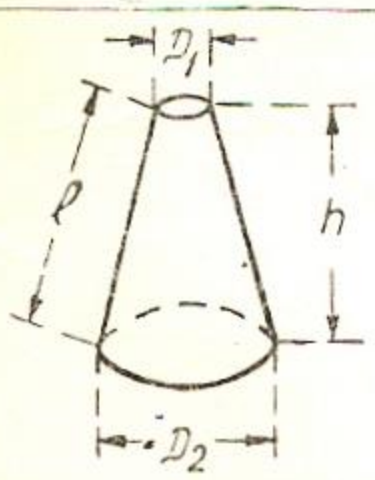
Фигура	Схема	Площадь
Произвольный многоугольник		$\Omega = \frac{1}{2} \Sigma d \cdot h,$ где d — длины всех диагоналей, h — перпендикуляры, опущенные на диагонали согласно схеме, сумма внутренних углов $= 180^\circ (n - 2)$, где n — число сторон многоугольника
Правильный многоугольник		$\Omega = \frac{1}{4} n \cdot a^2 \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2}$. где a — сторона, $\varphi = \frac{360^\circ}{n}$, n — число сторон; или $\Omega = \frac{1}{2} n \cdot R^2 \sin \varphi$, где R — радиус описанного круга
Правильный шестиугольник		$\varphi = 60^\circ$; $a = R = 1{,}155r$; $r = 0{,}8658a$; $\Omega = 2{,}598 R^2 = 3{,}464 r^2$, $R = 0{,}3849 \sqrt{\Omega}$, $r = 0{,}2886 \sqrt{\Omega}$, R — радиус описанного круга; r — радиус вписанного круга
Правильный восьмиугольник		$\varphi = 45^\circ$; $a = 0{,}765R = 0{,}828r$; $\Omega = 4{,}820a^2 = 2{,}828 R^2 = 3{,}3\ 4r^2$; $R = 1{,}307a = 0{,}3536 \sqrt{\Omega}$; $r = 1{,}208a = 0{,}3017 \sqrt{\Omega}$; R — радиус описанного круга; r — радиус вписанного круга

Таблица I—4

Боковые поверхности и объемы некоторых геометрических тел

Фигура	Схема	Боковая поверхность	Объем
Куб		$S = 4a^2$ вся поверхность $F = 6\ a^2$	$V = a^3$
Прямоугольный параллелепипед		$S = 2(a + b) \cdot c$ вся поверхность $F = 2(ac + bc + ab)$	$V = a \cdot b \cdot c$
Косоугольный параллелепипед		$S = a \cdot c$ $S = 2a \cdot c + 2bc$	$V = a \cdot b \cdot c \sin\varphi$
Призма		$S = 2pl$, $2p$ — длина периметра сечения, нормального к оси	$V = \omega \cdot l$, ω — площадь сечения, нормального к оси
Пирамида		$S = p \cdot l$, p — полупериметр контура основания, l — длина апофемы	$V = \frac{1}{3}\ \omega \cdot h$, ω — площадь основания, h — длина перпендикуляра, опущенного на основание

Фигура	Схема	Боковая поверхность	Объем
Правильная усеченная пирамида		$S = (p_1 + p_2) \cdot l$, p_1 и p_2 — полупериметры верхнего и нижнего основания; l — апофема	$v = \frac{1}{3} h [\omega_1 + \omega_2 + \sqrt{\omega_1 \cdot \omega_2}]$ ω_1 и ω_2 — площади верхнего и нижнего оснований; h — высота
Прямой цилиндр		$S = \pi Dh = 3{,}14 D \cdot h$	$v = \pi R^2 \cdot h = 0{,}785 D^2 \cdot h$
Конус		$S = \pi D \cdot \frac{l}{2} = 1{,}57 Dl$ l — образующая	$v = \pi R^2 \cdot \frac{h}{3} = 0{,}262 D^2 \cdot h$ h — высота
Усеченный конус		$S = \pi (D_1 + D_2) \frac{l}{2}$, D_1 и D_2 — диаметры верхнего и нижнего оснований; l—образующая	$v = \frac{\pi}{12} h (D_1^2 + D_2^2 + D_1^2 \cdot D_2^2)$
Шар		$S = 3{,}14 \cdot D^2$	$v = 0{,}523 D^3$

Глава 4

ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКИЕ ФУНКЦИИ

§ 1. ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКИЕ ФУНКЦИИ УГЛА

Тригонометрические функции угла α определяются при помощи тригонометрического круга радиуса $R = 1$ (угол α измеряется от неподвижного радиуса OA до подвижного радиуса OC против часовой стрелки), а также из прямоугольного треугольника (рис. I—2).

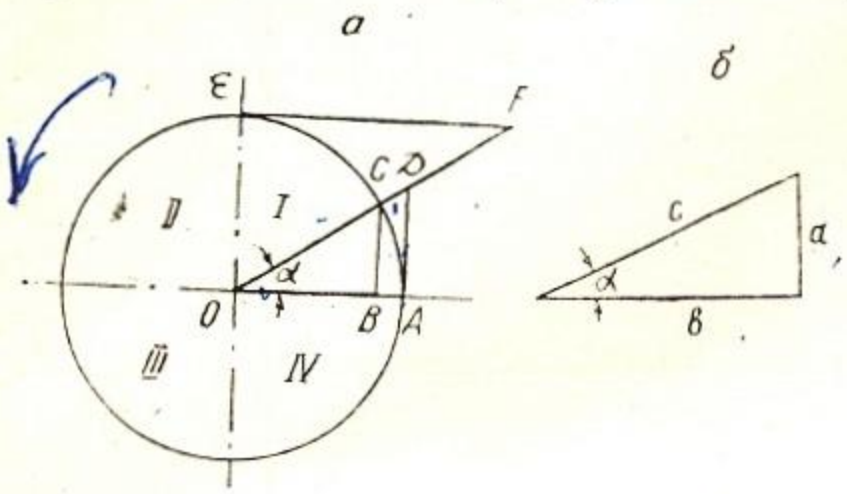


Рис. I—2. Тригонометрический круг плоской фигуры.

Синус $\quad \mathrm{Sin}\,\alpha = BC = \frac{a}{c}$

Косинус $\quad \mathrm{Cos}\,\alpha = OB = \frac{b}{c}$

Тангенс $\quad \mathrm{tg}\,\alpha = AD = \frac{a}{b}$

Котангенс $\quad \mathrm{Ctg}\,\alpha = EF = \frac{b}{a}$

Секанс $\quad \mathrm{Sec}\,\alpha = OD = \frac{c}{b}$

Косеканс $\quad \mathrm{Csc}\,\alpha = OF = \frac{c}{a}$

Знаки функций устанавливаются в зависимости от величины угла в пределах от $\alpha = 0$ до $\alpha = 360°$ (то есть от того, в какой четверти тригонометрического круга находится подвижный радиус) согласно табл. I—5.

Таблица I—5

Четверть	Величина угла	Sin	Cos	tg	ctg	Sec	Csc
I	от 0° до 90°	+	+	+	+	+	+
II	от 90° до 180°	+	−	−	−	−	+
III	от 180° до 270°	−	−	+	+	−	−
IV	от 270° до 360°	−	+	−	−	+	−

Значения функций для острых углов в пределах $0° < \alpha° < 90°$, изменяющихся через 30′, находятся по табл. 1—7.

Значения функции для промежуточных величин угла вычисляются при помощи интерполирования.

Для углов $\beta < 0°$ и $\beta > 90°$ значения функций определяются по формулам, приведенным в табл. I—6.

Таблица I—6

Функции	Выражение угла β через α				
	$\beta = -\alpha$	$\beta = 90° \pm \alpha$	$\beta = 180° \pm \alpha$	$\beta = 270° \pm \alpha$	$\beta = 360°_{n} \pm \alpha$
$\mathrm{Sin}\,\beta =$	$-\mathrm{Sin}\,\alpha$	$+\mathrm{Cos}\,\alpha$	$\mp\mathrm{Sin}\,\alpha$	$-\mathrm{Cos}\,\alpha$	$\pm\mathrm{Sin}\,\alpha$
$\mathrm{Cos}\,\beta =$	$+\mathrm{Cos}\,\alpha$	$\mp\mathrm{Sin}\,\alpha$	$-\mathrm{Cos}\,\alpha$	$\pm\mathrm{Sin}\,\alpha$	$+\mathrm{Cos}\,\alpha$
$\mathrm{tg}\,\beta =$	$-\mathrm{tg}\,\alpha$	$\mp\mathrm{Ctg}\,\alpha$	$\pm\mathrm{tg}\,\alpha$	$\pm\mathrm{Ctg}\,\alpha$	$\pm\mathrm{tg}\,\alpha$
$\mathrm{Ctg}\,\beta =$	$-\mathrm{Ctg}\,\alpha$	$\mp\mathrm{tg}\,\alpha$	$\pm\mathrm{Ctg}\,\alpha$	$\mp\mathrm{tg}\,\alpha$	$\pm\mathrm{Ctg}\,\alpha$

§ 2. ОСНОВНЫЕ ФОРМУЛЫ ТРИГОНОМЕТРИИ

Функции одного угла

1) $\mathrm{Sin}^2\alpha + \mathrm{Cos}^2\alpha = 1$; 2) $\mathrm{tg}\,\alpha \cdot \mathrm{ctg}\,\alpha = 1$; 3) $\mathrm{Sin}\,\alpha = \sqrt{1 - \mathrm{Cos}^2\alpha} = \dfrac{\mathrm{tg}\,\alpha}{\sqrt{1 + \mathrm{tg}^2\alpha}}$;

4) $\mathrm{Cos}\,\alpha = \sqrt{1 - \mathrm{Sin}^2\alpha} = \dfrac{1}{\sqrt{1 + \mathrm{tg}^2\alpha}}$; 5) $\mathrm{tg}\,\alpha = \dfrac{\mathrm{Sin}\,\alpha}{\sqrt{1 + \mathrm{Sin}^2\alpha}} = \dfrac{\sqrt{1 - \mathrm{Cos}^2\alpha}}{\mathrm{Cos}\,\alpha} = \dfrac{1}{\mathrm{Ctg}\,\alpha}$;

6) $\mathrm{Ctg}\,\alpha = \dfrac{\sqrt{1 - \mathrm{Sin}^2\alpha}}{\mathrm{Sin}\,\alpha} = \dfrac{\mathrm{Cos}\,\alpha}{\sqrt{1 - \mathrm{Cos}^2\alpha}} = \dfrac{1}{\mathrm{tg}\,\alpha}$.

Соотношение между функциями двух углов

1) $\mathrm{Sin}(\alpha \pm \beta) = \mathrm{Sin}\,\alpha \cdot \mathrm{Cos}\,\beta \pm \mathrm{Cos}\,\alpha \mathrm{Sin}\,\beta$;

2) $\mathrm{Cos}(\alpha \pm \beta) = \mathrm{Cos}\alpha\,\mathrm{Cos}\beta \pm \mathrm{Sin}\,\alpha\,\mathrm{Sin}\,\beta$;

3) $\mathrm{tg}\,(\alpha \pm \beta) = \dfrac{\mathrm{tg}\,\alpha \pm \mathrm{tg}\,\beta}{1 \pm \mathrm{tg}\,\alpha\,\mathrm{tg}\,\beta}$; 4) $\mathrm{Sin}\,\alpha \pm \mathrm{Sin}\,\beta = 2\,\mathrm{Sin}\,\dfrac{\alpha \pm \beta}{2}\,\mathrm{Cos}\,\dfrac{\alpha \mp \beta}{2}$

5) $\mathrm{Cos}\,\alpha + \mathrm{Cos}\,\beta = 2 \cdot \mathrm{Cos}\,\dfrac{\alpha + \beta}{2}\,\mathrm{Cos}\,\dfrac{\alpha - \beta}{2}$;

6) $\mathrm{Cos}\,\alpha - \mathrm{Cos}\,\beta = 2\,\mathrm{Sin}\,\dfrac{\alpha + \beta}{2}\,\mathrm{Sin}\,\dfrac{\alpha - \beta}{2}$;

7) $\mathrm{tg}\,\alpha \pm \mathrm{tg}\,\beta = \dfrac{\mathrm{Sin}\,(\alpha \pm \beta)}{\mathrm{Cos}\,\alpha\,\mathrm{Cos}\,\beta}$.

Функции двойного угла

1) $\mathrm{Sin}\,2\alpha = 2\,\mathrm{Sin}\,\alpha\,\mathrm{Cos}\,\alpha$; 2) $\mathrm{Cos}\,2\alpha = \mathrm{Cos}^2\alpha - \mathrm{Sin}^2\alpha = 1 - 2\mathrm{Sin}^2\alpha$;

3) $\mathrm{tg}\,2\alpha = \dfrac{2\mathrm{tg}\,\alpha}{1 - \mathrm{tg}^2\alpha} = \dfrac{2}{\mathrm{Ctg}\,\alpha - \mathrm{tg}\,\alpha}$; 4) $\mathrm{Ctg}\,2\alpha = \dfrac{1}{2}(\mathrm{ctg}\,\alpha - \mathrm{tg}\,\alpha)$.

Функции половинного угла

1) $\mathrm{Sin}\,\dfrac{\alpha}{2} = \sqrt{\dfrac{1 - \mathrm{Cos}\,\alpha}{2}}$; 2) $\mathrm{Cos}\,\dfrac{\alpha}{2} = \sqrt{\dfrac{1 + \mathrm{Cos}\,\alpha}{2}}$;

3) $\mathrm{tg}\,\dfrac{\alpha}{2} = \sqrt{\dfrac{1 - \mathrm{Cos}\,\alpha}{1 + \mathrm{Cos}\,\alpha}} = \dfrac{\mathrm{Sin}\,\alpha}{1 + \mathrm{Cos}\,\alpha} = \dfrac{1 - \mathrm{Cos}\,\alpha}{\mathrm{Sin}\,\alpha} = \mathrm{Csc}\,\alpha - \mathrm{ctg}\,\alpha$.

§ 3. ПРИМЕНЕНИЕ ТРИГОНОМЕТРИИ К РЕШЕНИЮ ТРЕУГОЛЬНИКОВ

Прямоугольный треугольник: a и b — катеты, c — гипотенуза.
α и β — углы против сторон a и b.

Основные соотношения

$$a = c\,\mathrm{Sin}\,\alpha = c\,\mathrm{Cos}\,\beta = b\,\mathrm{tg}\,\alpha = b\,\mathrm{Ctg}\,\beta.$$

Дано	Формулы для нахождения остальных элементов		
c; α	$\beta = 90° - \alpha$	$a = c \cdot \operatorname{Sin} \alpha$	$b = c \cdot \operatorname{Cos} \alpha$
a; α	$\beta = 90° - \alpha$	$b = a \cdot \operatorname{Ctg} \alpha$	$c = \frac{a}{\operatorname{Sin} \alpha} = a \operatorname{Csc} \alpha$
a; c	$\operatorname{Sin} \alpha = \frac{a}{c}$	$b = c \cdot \operatorname{Cos} \alpha$	$\beta = 90° - \alpha$
a; b	$\operatorname{tg} \alpha = \frac{a}{b}$	$c = \frac{a}{\operatorname{Sin} \alpha} = a \operatorname{Csc} \alpha$	$\beta = 90° - \alpha$

Косоугольный треугольник: a, b и c — стороны; α, β и γ — противолежащие им углы; ω — площадь, R — радиус описанной окружности, r — радиус вписанной окружности, $p = \frac{1}{2}(a + b + c)$ — полупериметр.

Основные соотношения:

1) $\frac{a}{\operatorname{Sin} \alpha} = \frac{b}{\operatorname{Sin} \beta} = \frac{c}{\operatorname{Sin} \gamma} = 2R$ (теорема синусов)

2) $a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cdot \operatorname{Cos} \alpha$ (теорема косинусов)

3) $\frac{a+b}{a-b} = \frac{\operatorname{tg} \frac{\alpha+\beta}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\alpha-\beta}{2}}$ (теорема тангенсов)

4) $\left.\begin{aligned} (b+c) \operatorname{Sin} \frac{\alpha}{2} &= a \operatorname{Cos} \frac{\beta-\gamma}{2} \\ (b-c) \operatorname{Cos} \frac{\alpha}{2} &= a \operatorname{Sin} \frac{\beta-\gamma}{2} \end{aligned}\right\}$ (формулы Мольвейде)

5) $\omega = \frac{1}{2} ab \operatorname{Sin} \gamma = 2R^2 \operatorname{Sin} \alpha \cdot \operatorname{Sin} \beta \cdot \operatorname{Sin} \gamma = r \cdot p = \sqrt{p(p-a)(p-b)(p-c)}$

6) $\operatorname{tg} \alpha = \frac{a \cdot \operatorname{Sin} \beta}{c - a \operatorname{Cos} \beta}$

7) $\operatorname{Sin} \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{(p-b)(p-c)}{b \cdot c}}$; $\operatorname{Cos} \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{p(p-a)}{b \cdot c}}$;

$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{(p-b)(p-c)}{p(p-a)}}$

Дано	Формулы для нахождения остальных элементов
1) Сторона и два угла (a; α; β)	$\gamma = 180° - (\alpha + \beta)$; $b = \frac{a \cdot \operatorname{Sin} \beta}{\operatorname{Sin} \alpha}$; $c = \frac{a \cdot \operatorname{Sin} \gamma}{\operatorname{Sin} \alpha}$; $\omega = \frac{1}{2} ab \operatorname{Sin} \gamma$
2) 2 стороны и угол между ними (a; γ)	$\operatorname{tg} \frac{\alpha-\beta}{2} = \frac{a-b}{a+b} \operatorname{Ctg} \frac{\gamma}{2}$; $\frac{\alpha+\beta}{2} = 90° - \frac{1}{2}\gamma$. Получив $(\alpha + \beta)$ и $(\alpha - \beta)$, находят α и β. $c = \frac{a \operatorname{Sin} \gamma}{\operatorname{Sin} \alpha}$; $\omega = \frac{1}{2} ab \operatorname{Sin} \gamma$

Дано	Формулы для нахождения остальных элементов
3) 2 стороны и угол против одной из них (a; b; α)	$\operatorname{Sin}\alpha = \frac{a}{b}\operatorname{Sin}\beta$; Если $b \geqslant a$, то $\alpha < 90°$ Если $b < a$ и $a \cdot \operatorname{Sin}\beta < b$, то α имеет два значения ($\alpha_2 = 180° - \alpha_1$) Если $b < a$ и $a \operatorname{Sin}\beta = b$, то $\alpha = 90°$. При $b < a$ и $a \operatorname{Sin}\beta > b$ — треугольник невозможен. $\gamma = 180° - (\alpha + \beta)$; $c = \frac{a \operatorname{Sin}\gamma}{\operatorname{Sin}\alpha}$; $\omega = \frac{1}{2} ab \operatorname{Sin}\gamma$
4) 3 стороны (a; b; c)	$r = \sqrt{\frac{(p-a)(p-b)(p-c)}{p}}$; $\omega = r \cdot p = \sqrt{p(p-a)(p-b)(p-c)}$ $\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2} = \frac{r}{p-a}$; $\operatorname{tg}\frac{\beta}{2} = \frac{r}{p-b}$; $\operatorname{tg}\frac{\gamma}{2} = \frac{r}{p-c}$

Более сложные функции (круговые или обратные тригонометрические, гиперболические, синусоидальные величины и др.) рассматриваются в специальных руководствах, учебниках и справочниках по математике.

Таблица I—7

Натуральные тригонометрические величины

°	′	Sin	d	Csc	d	Tan	d	Ctg	d	Sec	Cos	′	°
0	0	0,000	—	∞	—	0,000	—	∞	—	1,000	1,000	0	90
	30	0,009	9	114,59		0,009	9	114,59		1,000	1,000	30	—
1	0	0,017	8	57,299		0,017	8	57,290		1,000	1,000	0	89
	30	0,026	9	38,202		0,026	9	38,188		1,000	1,000	30	—
2	0	0,035	9	28,654		0,035	9	28,636		1,001	0,999	0	88
	30	0,044	9	22,926		0,044	9	22,904		1,001	0,999	30	—
3	0	0,052	8	19,107		0,052	8	19,081		1,001	0,999	0	87
	30	0,061	9	16,380		0,061	9	16,350		1,002	0,998	30	—
4	0	0,070	9	14,336		0,070	9	14,301		1,002	0,998	0	86
	30	0,078	8	12,745		0,079	9	12,706		1,003	0,997	30	—
5	0	0,087	9	11,474		0,087	8	11,430		1,004	0,996	0	85
	30	0,096	9	10,433	866	0,096	9	10,385		1,005	0,995	30	—
6	0	0,105		9,567	733	0,105	9	9,514	871	1,006	0,995	0	84

°	′	Sin	d	Csc	d	Tan	d	Ctg	d	Sec	d	Cos	d	′	°
			9		628		9		633						
7	0	0,122		8,206		0,123		8,144		1,008		0,993		0	83
			9		545		9		548						
	30	0,131		7,661		0,132		7,596		1,009		0,991		30	
			8		476		9		481						
8	0	0,139		7,185		0,141		7,115		1,010		0,990		0	82
			9		420		8		424						
	30	0,148		6,765		0,149		6,691		1,011		0,989		30	
			8		373		9		377						
9	0	0,156		6,392		0,158		6,314		1,012		0,988		0	81
			9		333		9		338						
	30	0,165		6,059		0,167		5,976		1,014		0,986		30	
			9		300		9		305						
10	0	0,174		5,759		0,176		5,671		1,015		0,985		0	80
			8		272		9		275						
	30	0,182		5,487		0,185		5,396		1,017		0,983		30	
			9		246		9		151						
11	0	0,191		5,241		0,194		5,145		1,019		0,982		0	79
			8		225		9		230						
	30	0,199		5,016		0,203		4,915		1,020		0,980		30	
			9		206		10		210						
12	0	0,208		4,810		0,213		4,705		1,022		0,978		0	78
			8		190		9		194						
	30	0,216		4,640		0,222		4,511		1,024		0,976		30	
			9		175		9		180						
13	0	0,225		4,445		0,231		4,331		1,026		0,974		0	77
			8		161		9		166						
	30	0,233		4,284		0,240		4,165		1,028		0,972		30	
			9		150		9		154						
14	0	0,242		4,134		0,249		4,011		1,031		0,970		0	76
			8		140		10		144						
	30	0,250		3,994		0,259		3,867		1,033		0,968		30	
			9		130		9		135						
15	0	0,259		3,861		0,268		3,732		1,035		0,966		0	75
			8		122		9		126		3		2		
	30	0,267		3,742		0,277		3,606		1,038		0,964		30	
			9		114		10		119		2		3		
16	0	0,276		3,628		0,287		3,487		1,040		0,961		0	74
			8		107		9		111		3		2		
	30	0,284		3,521		0,296		3,376		1,043		0,959		30	
			8		101		10		105		3		3		
17	0	0,29		3,420		0,306		3,271		1,04		0,956		0	73
			9		94		9		99		3		2		
	30	0,301		3,326		0,315		3,172		1,049		0,954		30	
			8		90		10		94		2		3		
18	0	0,309		3,236		0,325		3,078		1,051		0,951		0	72
			8		84		10		89		3		3		
	30	0,317		3,152		0,335		2,989		1,054		0,948		30	
			9		80		9		85		4		2		
19	0	0,326		3,072		0,344		2,904		1,058		0,946		0	71
			8		76		10		80		3		3		
	30	0,334		2,996		0,354		2,824		1,061		0,943		30	
			8		72		10		77		3		3		
20	0	0,342		2,924		0,364		,747		1,064		0,940		0	70
			8		69		10		72		4		3		
	30	0,350		2,855		0,374		2,675		1,068		0,937		30	
					65		10		70		3		3		

°	′	Sin	d	Csc	d	Tan	d	Ctg	d	Sec	d	Cos	d	′	°
21	0	0,358		2,790		0,384		2,605		1,071		0,934		0	69
			9		61		10		66		4		4		
	30	0,367		2,729		0,394		2,539		1,075		0,930		30	
			8		60		10		64		4		3		
22	0	0,375		2,669		0,404		2,475		1,079		0,927		0	68
			8		56		10		61		3		3		
	30	0,383		2,613		0,414		2,414		1,083		0,924		30	
			8		54		10		58		4		3		
23	0	0,391		2,559		0,424		2,356		1,086		0,921		0	67
			8		51		11		56		4		4		
	30	0,399		2,508		0,435		2,300		1,090		0,917		30	
			8		49		10		54		5		3		
24	0	0,407		2,459		0,445		2,246		1,095		0,914		0	66
			8		48		11		52		4		4		
	30	0,415		2,411		0,456		2,194		1,099		0,910		30	
			8		45		10		40		4		4		
25	0	0,423		2,366		0,466		2,145		1,103		0,906		0	65
			8		43		11		48		5		3		
	30	0,431		2,323		0,477		2,097		1,108		0,903		30	
			7		42		11		47		5		4		
26	0	0,438		2,281		0,488		2,050		1,113		0,899		0	64
			8		40		11		44		4		4		
	30	0,446		2,241		0,499		2,006		1,117		0,895		30	
			8		38		11		43		5		4		
27	0	0,454		2,203		0,510		1,963		1,122		0,891		0	63
			8		37		11		42		5		4		
	30	0,462		2,166		0,521		1,921		1,127		0,887		30	
			7		36		11		40		6		4		
28	0	0,469		2,130		0,532		1,881		1,133		0,883		0	62
			8		34		11		39		5		4		
	30	0,477		2,093		0,543		1,842		1,138		0,879		30	
			8		33		11		38		5		4		
29	0	0,485		2,063		0,554		1,804		1,143		0,875		0	61
			7		32		12		37		6		5		
	30	0,492		2,031		0,566		1,767		1,149		0,870		30	
			8		31		11		35		6		4		
30	0	0,500		2,000		0,577		1,732		1,155		0,866		0	60
			8		30		12		34		6		4		
	30	0,508		1,970		0,589		1,698		1,161		0,862		30	
			7		29		12		34		6		5		
31	0	0,515		1,942		0,601		1,664		1,167		0,857		0	59
			7		28		12		32		6		4		
	30	0,522		1,914		0,613		1,632		1,173		0,853		30	
			8		27		12		32		6		5		
32	0	0,530		1,887		0,625		1,600		1,179		0,848		0	58
			7		26		12		30		7		5		
	30	0,537		1,861		0,637		1,570		1,186		0,843		30	
			8		25		12		30		6		4		
33	0	0,545		1,836		0,649		1,540		1,192		0,839		0	57
			7		24		13		29		7		5		
	30	0,552		1,812		0,662		1,511		1,199		0,834		30	
			7		24		13		28		7		5		
34	0	0,559		1,788		0,675		1,483		1,206		0,829		0	56
			7		22		12		28		7		5		
	30	0,566		1,766		0,687		1,455		1,213		0,824		30	
			8		23		13		27		8		5		
35	0	0,574		1,743		0,700		1,428		1,221		0,819		0	55
			7		21		13		26		7		5		
	30	0,581		1,722		0,713		1,402		1,228		0,814		30	
			7		21		14		26		8		5		

o	′	Srn	d	Csc	d	Tan	d	Cobg	d	Sec	d	Cos	d	′	°
36	0	0,588		1,701		0,727		1,376		1,236		0,809		0	54
			7		20		13		25		8		5		
	30	0,595		1,681		0,740		1,351		1,244		0,804		30	
			7		19		14		24		8		5		
37	0	0,602		1,662		0,754		1,327		1,252		0,799		0	53
			7		19		13		24		8		6		
	30	0,609		1,643		0,767		1,303		1,260		0,793		30	
			7		19		14		23		9		5		
38	0	0,616		1,624		0,781		1,280		1,269		0,788		0	52
			7		18		14		23		9		5		
	30	0,623		1,606		0,795		1,257		1,278		0,783		30	
			6		17		15		22		9		6		
39	0	0,629		1,589		0,810		1,235		1,287		0,777		0	51
			7		17		14		22		9		5		
	30	0,636		1,572		0,824		1,213		1,296		0,772		30	
			7		16		15		21		9		5		
40	0	0,643		1,556		0,839		1,192		1,305		0,766		0	50
			6		16		15		21		10		6		
	30	0,649		1,540		0,854		1,171		1,315		0,760		30	
			7		16		15		21		10		5		
41	0	0,656		1,524		0,869		1,150		1,325		0,755		0	49
			7		15		16		20		10		6		
	30	0,663		1,509		0,885		1,130		1,335		0,749		30	
			6		15		15		19		11		6		
42	0	0,669		1,494		0,900		1,111		1,346		0,743		0	48
			7		14		16		20		10		6		
	30	0,676		1,480		0,916		1,091		1,356		0,737		30	
			6		14		17		19		11		6		
	30	0,676		1,480		0,916		1,091		0,356		0,737		30	
			6		14		17		19	11		6			
43	0	0,682		1,466		0,933		1,072		1,367		0,731		0	47
			6		13		16		18	12		6			
	30	0,688		1,453		0,949		1,054		1,379		0,725		30	
			7		13		17		18	11		6			
44	0	0,695		1,440		0,966		1,036		1,390		0,719		0	46
			6		13		17		18	12		6			
	30	0,701		1,427		0,983		1,018		1,402		0,713		30	
			6		13		17		18	12		6			
45	0	0,707		1,414		1,000		1,000		1,414		0,707		0	45

РАЗДЕЛ II

ИРРИГАЦИОННЫЕ ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЕ, ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЕ И ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

Глава I

СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Ирригационно-мелиоративное строительство (орошение, осушение, обводнение), выполняемое за счет средств государственного бюджета, осуществляется только по проектам и сметам, разработанным в соответствии с „Инструкцией по составлению проектов и смет по мелиоративному строительству Государственного комитета Совета Министров СССР по делам строительства (И-110-56)".

Инструкцией установлены следующие стадии проектирования:

а) в одной стадии — проект по сокращенному объему проектно-сметных материалов на строительство и реконструкцию объектов с простым техническим решением в несложных природных условиях при сметной стоимости строительства до 500 тысяч рублей; участков мелиоративной системы с площадью мелиорации до 1500 га; отдельных каналов и гидротехнических сооружений с расходом до 25 м³/сек; прудов и водоемов при высоте плотины до 8 м.

Переустройство существующей мелиоративной системы для ее технического улучшения и использования выпавших из сельскохозяйственного оборота площадей выполняется, как правило, по проектам отдельных частей системы в одну стадию на основе составленной схемы переустройства всей мелиоративной системы;

б) в двух стадиях — проектное задание и рабочие чертежи — проектирование не перечисленных в п. „а" объектов в природных условиях средней сложности при строительной стоимости свыше 500 тысяч рублей.

Допускается составление технических проектов на отдельные сооружения в сложных природных условиях или при сложности и новизне технических решений по ним;

в) в трех стадиях — проектное задание, технический проект, рабочие чертежи — проектирование допускается в отдельных случаях с разрешения инстанции, утверждающей задание на проектирование водозаборных узлов на реках, водохранилищ, крупных насосных станций и других гидротехнических сооружений в сложных природных условиях.

Имеются и внестадийные проекты:

технико-экономический доклад — ТЭД;

схема использования земельно-водных ре урсов бассейна.

Стадийность проектирования устанавливается заданием на проектирование.

В одностадийном проекте обосновывают техническое решение и экономическую целесообразность строительства.

В проектном задании определяют экономическую целесообразность намеченного мелиоративного строительства в выбранном месте и в заданные сроки, площадь и размещение орошаемых, осушаемых или обводняемых земель, устанавливают источники водоснабжения оросительных и обводнительных систем и водоприемники осушительных систем, количество и источники получения энергии, необходимой для механического орошения и осушения, источники снабжения строительными материалами, а также разрабатывают очередность мероприятий и способы их выполнения, определяют общую стоимость строительства и устанавливают основные технико-экономические показатели.

Технический проект разрабатывают на основе утвержденного проектного задания.

Рабочие чертежи при двухстадийном проектировании составляют на основе утвержденного проектного задания, при трехстадийном проектировании — по утвержденному техническому проекту.

Технико-экономический доклад (ТЭД) — первоначальное оформление технических идей и предложений по разрешению тех или иных водохозяйственных задач.

Схема использования земельно-водных ресурсов — план хозяйственно-экономического развития водного бассейна и отдельных его районов и план рационального взаимно согласованного развития различных отраслей народного хозяйства (сельское хозяйство, промышленность, ирригация, гидроэнергетика, водоснабжение, водный транспорт и т. д.).

Глава 2

ИРРИГАЦИОННЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ИССЛЕДОВАНИЯ

Для каждой стадии проектирования предварительно выполняются изыскания и исследования в определенном составе (объем и точность изыскательско-исследовательских работ устанавливается стадией проекта):

1. Подготовительные работы — предварительное изучение материалов, имеющихся по данному объекту. Одновременно составляют план работ, подбирают инструкции, данные опорных точек, геодезические, буровые и другие инструменты, таборное оборудование и т. д.

2. Полевые работы, состоящие из топографо-геодезических изысканий по объекту и геологических, гидрогеологических, почвенно-грунтовых, экономических и других исследований.

3. Камеральные работы по обработке полевых материалов.

4. Лабораторные анализы грунтовых вод, механические и химические анализы образцов пород и почв, собранных в результате полевых исследований, по изучению строительных свойств грунтов и т. д.

Цель изыскательско-исследовательских работ — подробная характеристика естественно-исторических условий района предстоящего водохозяйственного строительства и получение достаточного материала для установления характера и объема строительных мероприятий

по орошению новых земель, осушению заболоченных участков, переустройству существующих ирригационных систем или улучшению мелиоративного состояния используемых поливных земель для повышения урожайности орошаемых сельскохозяйственных культур.

В состав каждого мелиоративного проекта входит описание естественно-исторических условий района (объекта), а именно:

а) географическое положение объекта;

б) его границы;

в) рельеф (уклоны местности, изрезанность рельефа, микрорельеф)

г) климатическая характеристика объекта (динамика температур воздуха в течение года и в многолетнем разрезе, динамика осадков, влажность воздуха, испарение и транспирация растениями, направление, сила и повторяемость ветров, длина безморозного периода, сумма температур воздуха за вегетацию и т. д.);

д) геологические, инженерно-геологические и гидрогеологические условия района;

е) почвенная, агромелиоративная и хозяйственно-экономическая характеристика объекта;

ж) гидрологическая характеристика источника орошения (режим расходов и горизонтов воды, их динамика, годовой сток воды и колебание его во времени; количество и качество наносов, их режим и динамика во времени; зимний режим источника орошения; условия подхода к месту возможного водозабора и т. д.).

Климат района обычно характеризуется данными ближайших к объекту метеорологических станций в виде таблиц и их анализом, приводятся основные показатели климата: продолжительности безморозного периода, сумма температур воздуха за вегетационный период, испарение с поверхности воды и почвы, сила, направление и повторяемость ветров и т. д. Климатические данные по объекту сопоставляют с наблюдениями соседних станций или станций со сходными климатическими условиями.

Геологические, инженерно-геологические и гидрогеологические условия района изучают по имеющимся материалам по объекту и смежным районам, а также непосредственным исследованием рассматриваемого объекта. Исследования заключаются в геологической и геоморфологической съемках; геологоразведочных работах (закладка шурфов, бурение скважин, расчистка обнажений); гидрогеологических работах (режим грунтовых вод, глубина их залегания, минерализация); геотехнических работах (минералогический и химический состав, гранулометрический состав, физические и механические свойства грунтов). В составе физических свойств грунтов определяют объемный и удельный вес, пористость, влажность, пластичность, водоустойчивость, водопроницаемость, влагоемкость, водоотдачу. В составе механических свойств грунтов изучают прочность, сопротивление грунтов сжатию и сдвигу, несущую способность грунтов, компрессионные кривые.

Почвенные и агромелиоративные характеристики объекта получают при исследованиях и съемках. Съемки позволяют выяснить сельскохозяйственную ценность земель, определить качество почв с мелиоративной точки зрения, характер засоления, установить необходимость промывных поливов и устройства дренажа, дать рекомендации по режиму орошения.

Хозяйственно-экономическая характеристика мелиоративного объекта является результатом экономического обследования района

проектируемых мероприятий и установления технико-экономических показателей оросительной или осушительной системы, сельскохозяйственного освоения и производства на мелиорируемых землях.

В экономической части проекта выявляют связь ирригационной системы с гидроэнергетикой, водным транспортом, рыбоводством; обосновывают направление и организацию сельскохозяйственного производства, очередность хозяйственного освоения поливных земель, организацию севооборотов, режим орошения (нормы осушения), урожайность сельскохозяйственных культур; решают вопросы трудового баланса и отчуждения земель под магистральные и межхозяйственные и другие каналы, под плотины, водохранилища и т. д.

При реконструкции существующих оросительных и осушительных систем технические решения, связанные с изменением границ землепользования и отчуждением поливных земель, согласуют с землепользователями.

Геологические, гидрогеологические и почвенные съемки масштабов 1 : 50 000 — 1 : 100 000 и мельче производят специализированные институты и тресты. Съемки крупных масштабов проводят специальные отряды в составе комплексных экспедиций, или комплексные партии проектных институтов („Союзгипроводхоз", „Средазгипроводхлопок", республиканские гипроводхозы — „Узгипроводхоз", „Казгипроводэлектро" и др.)

Гидрологические исследования на крупных источниках орошения обычно проводят специально организованные станции и посты гидрометеорологической службы СССР. На мелких источниках орошения (родниках или других подземных водах), находящихся вне изучения станциями гидрометслужбы, создают ведомственные станции, створы и посты гидрологических наблюдений по особым заданиям и программам.

В результате гидрологических исследований, помимо условий водозабора и отвода воды для проектируемого орошения новых земель или для переустройства головного питания существующих ирригационных систем, должны быть получены исчерпывающие данные о величине расходов воды, возможных к забору, об отметках порога и верха стенок головного регулятора, о качестве и количестве донных и взвешенных наносов в районе предстоящего водозабора, о зимнем режиме источника орошения (ледостав, толщина льда, зажорные явления и т. д.).

§ 1. ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

Состав и объем топографо-геодезических работ для разных стадий проектирования не одинаков.

При изысканиях для мелиоративного строительства основной задачей топографо-геодезических работ является создание карт и планов в масштабе 1 : 50 000 ÷ 1 : 500, продольных профилей в масштабах 1 : 10 000 ÷ 1 : 2000 и поперечных профилей в масштабах 1 : 1000 ÷ 1 : 100 (обычно вертикальный масштаб продольных и поперечных профилей принимается равным 1 : 100).

Водохозяйственную схему составляют на основе существующих планово-картографических материалов. В результате анализа полученных материалов делают заключение о пригодности карты или планов и составляют карту топоизученности. Иногда старые карты корректируют рекогносцировкой и полуинструментальными съемками.

Для одностадийного проектирования возможны следующие виды топографо-геодезических работ:

1. Проложение нивелир-теодолитных ходов для обоснования съемок в масштабах 1 : 10 000, 1 : 5000 и 1 : 2000, привязки к государственной сети площадных съемок различных трасс, съемок русел магистральных каналов, привязки геологических выработок, почвенных разрезов, уровня грунтовых вод и нулей реек гидрометрических постов.

2. Мензульная съемка площадей для орошения в масштабах 1 : 10 000, 1 : 5000 и 1 : 2000.

3. Съемки поперечниками или тахеометрические съемки крупных масштабов площадок под сооружения, насосные станции.

Теодолитные ходы, прокладываемые для съемочного обоснования, должны опираться на пункты триангуляции, полигонометрии или аналитических сетей.

Точность измерения линий в теодолитных ходах должна быть не ниже 1 : 2000 для благоприятных и 1 : 1000 для неблагоприятных условий.

При двухстадийном проектировании выполняют следующие топографо-геодезические работы:

1. Сгущение существующих опорных сетей (разбитых предприятиями ГУГК МВД СССР и ВТУ Генерального штаба) выполняют триангуляцией III и IV классов и нивелированием III и IV классов. При отсутствии пунктов государственной геодезической сети опорную сеть разбивают самостоятельно и включают ее в государственную привязкой к пунктам высшего класса.

2. Мензульные съемки различных масштабов.

3. Нивелир-теодолитные ходы для съемки существующих каналов по линиям возможных трасс оросительных, осушительных и других каналов, по линиям электропередач и для различных привязок.

4. Трассирование каналов (по направлению и по уклону), линий электропередач, линий водоснабжения и т. д.

Для стадии рабочих чертежей топографо-геодезические работы служат исходным материалом для их составления, для контроля за выполнением строительством проекта.

Основными геодезическими работами при этом являются:

а) при наличии в натуре знаков, закрепляющих оси проектных трасс и сооружений, — выноска углов поворота трасс и осей сооружения с закреплением и нивелировкой вынесенных точек;

б) при утрате знаков, закрепляющих проектные трассы, — восстановление осей трасс и сооружений.

По магистральным и другим каналам, межхозяйственным распределителям и трассам аналогичного значения прокладывают теодолитные ходы с точностью 1 : 2000, делая привязку к пунктам государственной опорной сети не реже чем через 10 км и нивелирные ходы с точностью IV класса.

По хозяйственным и внутрихозяйственным каналам теодолитные ходы прокладывают с точностью не ниже 1 : 1000 с привязкой к углам или выноскам на старших каналах. Нивелирование проводят с точностью технического.

Разбивка размеров каналов в натуре, осей сооружений, контрольные нивелировки по строящимся каналам и сооружениям и исполнительные нивелировки и промеры не входят в состав изыскательских работ, их выполняют строительные организации.

Изыскательские работы по проектному заданию, техническому проекту и рабочим чертежам, связанные с орошением новых земель

или переустройством существующих ирригационных систем, выполняют специальные отряды, партии и экспедиции в составе специализированных проектно-изыскательских институтов водного хозяйства.

Изыскательские работы, связанные с поддержанием существующих ирригационных систем или с улучшением их, проводят специально создаваемые группы в районных производственных участках и управлениях оросительных систем.

Глава 3

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ ПО ГЕОДЕЗИИ

§ 1. ПЛАН, КАРТА, ПРОФИЛЬ

В результате съемочных работ составляют план, карту или профиль.

План — уменьшенное в масштабе изображение горизонтальных проекций контуров местности и рельефа без учета кривизны земли.

Карта — уменьшенное в масштабе изображение больших площадей земной поверхности с учетом кривизны земли.

Планом принято называть топографические изображения в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000 и крупнее, а топографической картой — планы в масштабах 1 : 10 000, 1 : 25 000 и мельче[1].

Профиль — изображение вертикального разреза местности. Цифровые данные для профиля получают нивелированием.

§ 2. МАСШТАБЫ

Различают численный, линейный и поперечный масштабы планов. Масштаб, выраженный дробью, числитель которой единица, а знаменатель — число, показывающее во сколько раз горизонтальные проекции линий местности на плане уменьшены (например $\frac{1}{2000}$) или отношением единицы к некоторому числу (например 1 : 10 000), называется численным. Линейный (рис. II—1) и поперечный (рис. II—2) масштабы служат для составления планов и для определения длин линий на местности по соответствующим отрезкам линий на плане.



Рис. II—1.



Рис. II—2.

---

[1] Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000 и 1 : 2000. Геодезиздат. Москва, 1955 г.

Наставление по топографической съемке в масштабах 1 : 10 000 и 1 : 25 000. Часть 1. Полевые работы. Геодезиздат, 1956 г.

§ 3. ТОЧНОСТЬ МАСШТАБА

Точностью масштаба называется отрезок линии на местности, соответствующий 0,1 миллиметра на плане. Линии и предметы местности по своим размерам менее точности масштаба не измеряют и на план не наносят.

При численном масштабе 1 : 500 точность масштаба — 0,05 м, при численном масштабе 1 : 100 000 — 10,0 м.

§ 4. ИЗМЕРЕНИЕ ЛИНИЙ СТАЛЬНОЙ ЛЕНТОЙ

Линии на местности измеряются дважды чаще всего 20-метровой стальной лентой. Длина линии вычисляется по формуле:

$$L_1 = 20n + r_1 \text{ — результат первого измерения}$$
$$L_2 = 20n + r_2 \text{ — } \text{„} \quad \text{второго} \quad \text{„}$$

где n — число уложенных лент, r_1 и r_2 — остатки, меньшие одной ленты.

$$L = \frac{L_1 + L_2}{2} \qquad (II-1)$$

Результаты измерения линии считаются приемлемыми при условии:

$\frac{L_2 - L_1}{L} \leqslant \frac{1}{3000}$ — при благоприятной для измерения местности;

$\frac{L_2 - L_1}{L} \leqslant \frac{1}{2000}$ — при средних условиях измерения местности;

$\frac{L_2 - L_1}{L} \leqslant \frac{1}{1000}$ — при неблагоприятной для измерения местности.

В случае, если линия проходит по наклонной местности с углом наклона, превышающим 2°, то его измеряют вертикальным кругом теодолита или другим инструментом. Горизонтальное проложение линии вычисляют по формуле:

$$d_0 = d \cos \alpha, \qquad (II-2)$$

где d — длина линии на наклонной местности,

α — угол наклона.

Горизонтальное проложение можно вычислить без измерения углов наклона. Для этого один конец ленты закрепляют у колышка в точке A (рис. II—3). Затем ленту горизонтально натягивают до точки B и отмечают вехой или шпилькой. Дальнейшие действия видны из рис. II—3.

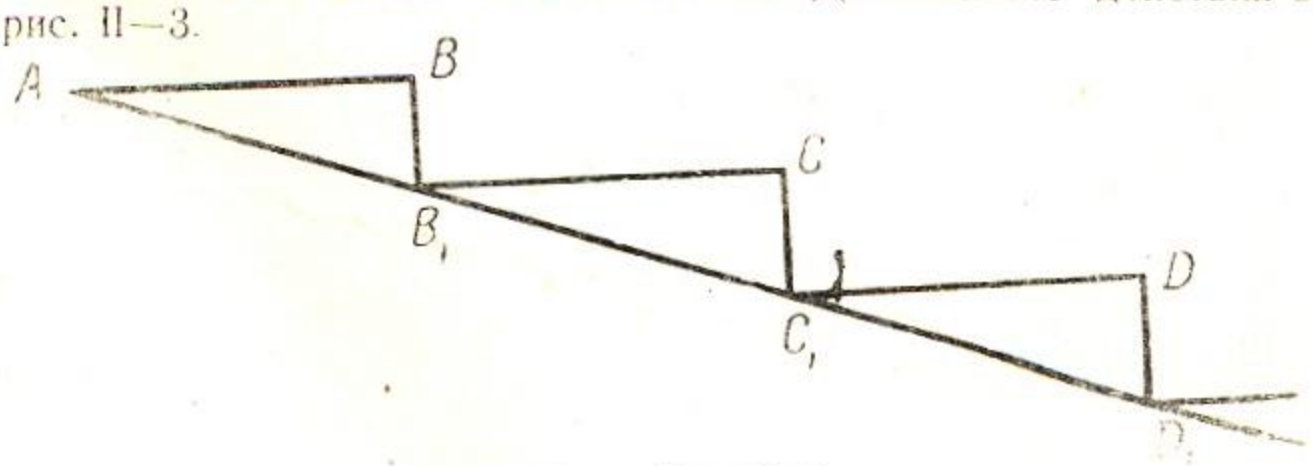


Рис. II—3.

§ 5. ИЗМЕРЕНИЕ ЛИНИЙ ДАЛЬНОМЕРОМ

Формула для расстояний, определяемых с помощью дальномера:

$$d = kn + c, \qquad (II-3)$$

где d — определяемое расстояние, k — коэффициент дальномера, n — число делений рейки (сантиметров), укладывающихся между крайними нитями дальномера, c — постоянная величина дальномера.

Для определения коэффициента дальномера k лентой отмечают отрезок в 40—60 м на ровной местности. От начальной точки измеренного отрезка откладывают назад постоянную c, равную полуторной длине трубы ($\approx$60 см) и в полученной точке устанавливают инструмент с дальномерными нитями (рис. II—4). На противоположном

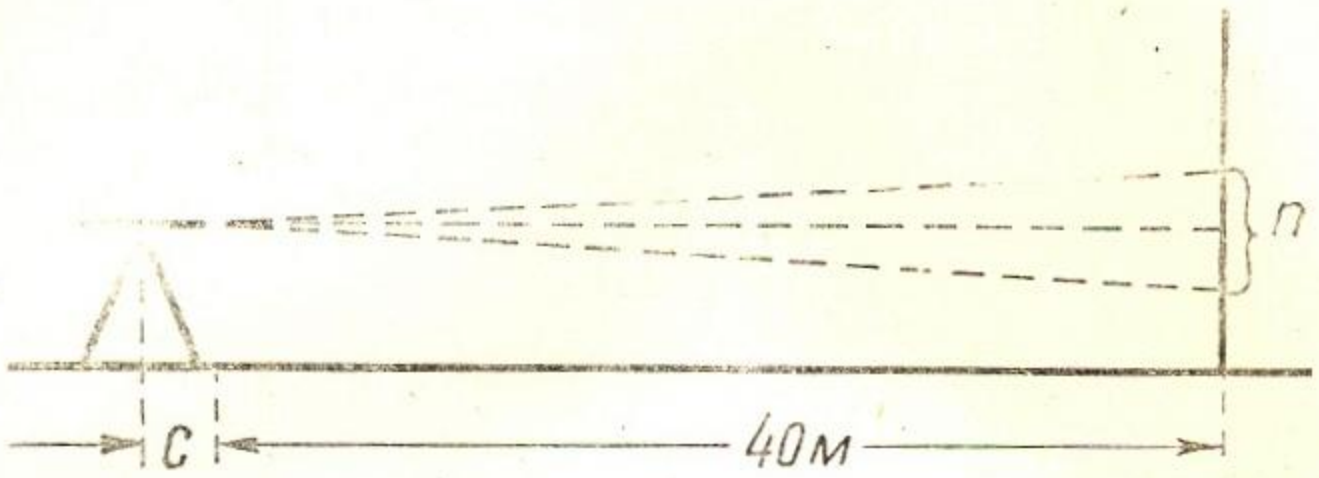


Рис. II—4.

конце отрезка ставят рейку и производят отсчет n по дальномеру. По формуле $k = \frac{d-c}{n}$ определяют коэффициент дальномера. При каждом определении расстояний необходимо прибавлять величину c к отсчитанной по рейке величине. Для удобства отсчета по дальномеру, после наведения трубы на рейку, верхняя нить сетки совмещается с началом дециметра, а по нижнему делается отсчет.

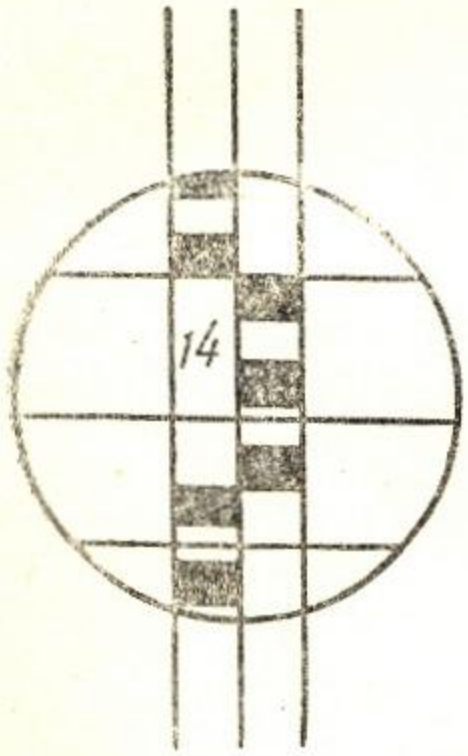


Рис. II—5.

На рис. II—5 отсчет по дальномеру будет 6,8 см.

Для получения расстояния надо 6,8 см умножить на k (в большинстве инструментов $k = 100$) и прибавить c, тогда $d = 6{,}8 \times 100 + 0{,}6$ м $= 7{,}4$ м.

§ 6. ИЗМЕРЕНИЕ НЕПРИСТУПНЫХ РАССТОЯНИЙ

На местности строится треугольник, близкий к равностороннему (рис. II—6). Линия AB проходит по хлопковому полю. Для определения ее длины измеряется лентой сторона $AC = b$ и все три угла треугольника. Сумма измеренных углов должна равняться 180°. Допускается невязка

$$V = \pm 1{,}5t\sqrt{3}, \qquad \text{(II—4)}$$

где t — точность отсчитывания по верньеру. Допустимая невязка уничтожается прибавлением с обратным знаком к каждому углу поправки, равной $\frac{V}{3}$.

После исправления углов треугольника искомая сторона вычисляется по формуле

$$c = \frac{b \sin C}{\sin B}. \qquad (II-5)$$

Вычисление стороны производится по пятизначным таблицам логарифмов.

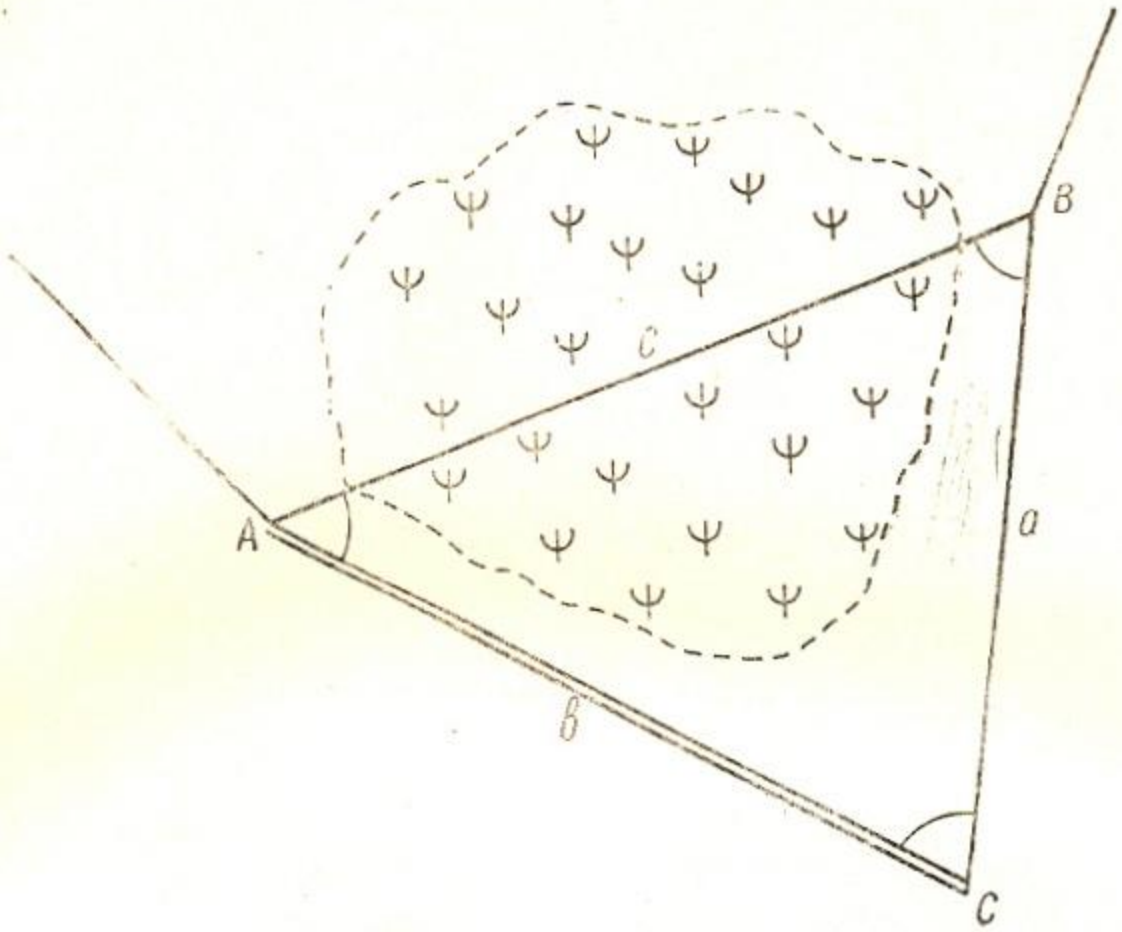


Рис. II—6.

§ 7. ИЗМЕРЕНИЕ ЛИНИЙ ПРИ ПОМОЩИ ПАРАЛЛАКТИЧЕСКОГО БАЗИСА

При холмистом рельефе или на открытом крупном участке применяют параллактический метод измерения линий. Если требуется определить горизонтальное положение линии AB (рис. II—7), около

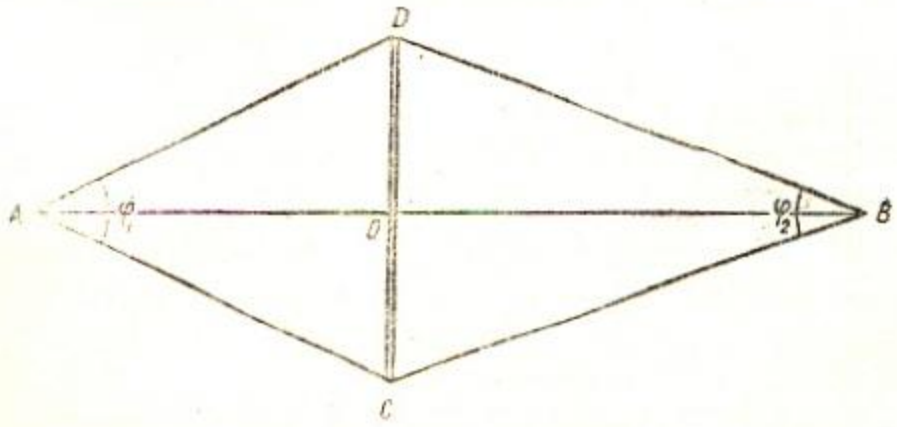


Рис. II—7.

середины или в конце линии на ровном участке местности разбивают базис длиной, равной кратному размеру длины мерного прибора 20, 40, 60 м.

Для вычисления длины линии AB необходимо знать параллактические углы φ_1 и φ_2 (рис. II—7) или φ (рис. II—8 и рис. II—9). Длина базиса зависит от длины линии AB, ее устанавливают, исходя из условий, чтобы параллактические углы были не менее 5° каждый.

Базис измеряют мерными стальными лентами, стальными или инварными проволоками, применяемыми в триангуляции или в полиго-

нометрии. Концы базиса закрепляют деревянными кольями, в торцы которых забивают гвозди для визирования на них при измерении параллактических углов. Параллактические углы измеряют теодолитом типа ОТ-10 или ТБ-1 и другими.

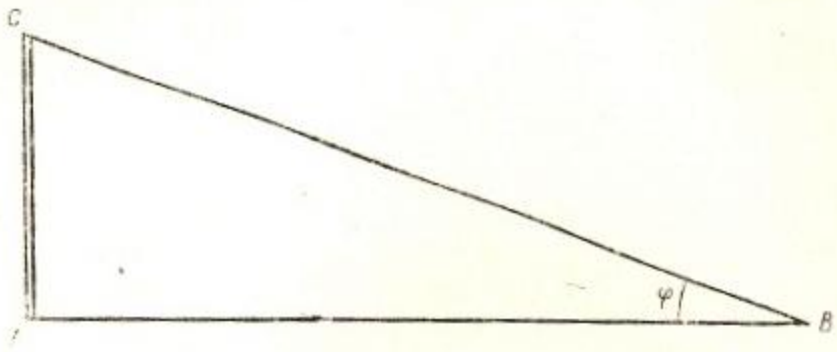


Рис. II—8.

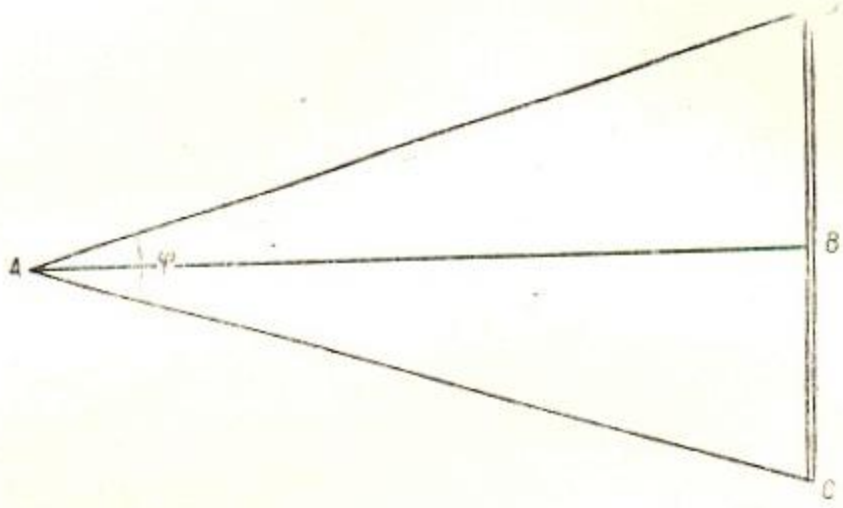


Рис. II—9.

Искомую длину линии вычисляют по формулам:

Для случая рис. II—7: $d = \frac{1}{2} l \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} \right)$ (II—6)

Для случая рис. II—8: $d = \frac{1}{2} l \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2}$ (II—7)

Для случая рис. II—9: $d = l \operatorname{ctg} \varphi$, (II—8)

где l — длина базиса, φ, φ_1, φ_2 — параллактические углы.

По отношению к определяемой линии АВ базис должен располагаться под прямым углом. Прямой угол строят с помощью теодолита с точностью до нескольких минут.

Глава 4

ТЕОДОЛИТНО-ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

В ирригации теодолитно-тахеометрические работы выполняют:

при проложении магистральных линий вдоль каналов межхозяйственного значения по дамбам или бермам;

вдоль берега реки, ее рукавов, вдоль линий обвалования и др.;

при топографической съемке в крупных масштабах (1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000);

при развитии съемочного обоснования для мензульно-топографической съемки.

Во всех указанных работах для измерения горизонтальных и вертикальных углов применяют угломерные инструменты типа ТТ-2,

ТТ-50, ОТ-10 или старых конструкций. Теодолиты ТТ-2, ТТ-50 — угломерные инструменты с точностью отсчета по верньерам 30″. К инструментам приложены дальномеры с рейкой, разделенной на сантиметры. Оба теодолита относятся к типу повторительных.

Указанные инструменты называются тахеометрическими, так как вертикальный круг жестко соединен с трубой. На алидаде вертикального круга укреплен уровень с микрометренным винтом для приведения пузырька его на середину.

Для ориентирования теодолита по магнитному меридиану на нем укрепляется буссоль.

Теодолит ТТ-50 отличается от теодолита ТТ-2 оптическими характеристиками: увеличение зрительной трубы с 11^x,7 у ТТ-2 доведено до 25^x,3 у ТТ-50 (знак „х" обозначает кратность); поле зрения с 3°10′ уменьшено до 1°10′; фокусное расстояние с 180 мм увеличено до 253 мм. Трубы теодолитов имеют внутреннюю фокусировку.

§ 1. ТЕОДОЛИТ ТТ-50

Теодолит ТТ-50 — оптический угломерный инструмент повышенной точности (рис. II—10).

Поверяют и исправляют инструмент следующим образом.

1. Уровни, установленные на горизонтальной алидаде, должны быть расположены строго перпендикулярно к вертикальной оси вращения инструмента при среднем положении воздушных пузырьков уровней. Для проверки и исправления устанавливают один уровень в направлении двух подъемных винтов, а другой — в направлении третьего винта. При вращении сначала двух подъемных, а затем третьего винта пузырьки обоих уровней приводятся на середину. Затем алидаду поворачивают на 180°, и если пузырьки уровней отклонились от среднего положения, то половину отклонения исправляют исправительными винтами уровней, остальную — подъемными. Эту операцию повторяют несколько раз.

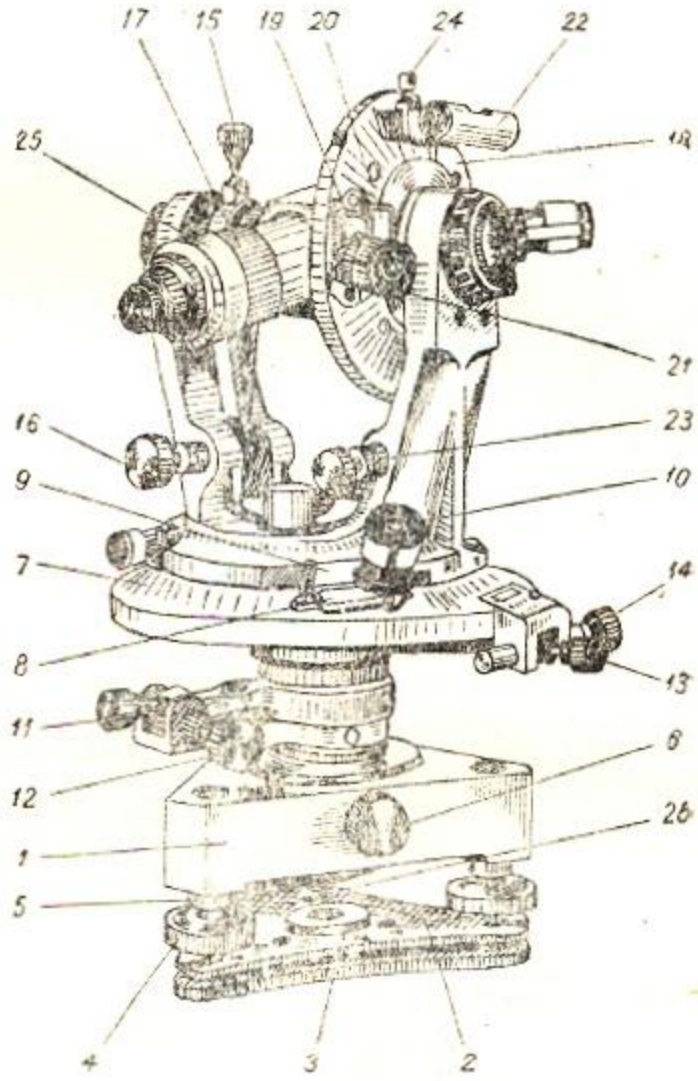


Рис. II—10.

1 — треножник; *2* — пружинящая пластина; *3* — втулка; *4* — подъемный винт; *5* — гайка подъемного винта; *6* — винт оси; *7* — кожух лимба; *8* — окно кожуха; *9* — иллюминатор; *10* — лупа; *11* — закрепительный винт лимба; *12* — микрометренный винт лимба; *13* — закрепительный винт алидады; *14* — микрометренный винт алидады; *15* — закрепительный винт трубы; *16* — микрометренный винт трубы; *17* — кольцо кремальеры; *18* — кожух вертикального круга; *19* — окно кожуха; *20* — иллюминатор; *21* — лупа вертикального круга; *22* — уровень вертикального круга; *23* — микрометренный винт уровня вертикального круга; *24* — винт для насадки буссоли; *25* — колпачок сетки; *26* — крючек отвеса.

2. Для обнаружения коллимационной ошибки в теодолите, полученной от неперпендикулярности визирной оси к оси вращения трубы, проводят визирование на одну и ту же точку при двух положениях трубы с отсчетами по горизонтальному лимбу. Если разность отсчетов равна 180°, то ошибка отсутствует, если разность больше

или меньше, то полученное отклонение покажет величину двойной коллимационной ошибки.

Устраняют ошибку, установив алидаду с помощью микрометренного винта на средний отсчет. Исправительными винтами сетки ее перемещают до совпадения пересечения нитей с точкой визирования. Поверку и исправление повторяют несколько раз.

3. Горизонтальная ось трубы не должна иметь наклона, если ось вращения инструмента установлена в вертикальное положение по уровням алидады.

Для проверки теодолит приводят в рабочее положение и пересечением нитей наводят на верх отвеса, закрепляют алидаду и движением трубы наводят на низ отвеса. При отсутствии наклона оси пересечение нитей будет находиться на линии отвеса. При обнаружении наклона оси исправление допускается только в мастерских.

4. При горизонтальном положении визирной оси трубы и среднем положении пузырька уровня при алидаде вертикального круга, отсчет по вертикальному лимбу должен быть 0°0′0″.

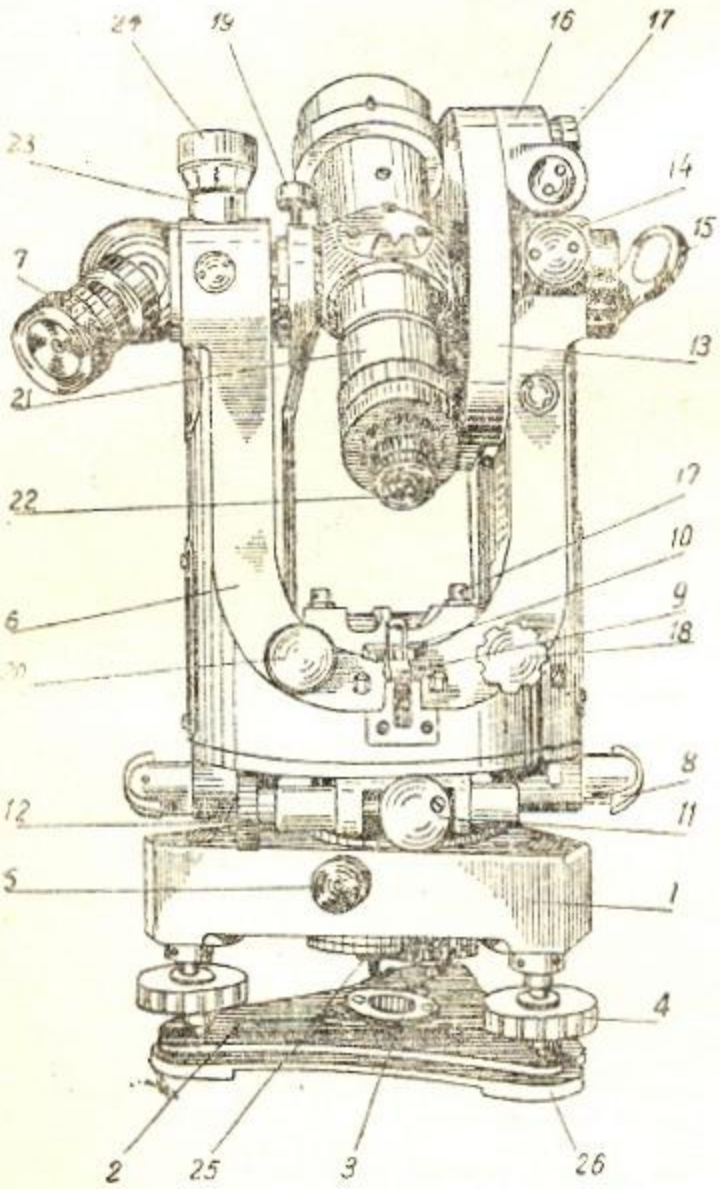


Рис. II—11.

1 — треножник; *2* — пружина трегера; *3* — втулка станового винта; *4* — подъемный винт; *5* — винт для скрепления теодолита с треножником; *6* — колонка теодолита; *7* — отсчетный окуляр; *8* — вращающееся зеркало; *9* — рычажок для перестановки лимба; *10* — защелка рычажка; *11* — закрепительный винт колонки; *12* — микрометренный винт; *13* — кожух вертикального круга; *14* — объектив микроскопа; *15* — зеркало вертикального круга; *16* — уровень вертикального круга; *17* — оправа призмы; *18* — винт уровня; *19* — закрепительный винт трубы; *20* — микрометренный винт трубы; *21* — кремальера; *22* — окулярное кольцо; *23* — втулка микрометра; *24* — барабанчик микрометра; *25* — крючок отвеса; *26* — трегер.

Место нуля (*МО*) определяется по формуле:

$$МО = \frac{КП + КЛ \pm 180°}{2}. \qquad (II-9)$$

Если место нуля не равно нулю, то половину отклонения исправляют микрометренным винтом вертикальной алидады, а вторая половина — исправительными винтами уровня. Исправление делается в несколько приемов.

§ 2. ТЕОДОЛИТ ОТ-10

Теодолит ОТ-10 относится к оптическим инструментам средней точности, предназначен для измерения горизонтальных и вертикальных углов (рис. II—11).

На рис. II—12 показано поле зрения отсчетного микроскопа теодолита и отсчетный барабан винта микрометра. Отсчет выполняется в следующем порядке:

1. Отсчитывается число градусов и целых 20-минутных интервалов по верхнему изображению штрихов лимба и по индексу *а*. На рис. II—12 отсчет будет 245°40′.

2. Вращением барабана микрометра подвижной биссектор *б* наводится на младший верхний штрих лимба и делается отсчет по барабану. На рис. II—12 отсчет 4′25″.

3. Барабан микрометра вращают, подвижной биссектор наводят на младший нижний штрих лимба и производят второй отсчет по барабану. Отсчет при этом положении 4′23″ (на рисунке не показан).

4. Отсчеты по лимбу и микрометру складывают и получается окончательный отсчет по горизонтальному лимбу

$$245°40′ + 4′25″ + 4′23″ = 245°48′48″.$$

Для отсчитывания по вертикальному лимбу вращением барабана микрометра подвижной вертикальный биссектор *б* наводится на неподвижный индекс *а* (рис. II—13). Затем делают отсчет числа градусов и целых 20-минутных интервалов, пользуясь горизонтальным биссектором *с* как индексом. На рис. II—13 отсчет — 2°20′.

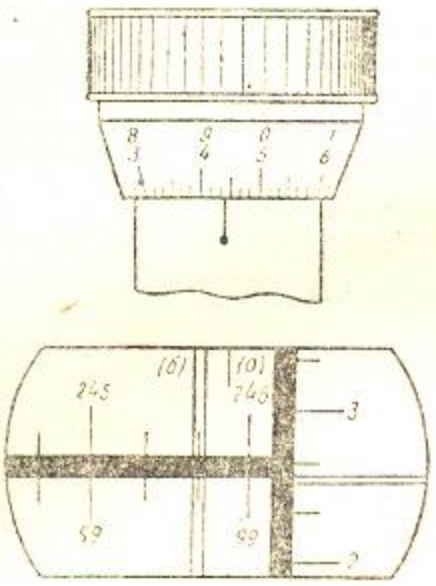


Рис. II—12.

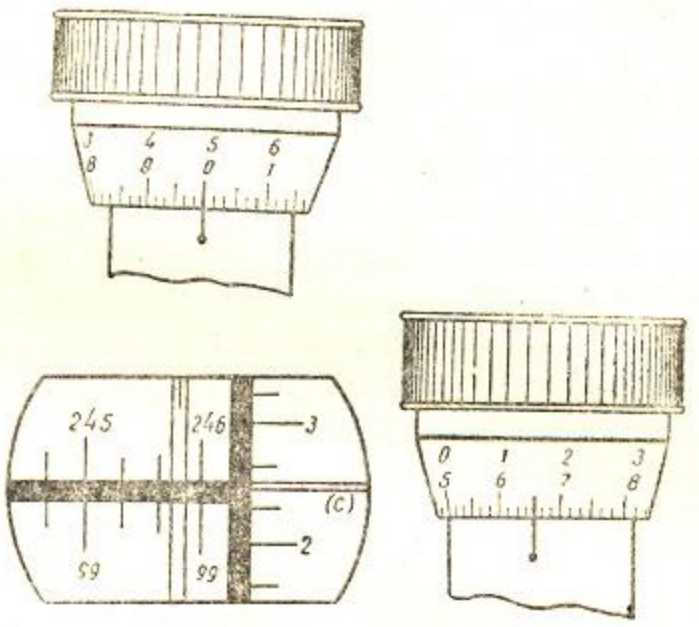


Рис. II—13.

Далее подвижной горизонтальный биссектор *с* наводят на нижний (младший) штрих вертикального круга и делают отсчет по барабану микрометра 6′32″ (рис II—13)

Наведение биссектора на тот же штрих повторяют и делают второй отсчет по барабану — 6′30″.

После сложения сделанных отсчетов получается окончательный отсчет:

$$2°20′ + 6′32″ + 6′30″ = 2°33′02″.$$

В полевых условиях необходимы следующие поверки и исправления:

а) перпендикулярности оси цилиндрического уровня алидады горизонтального круга к вертикальной оси вращения инструмента;

б) коллимационной ошибки;

в) места нуля вертикального круга

$$МО = \frac{КП + КЛ \pm 180°}{2}.$$

Все операции производят обычными способами, установленными для всех теодолитов, не перечисленные — в специальных мастерских.

§ 3. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ ТЕОДОЛИТОМ

Если в точке *В*, вершине угла (рис. II—14), имеется два направления на точки *С* (переднюю по ходу) и *А* (заднюю), то можно измерять два угла: правый *АВС*, идя по ходу часовой стрелки, и левый — *СВА*.

Для измерения угла ABC теодолит устанавливают в точке B. Закрепляют лимб, движением алидады производят визирование на заднюю точку A, делают полный отсчет по первому верньеру и отсчитывают только минуты и секунды по второму верньеру. Затем алидаду освобождают, производя визирование на переднюю точку C и проводят точно такие же отсчеты.

Берутся средние отсчеты. Затем от заднего среднего отсчета вычитается передний средний, получается величина правого угла. Левый угол измеряют так же, только визирование и отсчет делают сначала на переднюю точку C, а затем на заднюю точку A.



Рис. II—14.

Для получения величины левого угла из среднего отсчета на переднюю точку отнимают средний отсчет на заднюю точку. Все отсчеты при измерении углов записывают в журнале по утвержденной форме.

Вертикальные углы измеряют обычным способом: визируют на точку инструментом в рабочем положении при одном положении круга и делают отсчет. Затем, при необходимости, переводят трубу через зенит и визируют на ту же точку при другом положении круга, производят второй отсчет. Перед отсчетами пузырек уровня на вертикальной алидаде микрометренным винтом приводят на середину.

Вертикальный угол вычисляется по формуле

$$МО = \frac{КП + КЛ \pm 180^\circ}{2}, \qquad (II-9)$$

$$\alpha = \frac{КП - КЛ \pm 180^\circ}{2} \qquad (II-10)$$

или

$$\alpha = КП - МО, \qquad (II-10')$$

$$\alpha = МО - КЛ \pm 180^\circ, \qquad (II-10'')$$

где α — вертикальный угол.

§ 4. ОРИЕНТИРОВАНИЕ ЛИНИЙ

Для ориентирования линий на земной поверхности необходимо определить угол между этой линией и направлением истинного или магнитного меридиана.

Угол между истинным меридианом и направлением данной линии, считаемый по ходу часовой стрелки от северного конца меридиана, называется истинным азимутом.

Угол между направлением магнитного меридиана и направлением данной линии, считаемый по ходу часовой стрелки от северного конца магнитного меридиана, называется магнитным азимутом.

Направление истинного меридиана в данной точке земной поверхности определяется астрономически.

Направление магнитного меридиана в данной точке земной поверхности определяется по магнитной стрелке буссоли-теодолита.

Для ориентирования линий удобнее всего применять дирекционные углы (рис. II—15), которые, как и азимуты, отсчитывают по ходу часовой стрелки от северного конца линии, параллельной осевому меридиану по долготе данной шестиградусной зоны.

На рис. II—15 угол A — истинный азимут, угол γ — сближение меридианов, угол α — дирекционный угол.

$$\alpha = A - \gamma.$$

Сближение меридианов γ определяется по таблицам Гаусса-Крюгера[1].

На рис. II—16 показаны румбы r и дирекционные углы a.

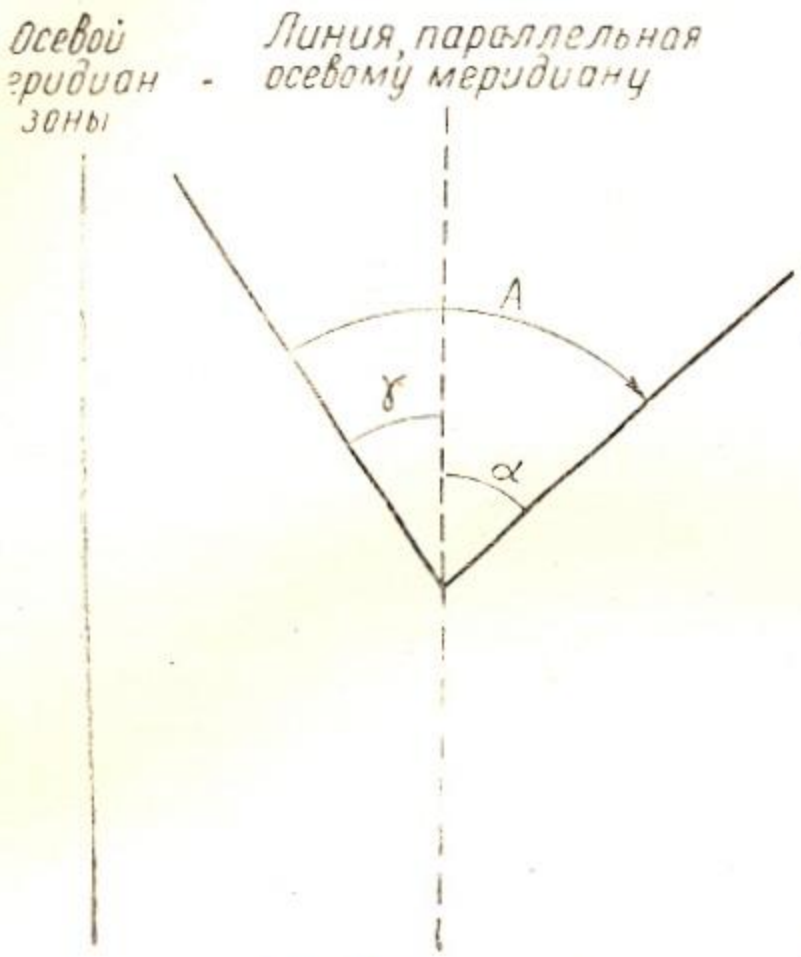


Рис. II—15.

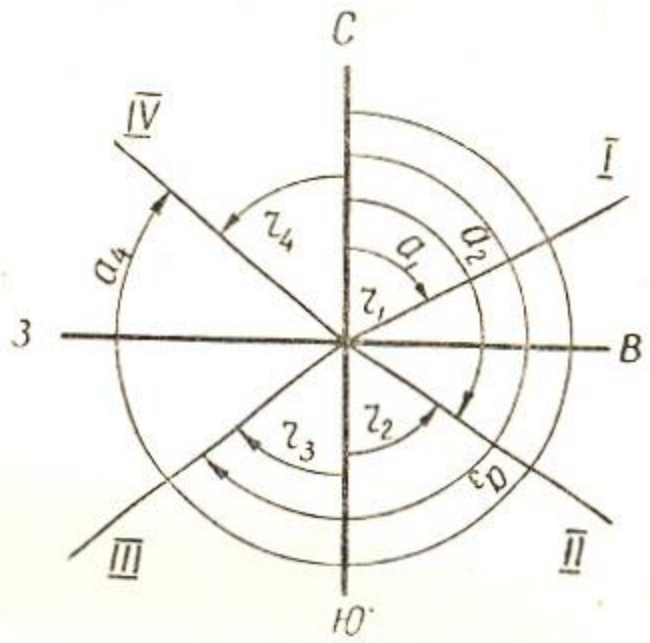


Рис. II—16.

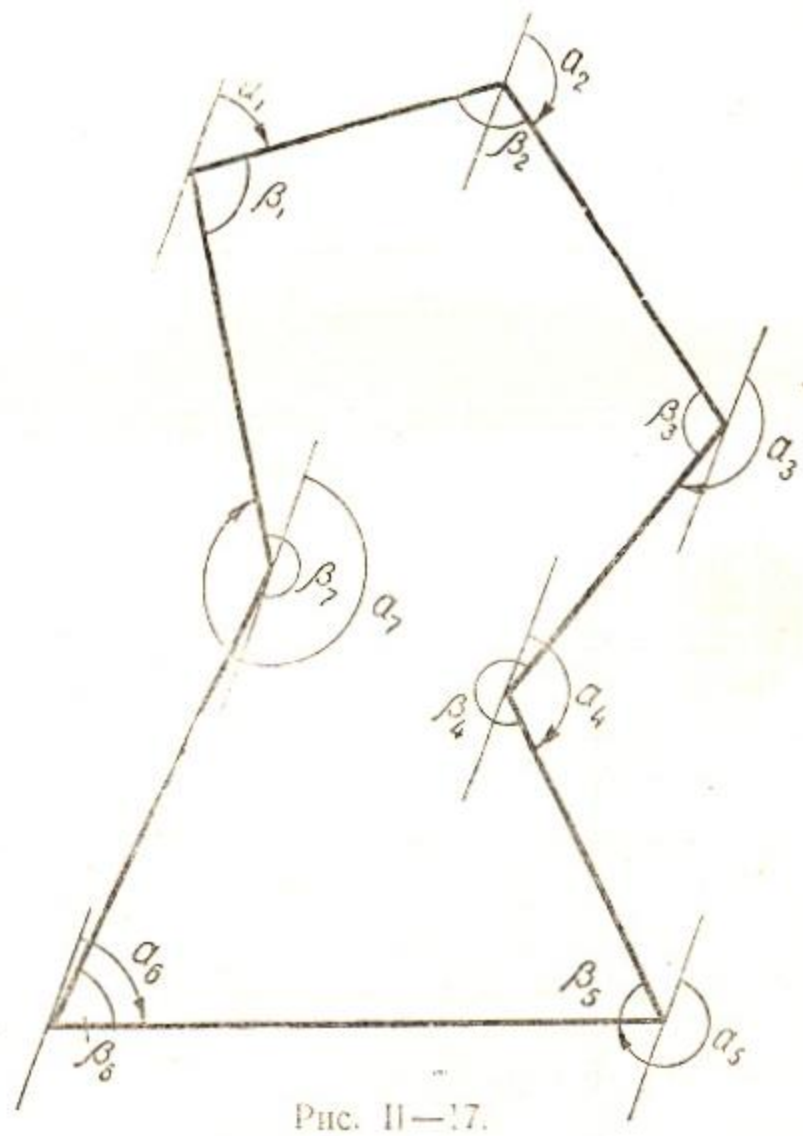


Рис. II—17.

§ 5. ПОСТРОЕНИЕ ТОЧЕК И ЛИНИЙ НА ПЛАНЕ ПО РУМБАМ И ДЛИНЕ ЛИНИЙ

До построения точек и линий замкнутого полигона на плане (рис. II—17) вычисляют исправленные внутренние углы.

Для исправления углов подсчитывают невязку полигона (замкнутого многоугольника) по формуле

$$v = s_1 - s,$$

где s_1 — сумма измеренных углов многоугольника, а $s = 180^\circ (n - 2)$ — теоретическая сумма углов, n — число углов.

Невязка v должна удовлетворять условию

$$v \leqslant 1{,}5t\sqrt{n},$$

где t — точность отсчитывания по верньеру.

[1] Таблицы координат Гаусса-Крюгера, Геодезиздат 1947 г.

К каждому измеренному углу прибавляется (или отнимается) поправка $a = -\frac{v}{n}$.

После исправления сумма углов должна равняться s — теоретической сумме углов полигона.

По исправленным углам и по известному дирекционному или азимуту одной из сторон вычисляют дирекционные углы, или азимуты и румбы всех сторон по формулам:

азимут $a_i = a_{i-1} + 180° - \beta_i$; румб $r = a$ в 1-й четверти (CB); $r = 180° - a$ во 2-й четверти ($ЮВ$); $r = a - 180°$ в 3-й четверти ($ЮЗ$); $r = 360° - a$ в 4-й четверти ($СЗ$).

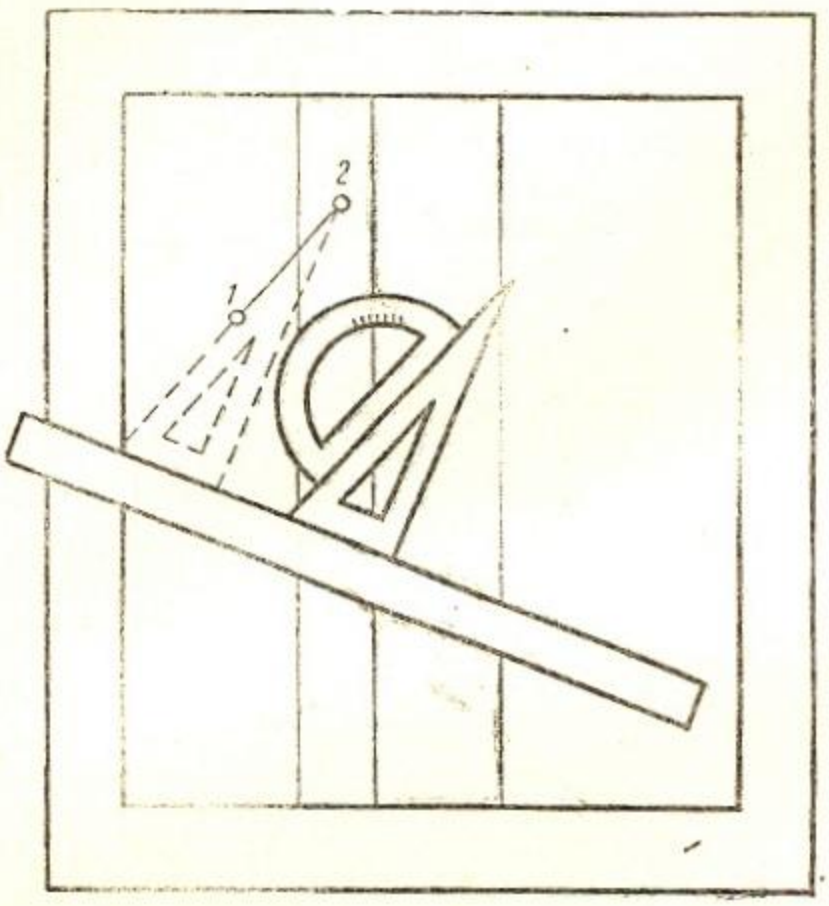


Рис. II—18.

Для построения линий и точек по румбам и расстоянию необходимо иметь деревянную линейку, треугольник, транспортир и циркуль-измеритель.

На бумаге, размер которой рассчитан по масштабу и по величине полигона, чертят рамку в виде точного квадрата или прямоугольника. Внутри рамки проводят ряд параллельных линий — меридианы.

Рассчитав положение точки 1 и зная румб первой линии, например, СВ : 44°00′, транспортир, треугольник и линейку располагают, как показано на рис. I—18; затем транспортир убирают, продвигают треугольник по линейке до точки 1 и проводят линию, на которой откладывают расстояние по масштабу, получают точку 2 и линию 1—2 (рис. II—18).

Точно также строят и другие линии.

При построении замкнутого полигона из-за ошибок в результате измерения на местности линий и углов и при построении плана начальная и конечная точки обычно не совпадают и получается линейная невязка.

Если линейная невязка f, разделенная на периметр полигона L, будет меньше $\frac{1}{200}$, то она уничтожается пропорционально длинам сторон полигона способом параллельных линий. Для этого через все точки полигона прочерчивают короткие линии, параллельные направлению невязки f. На каждой линии в направлении, обратном направлению невязки f, начиная со второй точки, откладывают отрезки, вычисленные по формулам:

на линии 2-й точки $\frac{f}{L} d_1$, (II—11)

„ „ 3-й „ $\frac{f}{L}(d_1 + d_2)$ (II—12)

на линии 4-й точки $\frac{f}{L}(d_1 + d_2 + d_3)$ (II—13)

и т. д.,

где f — размер линейной невязки, L — периметр полигона, d_1, d_2, d_3 — длина линий полигона.

§ 6. ВЫЧИСЛЕНИЕ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ КООРДИНАТ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ ТОЧЕК НА ПЛАНЕ

Координаты точек для их построения на плане вычисляются по следующим формулам:

а) формулы для вычисления приращений координат:

$$\Delta x = d \cos r \qquad (II-14)$$

$$\Delta y = d \sin r, \qquad (II-15)$$

где d — длина линии, r — румб линии. Приращения координат вычисляются по специальным таблицам[1].

б) Знаки приращения координат:

Четверть	Название румба	Δx	Δy
I	СВ	+	+
II	ЮВ	—	+
III	ЮЗ	—	—
IV	СЗ	+	—

в) Формулы для вычисления координат:

$$x_2 = x_1 + \Delta x \qquad (I-16)$$

$$y_2 = y_1 + \Delta y. \qquad (I-17)$$

г) Невязка в приращениях координат замкнутого полигона

$$f_x = \sum \Delta x, \quad f_y = \sum \Delta y,$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}.$$

Для уничтожения невязки вычисляют поправки к Δx и Δy пропорционально длинам линий. Сумма поправок к Δx должна равняться f_x, к Δy — f_y. Поправки и приращения координат вводятся со знаком, обратным знаку невязки.

Допустимую невязку определяют по формуле

$$\frac{f}{L} \leqslant \frac{1}{2000},$$

где L — периметр полигона.

§ 7. ПОСТРОЕНИЕ ТОЧЕК НА ПЛАНЕ ПО ПРЯМОУГОЛЬНЫМ КООРДИНАТАМ

На листе чертежной бумаги строится координатная сетка из квадратов со стороной 10 см (для этого используют металлическую линейку Дробышева). Ошибка при построении дециметровой сетки может быть допущена не более 0,2 мм.

До построения точек на плане, с учетом масштаба плана и координат точек полигона, определяют и надписывают координаты вершин углов дециметровой сетки (рис. II—19).

На рис. II—19 сетка обозначена координатами для масштаба плана 1 : 1000. Для построения точки с координатами $x = +925{,}45$ м,

[1] *Ф. Г. Гаусс.* Таблица вычисления приращений прямоугольных координат.

$y = +856{,}11$ м находят квадрат, в котором должна быть точка (квадрат заштрихован).

С помощью циркуля-измерителя и поперечного масштаба в масштабе 1 : 1000 на сторонах квадрата ac и bd строятся отрезки $+25{,}45$ м,

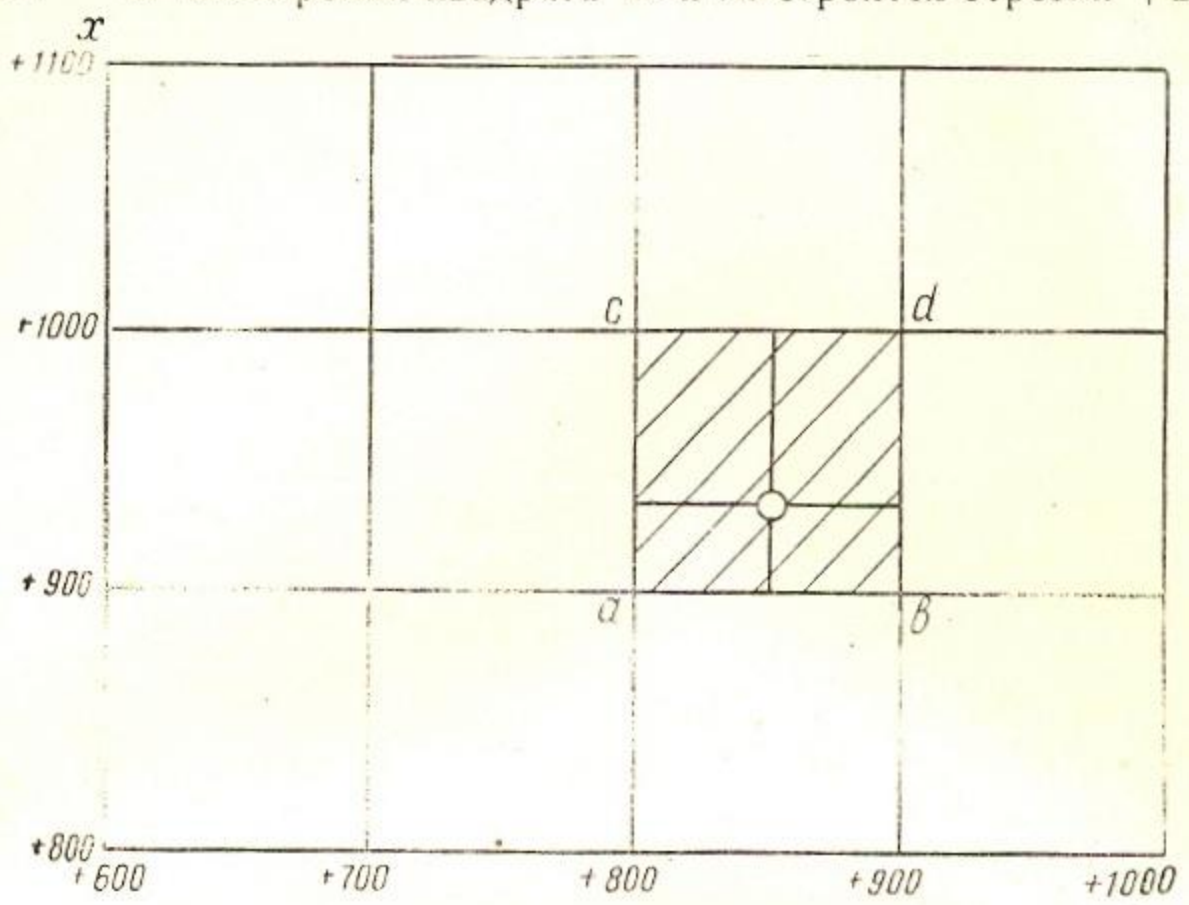


Рис. II—19.

а на сторонах ab и cd отрезки $+56{,}11$ м, концы отрезков соединяются прямыми линиями, в пересечении которых получают точку с координатами $x = +925{,}45$ м, $y = +856{,}11$ м. Точно также производят построение всех точек, подлежащих нанесению на план по координатам.

Для контроля каждую полученную линию измеряют по масштабу; длина ее должна соответствовать измеренной длине горизонтальной проекции линии

§ 8. СЪЕМКА КОНТУРОВ И РЕЛЬЕФА ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИМ ТЕОДОЛИТОМ

Съемку контуров и рельефа производят с точек полигона (заниве.лированных и имеющих абсолютные отметки), построенных на плане по координатам или с других, полученных для планово-высотного обоснования съемки.

Реечные точки, взятые на границах контуров и на изгибах рельефа, наносят на план по расстоянию и углу полярным способом. Превышение реечных точек вычисляют по формуле:

$$\Delta h = d \operatorname{tg} \alpha + t - v, \qquad \text{(II—14)}$$

где d — расстояние, α — угол наклона; t — высота инструмента; v — высота точки визирования.

Расстояние до реечных точек измеряют дальномером; угол наклона α — вертикальным кругом тахеометрического теодолита. Рельеф на план наносят горизонталями, то есть линиями, соединяющими на плане точки равной высоты.

На рис. II—20$а$ показаны реечные точки от 1 до 6 с написанными отметками. По отметкам можно судить о форме рельефа (холм), но без горизонталей он не будет наглядным.

Судя по отметкам реечных точек, на плане проходят горизонтали с отметками 94, 95, 96, 97, 98 м. С помощью рис. II—20*б* можно найти точки пересечения горизонталей с линиями 1—2, 1—3, 1—4 и другими по отметкам их концов, как показано на рисунке; точки пересечения горизонталей переносят на план (рис. II—20*а*).

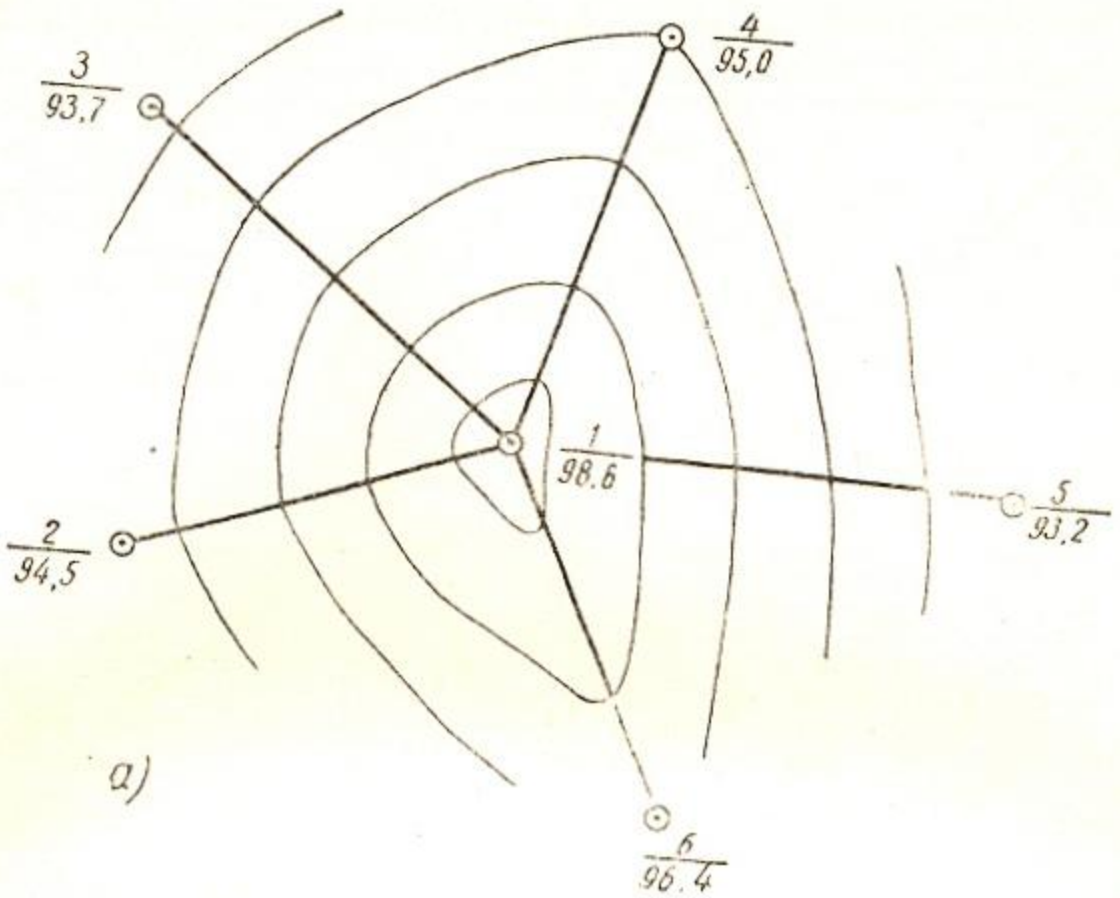


Рис. II—20

Если соединить точки пересечения с одинаковой высотой плавными кривыми линиями, то снятый холм будет изображен на плане горизонталями. При наличии достаточного опыта интерполирование горизонталей допускается производить „на глаз".

§ 9. ПЛАНОВАЯ ПРИВЯЗКА ТРАССЫ КАНАЛА К ОПОРНЫМ ГЕОДЕЗИЧЕСКИМ ПУНКТАМ

Все прокладываемые трассы каналов подлежат обязательной плановой и высотной привязке ко всем опорным геодезическим пунктам и реперам, встречающимся по ходу проложения трассы.

Привязка методом прямой засечки

Необходимо иметь не менее двух опорных точек, с которых видна привязываемая точка M.

Координаты точки M вычисляют по данным координатам точек A и B и по непосредственно измеренным углам α и β (рис. II—21).

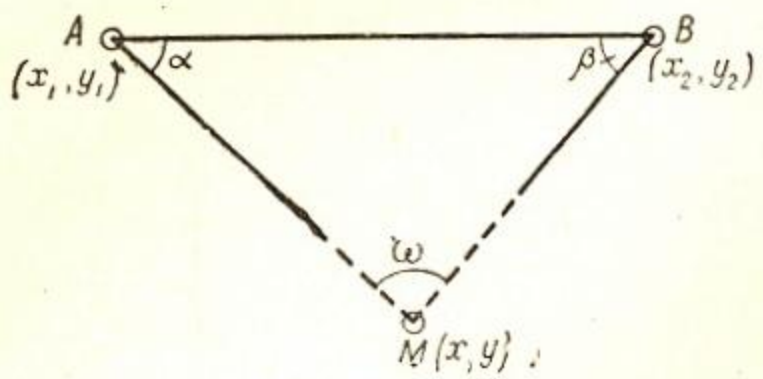


Рис. II—21.

Пример 1. Даны координаты точек:

	x	y
A	+ 7146,93	— 5086,66
B	+ 6685,86	— 2764,09

2. Измерены углы:

$\alpha = 57°51'38''$

$\beta = 50°53'12''$

3. Формулы для вычисления:

$$x = \frac{x_1 \operatorname{ctg}\beta + x_2 \operatorname{ctg}\alpha - (y_2 - y_1)}{\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta}$$

$$y = \frac{y_1 \operatorname{ctg}\beta + y_2 \operatorname{ctg}\alpha + (x_2 - x_1)}{\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta}$$

4. Контрольные формулы:

$$\operatorname{tg}\omega = \frac{\Delta x_1 \Delta y_2 - \Delta y_1 \Delta x_2}{\Delta x_1 \Delta x_2 + \Delta y_1 \Delta y_2},$$ где

$\Delta x_1 = x_1 - x$; $\Delta x_2 = x_2 - x$

$\Delta y_1 = y_1 - y$; $\Delta y_2 = y_2 - y$

5. Схема вычислений

6. Контроль

№ действий	Формулы и обозначения	Результаты	№ действий	Формулы и обозначения	Результаты
1	$x_1 \operatorname{ctg}\beta$	+ 5810,92			
2	$+ y_1$	— 5086,66			
3	$f_1 = x_1 \operatorname{ctg}\beta + y_1$	+ 724,26	1	Δx_1	+ 1812,39
4	$x_2 \operatorname{ctg}\alpha$	+ 4200,46	2	Δx_2	+ 1351,32
5	$- y_2$	+ 2764,09	3	Δy_1	— 692,50
6	$\varphi_1 = x_2 \operatorname{ctg}\alpha - y_2$	+ 6964,55	4	Δy_2	+ 1630,97
7	$F_1 = f_1 + \varphi_1$	+ 7688,81	5	$f_1^1 = \Delta x_1 \Delta y_2$	+ 2954 322,57
8	$y_1 \operatorname{ctg}\beta$	— 4135,80	6	$f_2^1 = \Delta y_1 \Delta x_2$	— 935 789,10
9	$- x_1$	— 7146,93	7	$F_1^1 = f_1^1 - f_2^1$	+ 3 890 111,67
10	$f_2 = y_1 \operatorname{ctg}\beta - x_1$	— 11 282,72	8	$\varphi_1^1 = \Delta x_1 \Delta x_2$	+ 2 449 118,85
11	$y_2 \operatorname{ctg}\alpha$	— 1736,57	9	$\varphi_2^1 = \Delta y_1 \Delta y_2$	— 1 128 823,47
12	$+ x_2$	+ 6685,86	10	$F_2^1 = \varphi_1^1 + \varphi_2^1$	+ 1 320 295,38
13	$\varphi_2 = y_2 \operatorname{ctg}\alpha + x_2$	+ 4949,29	11	$\operatorname{tg}\omega = F_1^1 : F_2^1$	+ 2,94 639
14	$F_2 = f_2 + \varphi_2$	— 6333,42	12	ω	71°15'10''
15	$\Phi = \operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\beta$	+ 1,441 325	13	$\omega = 180° - (\alpha+\beta)$	71°15'10''
16	$x = \frac{F_1}{\Phi}$	+ 5334,54			
17	$y = \frac{F_2}{\Phi}$	— 4394,16			

Привязка методом обратной засечки

Имея координаты трех опорных геодезических точек: второй (x_2, y_2), третьей (x_3, y_3) и четвертой (x_4, y_4), после измерения углов α_1 и α_2 при привязываемой точке первой можно вычислить координаты (x_1, y_1) первой точки. Вычисления ведутся на арифмометре и по шестизначным таблицам тригонометрических величин[1].

Вычисления координат четвертой точки по трем данным (рис. II—22). (Обратная засечка).

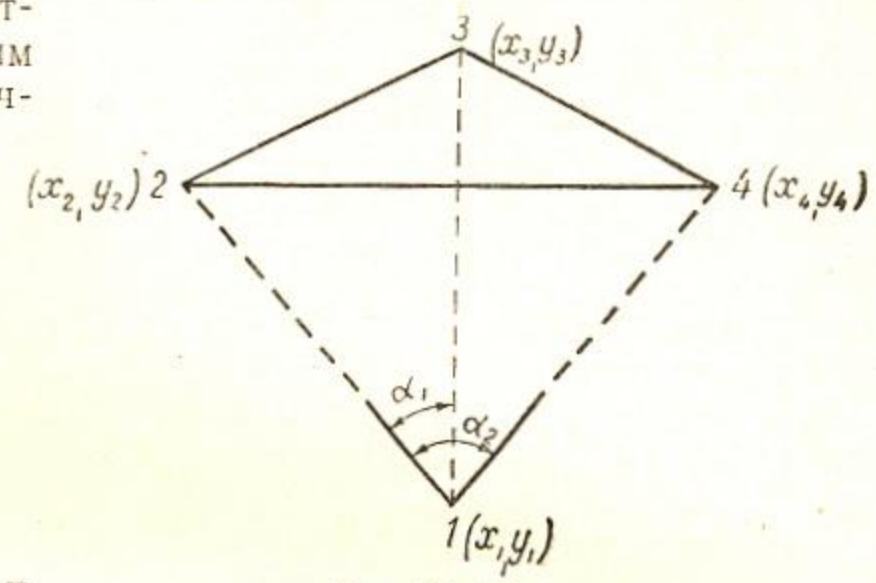


Рис. II—22.

1. Даны координаты точек:

2-ой — 16 670,71; — 2151,72
3-ей + 16 272,36; — 230,90
4-ой + 12 975,65; + 302,00

2. Измерены углы:

$\alpha_1 = 19°44'05''$
$\alpha_2 = 53°30'32''$

3. Вычислить координаты x_1 и y_1 1-й точки

4. Формулы для вычисления:

1. $\Delta x_{2,3} = x_3 - x_2$ 2. $\Delta y_{2,3} = y_3 - y_2$	3. $\Delta x_{2,4} = x_4 - x_2$ 4. $\Delta y_{2,4} = y_4 - y_2$	5. $f_1 = \Delta x_{2,3} - \Delta y_{2,3} \operatorname{ctg}\alpha_1$ 6. $f_2 = \Delta y_{2,3} + \Delta x_{2,3} \operatorname{ctg}\alpha_1$
7. $\varphi_1 = -\Delta x_{2,4} - \Delta y_{2,4}(-\operatorname{ctg}\alpha_2)$ 8. $\varphi_2 = -\Delta y_{2,4} + \Delta x_{2,4}(-\operatorname{ctg}\alpha_2)$	9. $F_1 = f_1 + \varphi_1$ 10. $F_2 = f_2 + \varphi_2$	11. $F_0 = \frac{F_1}{F_2}$ 12. $\Delta x_{2,1} = \frac{f_1 - f_2 F_0}{1 + F_0^2}$
13. $\Delta y_{2,1} = -F_0 \Delta x_{2,3}$	14. $x_1 = x_2 + \Delta x_{2,3}$	15. $y_1 = y_2 + \Delta y_{2,1}$

5. Схема вычислений:

№ действий	Формулы и обозначения	Результаты	№ действий	Формулы и обозначения	Результаты	№ действий	Формулы и обозначения	Результаты
1	$\Delta x_{2,3}$	— 338,35	9	φ_1	+ 5510,13	17	$f_2 F_0$	— 180,39
2	$\Delta y_{2,3} \operatorname{ctg}\alpha_1$	+ 5354,41	10	$-\Delta y_{2,4}$	— 2453,72	18	$f_1 - f_2 F_0$	— 5572,37
3	f_1	— 5752,76	11	$-\Delta x_{2,4} \operatorname{ctg}\alpha_2$	+ 2733,31	19	$1 + F_0^2$	+ 1,04955
4	$\Delta y_{2,3}$	+ 1920,82	12	φ_2	+ 279,59	20	$\Delta x_{2,1}$	— 5309,29
5	$\Delta x_{2,3} \operatorname{ctg}\alpha_1$	— 1110,41	13	$F_1 = f_1 + \varphi_1$	— 242,63	21	$\Delta y_{2,1}$	— 1181,79
6	f_2	+ 810,41	14	$F_2 = f_2 + \varphi_2$	+ 1090,00	22	x_2	+ 16670,71
7	$-\Delta x_{2,4}$	+ 3695,06	15	$F_0 = F_1 : F_2$	— 0,22259	23	y_2	— 2151,72
8	$-\Delta y_{2,4} \operatorname{ctg}\alpha_2$	— 1815,07	16	f_1	— 5752,76	24	x_1	+ 11361,42
						25	y_1	— 3333,51

[1] Шестизначные таблицы тригонометрических функций. Геодезиздат. Москва, 1952 г.

6. Контроль

1	$\Delta x_{1,2} \cdot \Delta y_{1,3}$	+ 16472657,25	4	$\Delta x_{1,2} \cdot \Delta x_{1,3}$ + $\Delta y_{1,2} \cdot \Delta y_{1,3}$	+ 26073604,63	7	F_0^1	0,35873
2	$\Delta x_{1,3} \cdot \Delta y_{1,2}$	+ 5803699,78	5		+ 3666633,47	8	α_1	19°44′05″
3	F_1^1	+ 10668957,46	6	F_3^1	+ 29740238,10			

Контрольные формулы:

1. $\Delta x_{1,2} = x_2 - x_1$ 2. $\Delta y_{1,2} = y_2 - y_1$ 3. $\Delta x_{1,3} = x_3 - x_1$
4. $\Delta y_{1,3} = y_3 - y_1$ 5. $F_1^1 = \Delta x_{1,2} \cdot \Delta y_{1,3} - \Delta x_{1,3} \cdot \Delta y_{1,2}$
6. $F_2^1 = \Delta x_{1,2} \cdot \Delta x_{1,3} + \Delta y_{1,2} \cdot \Delta y_{1,3}$ 7. $F_0^1 = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{F_1^1}{F_2^1}$

Привязка к одной опорной точке методом проложения теодолитного хода

Даны координаты (x_1, y_1) пункта A, дирекционный угол T_1 (рис. II—23).

Измерены углы β_1, β_2, β_3, β_4, линии d_1, d_2.

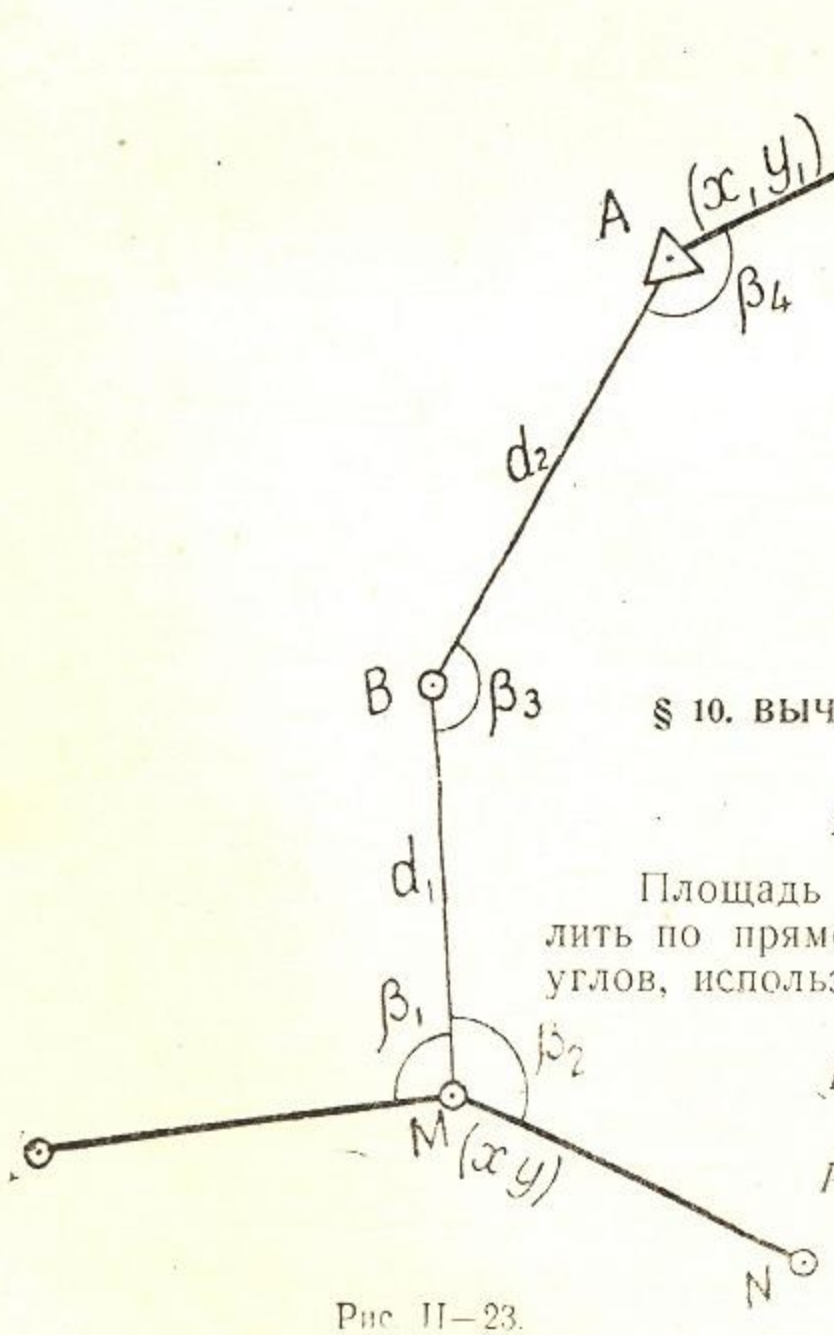


Рис. II—23.

Вычислить координаты (x, y) точки M.

Формулы для вычисления:

$(AB) = T_1 - 180° + \beta_4$
$(BM) = (AB) - 180° + \beta_3$
$(MN) = (BM) - 180° + \beta_2$
$\Delta x_2 = d_2 \cos (AB)$
$\Delta x_1 = d_1 \cos (BM)$
$\Delta y_2 = d_2 \sin (AB)$
$\Delta y_1 = d_1 \sin (BM)$
$x = x_1 + \Delta x_2 + \Delta x_1$
$y = y_1 + \Delta y_2 + \Delta y_1$

§ 10. ВЫЧИСЛЕНИЕ ПЛОЩАДЕЙ ПО ПЛАНАМ И КАРТАМ

Аналитический способ

Площадь полигона (рис. II—24) можно вычислить по прямоугольным координатам вершин его углов, используя формулы:

$$P = \frac{1}{2} \sum_1^n y_i (x_{i-1} - x_{i+1}), \qquad (II—15)$$

$$P = \frac{1}{2} \sum_1^n x_i (y_{i+1} - y_{i-1}), \qquad (II—16)$$

где i последовательно получает значения от 1 до n.

Механический способ определения площадей

При этом способе площади определяются по плану или карте при помощи полярного планиметра, состоящего из двух рычагов: полюсного и обводного. На обводном рычаге расположены один-два счетных механизма. Отсчет по ним состоит из четырех цифр: первая цифра (тысячи) — отсчет на горизонтальном циферблате, вторая (сотни)

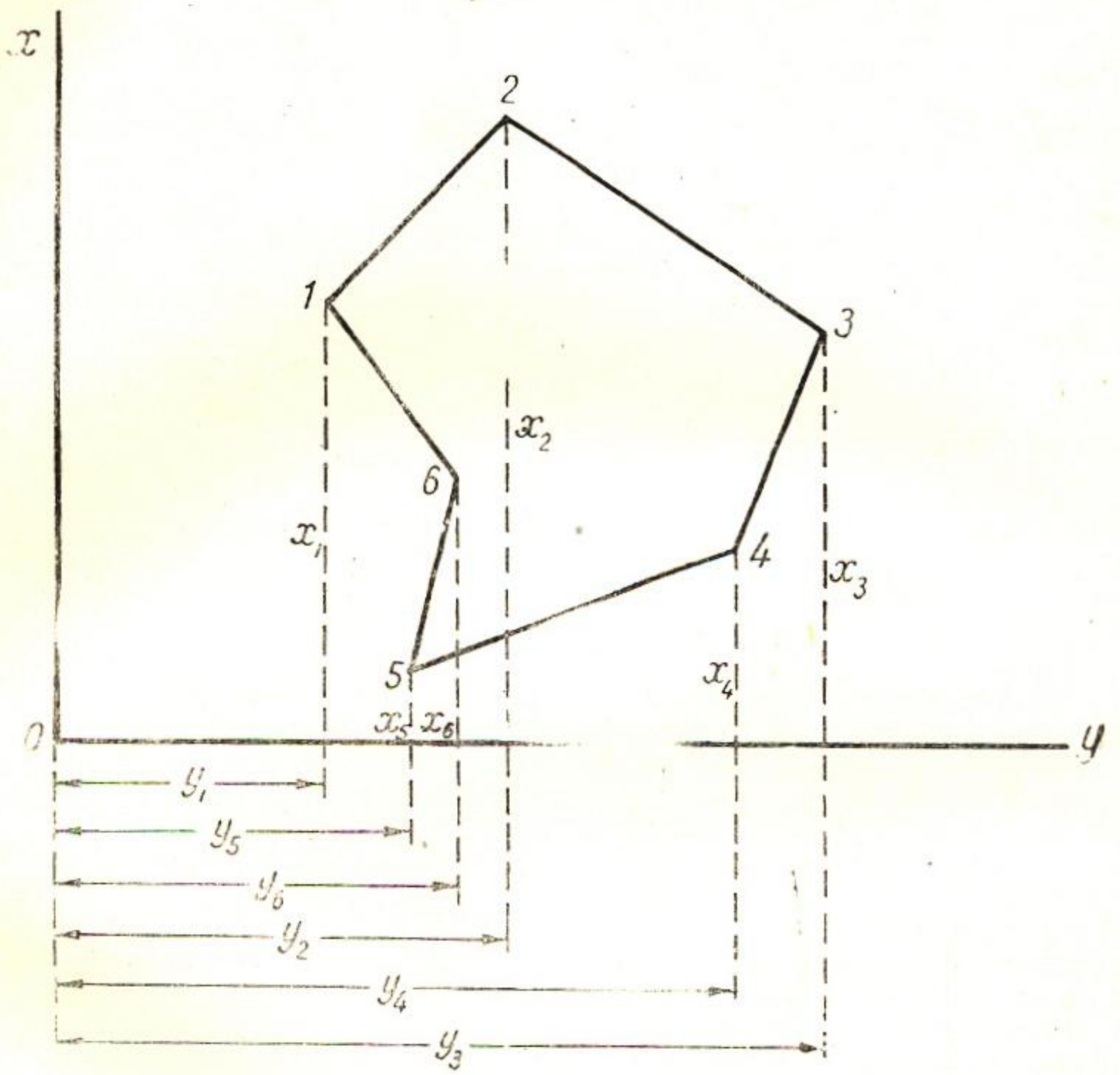


Рис. II—24.

и третья (десятки) — отсчет на вертикальном барабане, четвертая цифра (единицы) — отсчет по верньеру барабана. При определении площади планиметром делают отсчет a до обвода фигуры. После обвода по границе фигуры обводным шпилем делается второй отсчет b. Разность между вторым и первым отсчетами умножается на цену деления планиметра c и получают площадь:

$$P = (b - a)\,c.$$

Если цена деления c дана в гектарах, то и площадь будет получена в гектарах. Если масштаб плана 1 : 10 000, то площадь квадрата плана (10 см × 10 см) на местности будет $r = 1000$ м × 1000 м = $= 1\,000\,000$ м$^2 = 100$ га.

После обвода квадрата планиметром разность отсчетов будет равна 1000 делений, тогда

$$c = \frac{p}{n} = 0{,}1 \text{ га}.$$

При наличии контрольной линейки цену деления планиметра определяют по контрольной линейке.

Вычисление площадей при помощи палеток

Масштабная палетка, изготовляемая на прозрачной основе (целлулоид, прозрачная бумага, стекло) применительно к масштабу плана, на рис. II—25 построена для планов масштаба 1:10 000.

Для вычисления площади небольшого по размерам контура или его части палетку накладывают на контур так, чтобы крайние точки контура a и b располагались посередине между параллельными линиями. Измерителем набирают сумму всех отрезков $cd + ef + kl + mn + pq = rs$. В нижней части палетки построена шкала площадей с трансверсалями (наклонные линии), позволяющими отсчитывать десятые и сотые доли гектара. После наложения суммарного раствора циркуля на шкалу площадей делают отсчет по шкале 2,87 га — это и будет площадь определяемого контура.

Палеткой указанного построения можно определять площади контуров до 4 га с точностью до 0,5%.

§ 11. НОМЕНКЛАТУРА КАРТ

При изображении больших пространств земной поверхности карты разделяют на листы. Для правильного хранения, использования и определения географического положения листов для каждого установлена своя номенклатура. В основу ее для масштаба от 1:10 000 и мельче положен лист карты масштаба 1:1 000 000; в основе номенклатуры для масштабов 1:5000 и 1:2000 лист карты масштаба 1:100 000.

Для графления листов карты масштаба 1:1 000 000 земную поверхность условно делят меридианами через 6° на 60 колонн и каждую колонну нумеруют по порядку арабскими цифрами от меридиана с долготой 180° (противоположный конец Гринвичского меридиана) против хода часовой стрелки. Шестиградусные колонны (зоны) делят параллелями на ряды через 4° и каждый ряд, начиная от экватора, обозначают заглавными буквами латинского алфавита. Таким образом, номенклатура листа карты масштаба 1:1 000 000 складывается из буквы ряда и номера колонны: например, K—42.

Каждый лист масштаба 1:100 000 нумеруют порядковыми арабскими цифрами от 1 до 144, номенклатура его будет, например, K—42—91.

Номенклатуру и координаты углов рамки листа карты масштаба 1:1 000 000 можно определить по рис. II—26. В одном листе карты масштаба 1:100 000 содержится 4 листа карты масштаба 1:50 000, каждый из которых обозначен заглавными буквами $А$, $Б$, $В$, $Г$. Лист карты масштаба 1:50 000 разделен на 4 листа карты масштаба 1:25 000 и каждый лист обозначен малыми буквами $а$, $б$, $в$, $г$.

Лист карты масштаба 1:25 000 содержит 4 листа масштаба, 1:10 000 и каждый лист обозначен арабскими цифрами: 1, 2, 3, 4.

Масштаб 1:10000

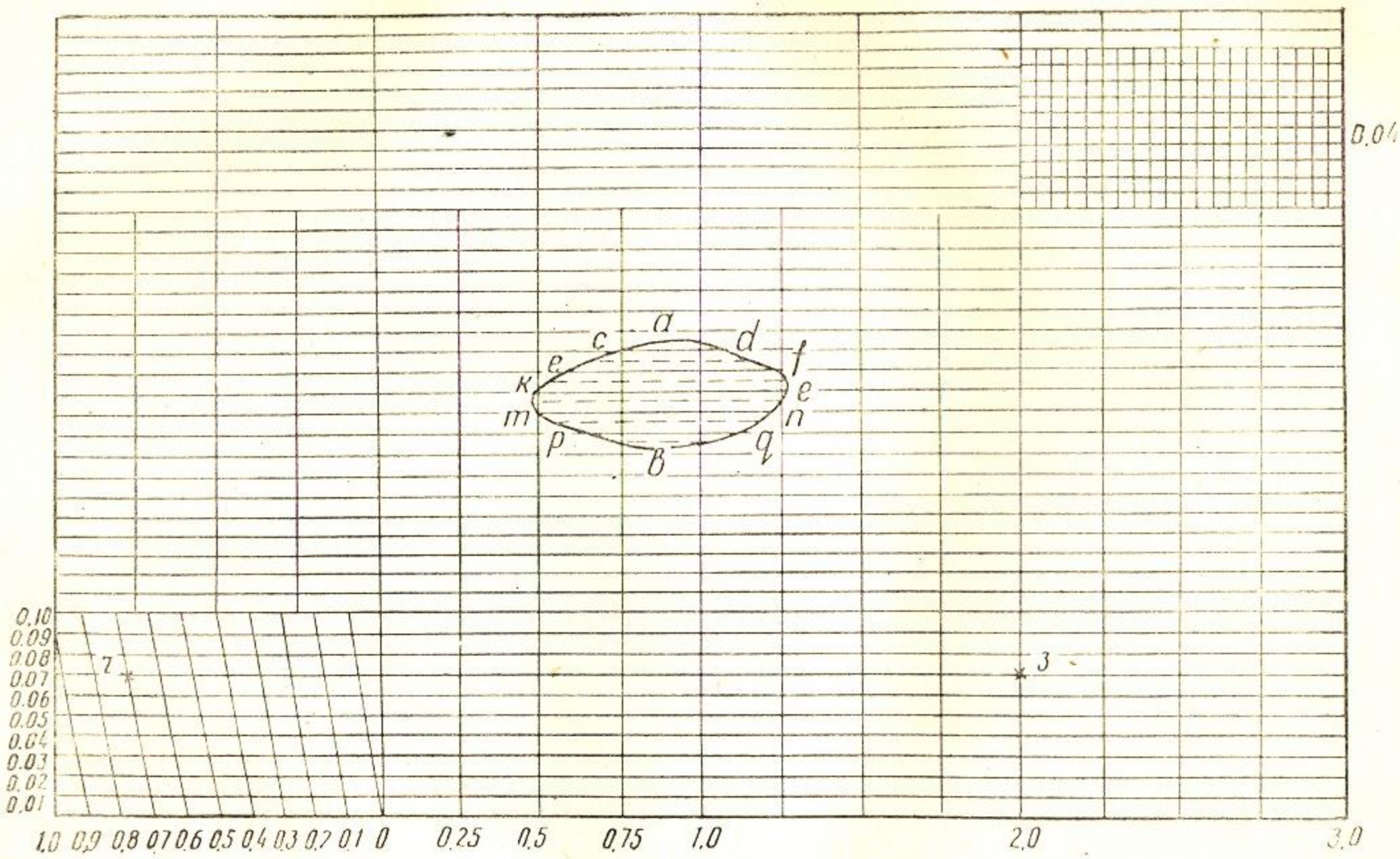


Рис. II—25

Для графления планов масштаба 1 : 5000 лист карты масштаба 1 : 100 000 делят на 256 частей и каждую часть, представляющую лист плана в масштабе 1 : 5000, обозначают номенклатурой листа карты масштаба 1 : 100 000 с припиской в скобках порядкового номера от 1 до 256, например, *К*—41—87—(213).

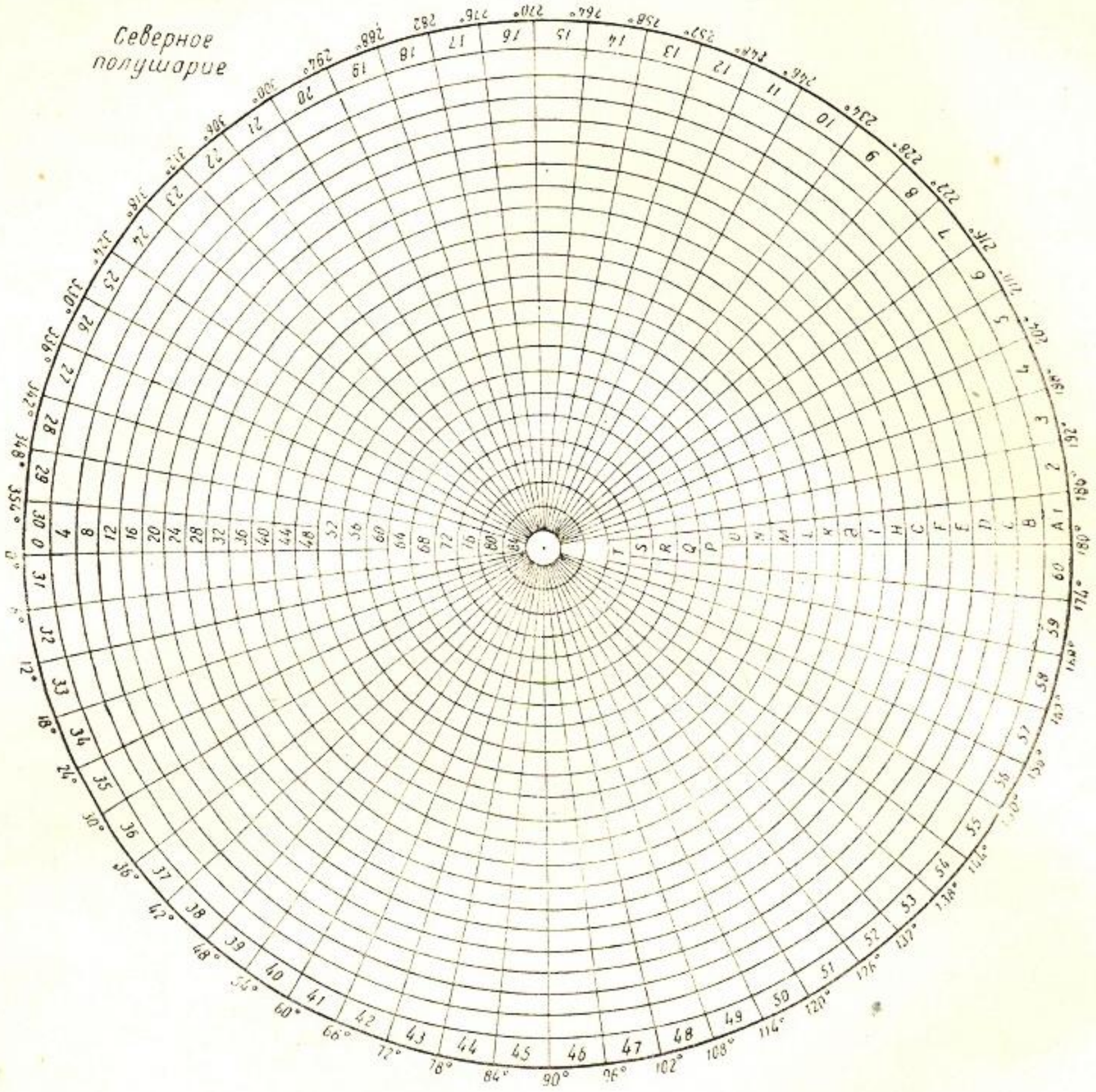


Рис. 1—26.

В листе плана масштаба 1 : 5000 содержится 9 листов плана масштаба 1 : 2000, каждый из которых обозначен строчными буквами русского алфавита *а, б, в, г, д, е, ж, з, и;* полная номенклатура будет состоять из пяти обозначений, например, *К*—40—97—(7[illegible]).

Глава 5

НИВЕЛИРОВОЧНЫЕ РАБОТЫ

Государственная нивелирная сеть разделена на I, II, III и IV классы. Для обеспечения единой системой высот на всей территории СССР служит нивелирная сеть I и II классов. Для обеспечения высотной основой топографических съемок и решения инженерных задач прокладываются нивелирные сети III и IV классов. Нивелирные линии I класса

прокладываются по с ановленным „Инструкцией по нивелированию I, II, III и IV классов" направлениям со средней квадратической случайной ошибкой ± 0,5 мм на 1 км хода

Нивелирная сеть II класса опирается на пункты нивелирования I класса, ее прокладывают по железнодорожным, шоссейным и другим улучшенным путям сообщения, а также вдоль больших рек При нивелировании II класса допускается ошибка, не превышающая по абсолютной величине $5\sqrt{L}$ мм, где L — длина хода нивелирования в км.

Полигоны нивелирования I и II классов связаны нивелирными сетями III класса, по точности допускающими ошибки, не превосходящие $10\sqrt{L}$ мм.

Между точками сети III класса для сгущения прокладывается нивелирная сеть IV класса, по точности допускающая ошибки, не превышающие по абсолютной величине $20\sqrt{L}$ мм.

Государственная нивелирная сеть вычисляется в абсолютных высотах в Балтийской системе.

Об абсолютных высотах реперов и марок (закрепленных точках государственного нивелирования) с описанием их местоположения печатают в специальных каталогах высот.

§ 1. ИНСТРУМЕНТЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ПРИ НИВЕЛИРОВАНИИ

Для нивелирования III, IV классов, продольно-поперечного нивелирования, нивелирования площадей, рек и каналов используют нивелиры современных конструкций: нивелир технический НТ (рис. II—27), нивелир технический НВ—1 (рис. II—28 и рис. II—29), нивелир глухой НГ (рис. I—30), нивелир прецизионный НА—1 (рис. II—31 и рис. II—32) и другие старых и новых конструкций.

Поверка нивелира НТ

1. Параллельность оси цилиндрического уровня образующей цапф трубы.

Поверку производят в два приема: подъемными винтами пузырек уровня приводят на середину, поворачивают трубу в лагерах. Параллельность осей соблюдается, если пузырек остается на середине. При отклонении пузырька от середины положение уровня регулируют боковыми исправительными винтами. При перекладывании трубы в лагерах пузырек уровня необходимо устанавливать на середине. При нарушении этого он перемещается на половину его отклонения вертикальными исправительными винтами уровня.

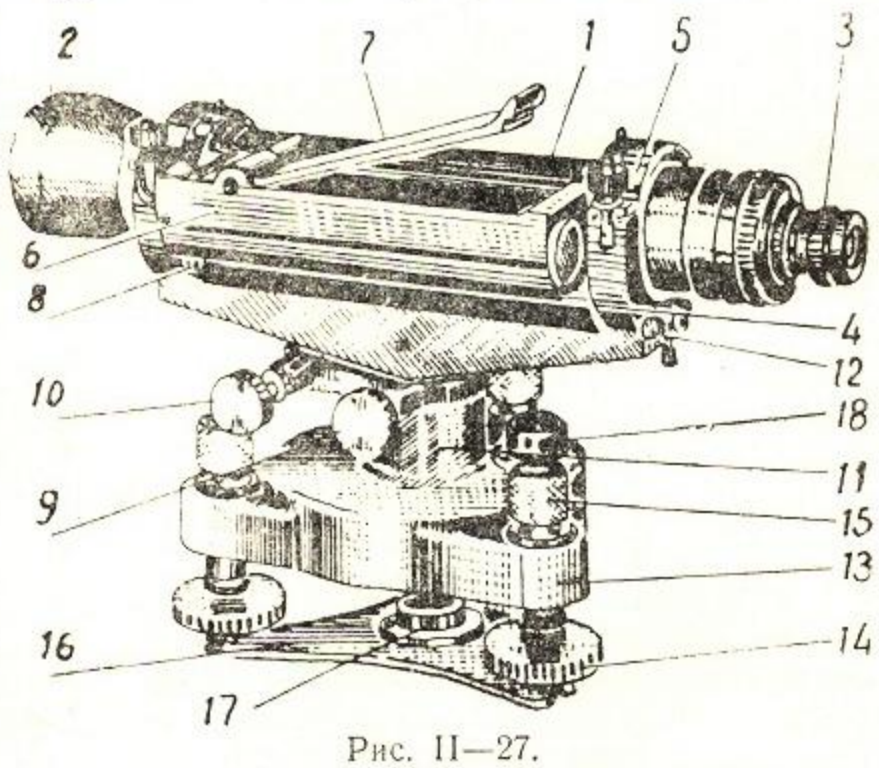


Рис. II—27.

1 — корпус трубы; *2* — объектив в оправе; *3* — окулярная часть трубы; *4* — лагеры трубы; *5* — откидные прижимы; *6* — коробка уровня; *7* — зеркало уровня; *8* — исправительные винты уровня; *9* — закрепительный винт; *10* — наводящий винт; *11* — бакса; *12* — упоры трубы; *13* — треножник; *14* — подъемный винт; *15* — втулка подъемного винта; *16* — пружинящая пластина; *17* — втулка станового винта; *18* — круглый уровень.

2. Перпендикулярность оси цилиндрического уровня к вертикальной оси вращения инструмента.

Трубу ставят в направлении двух подъемных винтов, пузырек уровня располагают посередине. Трубу с подставкой поворачивают на 180°. При положении пузырька на середине или отклонении его не более чем на $^3/_4$ деления — условие считается выполненным. Если отклонение превышает указанную норму, под лагеры подкладывают прокладки на величину половины отклонения пузырька уровня.

3. Совпадение визирной и геометрической осей трубы.

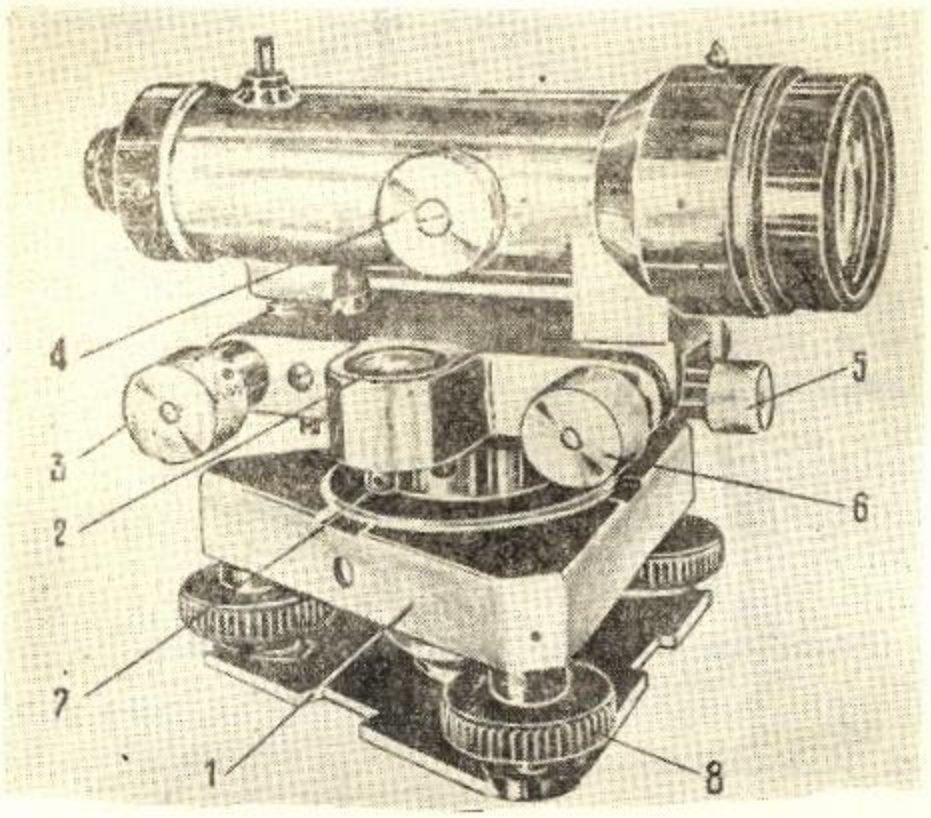


Рис. 11—28.

1 — подставка треножника; *2* — шаровой уровень; *3* — элевационный винт; *4* — головка трубки; *5* — зажимной винт; *6* — наводящий винт; *7* — исправительные винты уровня; *8* — подъемный винт.

При горизонтальном положении инструмента трубу наводят на неподвижно стоящую рейку и отсчитывают по средней нити. Трубу поворачивают в лагерах на 180° и делают второй отсчет на рейке. При несовпадении отсчетов вертикальными винтами сетку передвигают так, чтобы по средней нити отсчет по рейке был равен среднему из отсчетов.

4. Правильность установки сетки нитей.

При горизонтальном положении инструмента среднюю нить трубы наводят на неподвижно установленную рейку и отмечают отсчет. Микрометренным винтом трубу вращают по азимуту в обе стороны. Если отсчет по рейке меняется, то поворачивают сетку нитей, освободив предварительно исправительные винты сетки.

5. Параллельность оси круглого уровня вертикальной оси вращения инструмента.

Нивелир приводят в горизонтальное положение при помощи цилиндрического уровня. Если при этом пузырек круглого уровня будет не на середине, то под оправу уровня подкладывают фольгу до исправления.

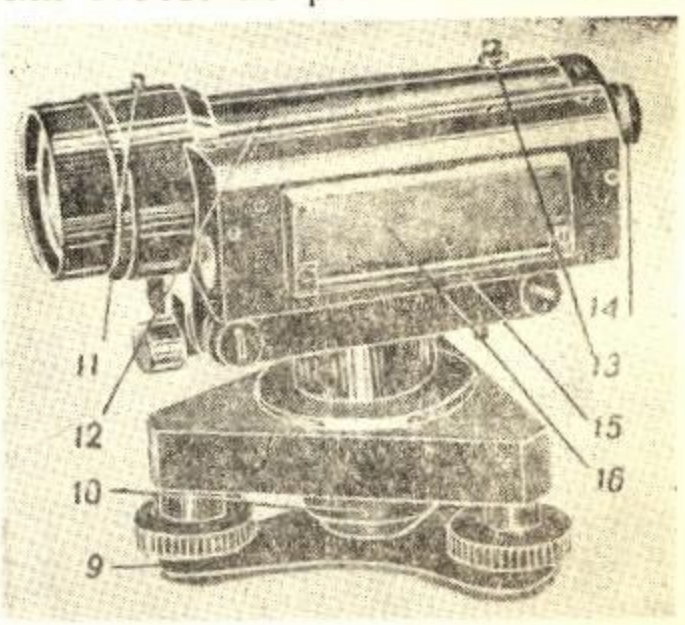


Рис. 11—29.

9 — пружинящая пластина; *10* — втулка станового винта; *11* — мушка трубы; *12* — корпус трубы; *13* — целик трубы; *14* — окулярная часть трубы; *15* — крышка уровня; *16* — зеркало уровня.

Поверка нивелира НВ-1

Установку цилиндрического контактного уровня в правильное положение выполняют двойным нивелированием одной и той же линии местности длиной около 75 м. На одном конце линии устанавливают нивелир, на другом — рейку. После приведения нивелира в горизонтальное положение и совмещения изображения концов пузырька

уровня элевационным винтом производят отсчет по рейке b. Далее измеряют рейкой или рулеткой высоту инструмента t_1 от центра окуляра до верха кола, забитого под окуляром. Затем нивелир устанавливают на место рейки, а рейку — на место нивелира, делают отсчет на рейке a и измеряют вторую высоту инструмента t_2.

По формуле

$$x = \frac{a+b}{2} - \frac{t_1 + t_2}{2} \qquad (II-17)$$

вычисляют величину x, которая при правильной установке контактного цилиндрического уровня должна быть меньше 4 мм. Если x более 4 мм, то элевационным винтом среднюю нить сетки наводят на отсчет $(b - x)$ и вертикальными исправительными винтами уровня точно совмещают концы пузырьков уровня.

Исправление повторяют до тех пор, пока величина x будет менее 4 мм. Поверку правильности установки сетки нитей и круглого уровня выполняют так же, как и в нивелире НТ.

Поверка нивелира НГ

1. Перпендикулярность оси цилиндрического уровня к оси вращения инструмента.

Устанавливают уровень в направлении двух подъемных винтов и приводят на середину. Инструмент поворачивают на 180°. Проверяют положение пузырька уровня. На половину отклонения пузырек перемещают исправительными винтами уровней и далее приводят его на середину подъемными винтами. Исправление продолжается до тех пор, пока при поворачивании инструмента на 180° пузырек уровня будет оставаться на середине.

2. Правильность установки сетки нитей. Эту поверку выполняют так же, как в нивелире НТ.

3. Установку цилиндрического контактного уровня в правильное положение выполняют так же, как первую поверку нивелира НВ-1.

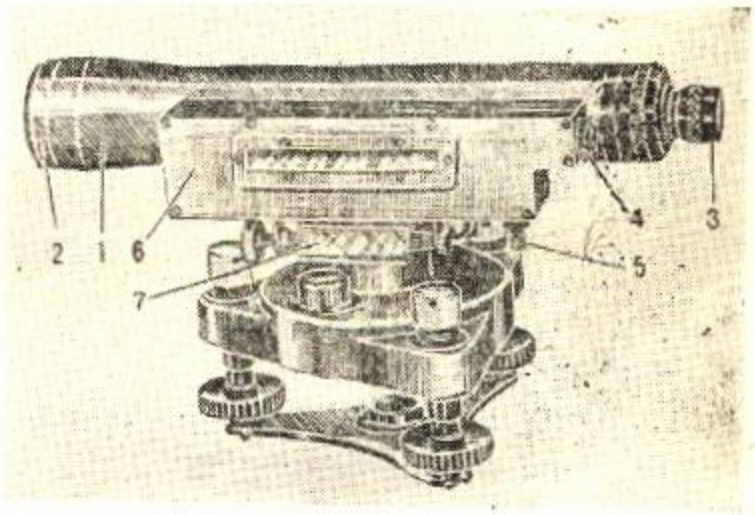


Рис. II—30.

1 — корпус трубы; *2* — объектив трубы в оправе; *3* — окулярная часть; *4* — лупа уровня; *5* — исправительный винт уровня; *6* — крышка коробки уровня; *7* — зеркало уровня.

4. Параллельность оси круглого уровня и вертикальной оси вращения инструмента. Нивелир приводят в горизонтальное положение при помощи цилиндрического уровня. Пузырек уровня исправительными винтами оправы круглого уровня ставят на середину.

5. Установка призм уровня. Исправляют установку призм уровня в случаях несовпадения изображения концов пузырька при горизонтальном положении нивелира, приводимом выверенным цилиндрическим уровнем, или при нахождении совпадающих концов уровня сбоку поля изображения, или в случае, если совпадающие концы уровня не образуют дуги окружности. Исправление установки призм во всех случаях производится только в лаборатории.

Поверка нивелира НА-I

Производится так же, как глухого нивелира НГ.

Установка визирной оси в горизонтальное положение в нивелире НА-I производится элевационным винтом перед каждым отсчетом по рейке, поэтому поверка цилиндрического уровня отпадает. Для предварительной установки инструмента служит крестовидный уровень, поверка которого производится подобно поверке круглого уровня.

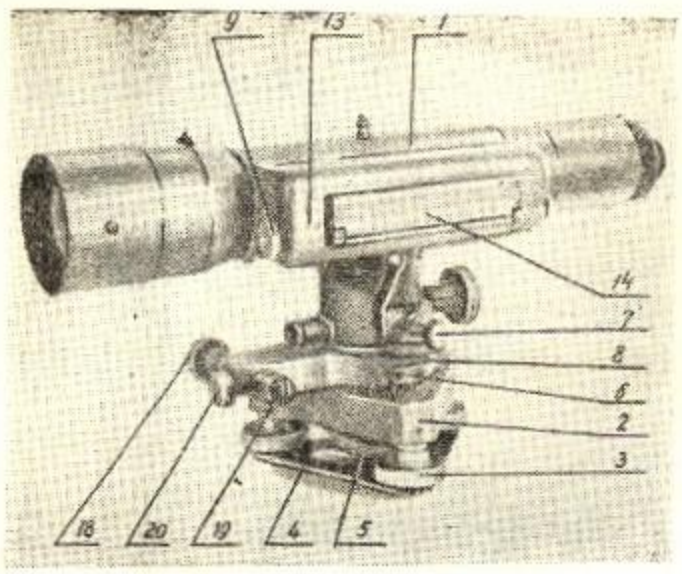


Рис. II—31.

1 — зрительная труба; *2* — треножник; *3* — подъемный винт; *4* — пружина подъемного винта; *5* — втулка станового винта; 6 — фиксатор; *7* — крестообразный уровень; *8* — юстировочный винт; *9* — съемные гайки; *10* — элевационный винт; *11* — окулятор; *12* — патрубок.

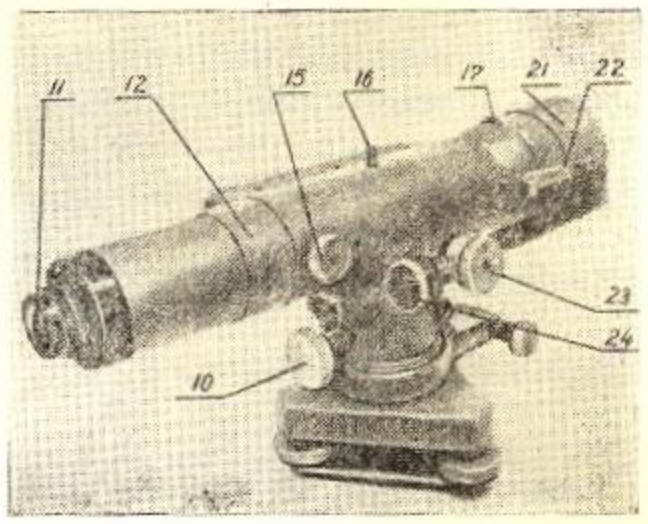


Рис. II—32.

13 — крышка; *14* — зеркало; *15* — головка трубки; *16* — целик; *17* — мушка; *18* — наводящий винт; *19* — пружинное устройство; *20* — закрепительный винт; *21* — насадка объектива; *22* — пружина; *23* — отсчетный барабанчик; *24* — лупа.

Непараллельность визирной оси и оси уровня устраняют исправительными винтами при уровне, так как сетка нитей трубы закреплена наглухо.

§ 2. РАБОТЫ, ВЫПОЛНЯЕМЫЕ НИВЕЛИРОМ

1. Продольное нивелирование.
2. Поперечное нивелирование.
3. Нивелирование площадей.

Продольное нивелирование ведут по оси существующего или нового, проектируемого оросительного или водосборного канала и других сооружений, между базисными реперами на узлах гидротехнических сооружений, по дамбам, бермам и оградительным валам, по дну русел с целью определения объемов строительных работ или объемов очистки от наносов и для установки донных реперов.

Поперечное нивелирование выполняют под прямым углом к оси продольного нивелирования. Линии, разбитые на местности для поперечников, нивелируют в случаях коротких поперечников совместно с нивелированием по продольной оси и при значительных по длине поперечниках отдельно — по схеме продольного нивелирования.

§ 3. ПОДГОТОВКА ЛИНИИ ДЛЯ ПРОДОЛЬНОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Продольное нивелирование делают по точкам, положение которых в плане определено промерами. Пикетаж ведут по линии нивелирования, являющейся осью канала, дамбы, дороги и др. При изменении направления оси измеряют угол отклонения теодолитом или другим

угломерным инструментом Все точки пикетажа закрепляют на местности деревянными кольями. В местах отклонения оси в плане производится разбивка кривых: при разбивке пикетажа — по главным точкам, а в последующем — детально.

§ 4. РАЗБИВКА КРИВЫХ ПО ГЛАВНЫМ ТОЧКАМ

Для получения данных по разбивке должны быть известны угол отклонения и допустимый радиус закругления; угол отклонения получается, как дополнение измеренного угла до 180° (рис. II—33), а радиус закругления задается заранее.

По таблицам разбивки кривых по аргументам — углу отклонения и радиусу закругления — определяют величины тангенса (T), биссектрисы ($Б$), длины кривой (K) и домера ($2T - K = Д$). Вычисленные данные записывают в пикетажную книжку (рис. II—34)

$$\alpha = 37°11' \qquad Б = 16{,}52$$
$$R = 300 \qquad K = 194{,}69$$
$$T = 100{,}91 \qquad Д = 7{,}13$$

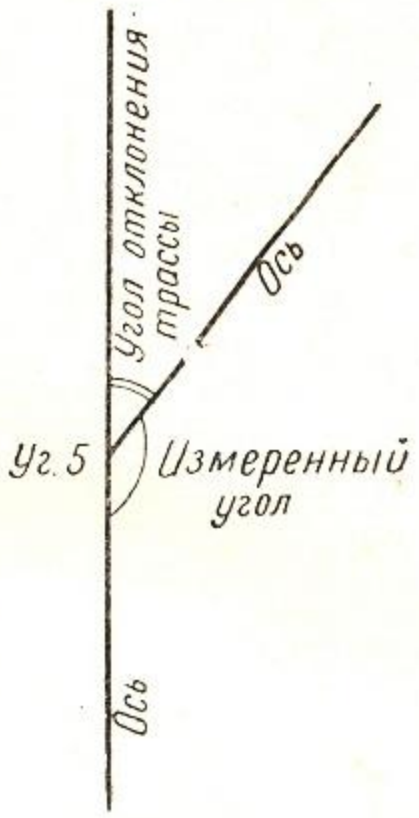


Рис. II—33.

Полученные величины откладывают на местности для нахождения начала, середины и конца кривой. Для нахождения середины кривой угол делят пополам и на биссектрисе откладывают величину $Б = 16{,}52$.

Для цифровых надписей на сторожках начала и конца кривой делают расчет на обороте пикетажного листа по следующей форме, дающей контроль вычислений:

I	II
Угол № 1 на пикете 1 + 54,00	Угол № 1 на пикете 1 + 54,00
— T 1 + 0,91	+ T 1 + 0,91
Начало кривой 0 + 53,09	Конец кривой (неиспр.) 2 + 54,91
+ K 1 + 94,69	$Д = 2T - K$ 7,13
Конец кривой (испр.) 2 + 47,78	Конец кривой (испр.) 2 + 47,78

Таким образом на сторожке начала кривой пишется Н.К.ПК 0+53,09. У конца кривой — К.К.ПК 2 + 47,78 и биссектриса Б —16,52. Дальнейший пикетаж от конца кривой ведется, исходя из надписи на сторожке — ПК 2 + 47,78, то есть до третьего пикета нужно промерить 52,22 (100 — 47,78) метра.

§ 5. ВЫНОС ПИКЕТОВ НА КРИВУЮ

В приведенном примере конец кривой показан на ПК 2 + 47,78, то есть ПК 2 оказался на касательной. Для выноса пикета на кривую по данному радиусу отыскивают длину кривой от ее конца до пикета. По таблицам находят абсциссу и ординату y_1, затем от конца кривой по касательной отмеряют абсциссу. В конце ее восстанавливают перпендикуляр и на нем откладывают ординату.

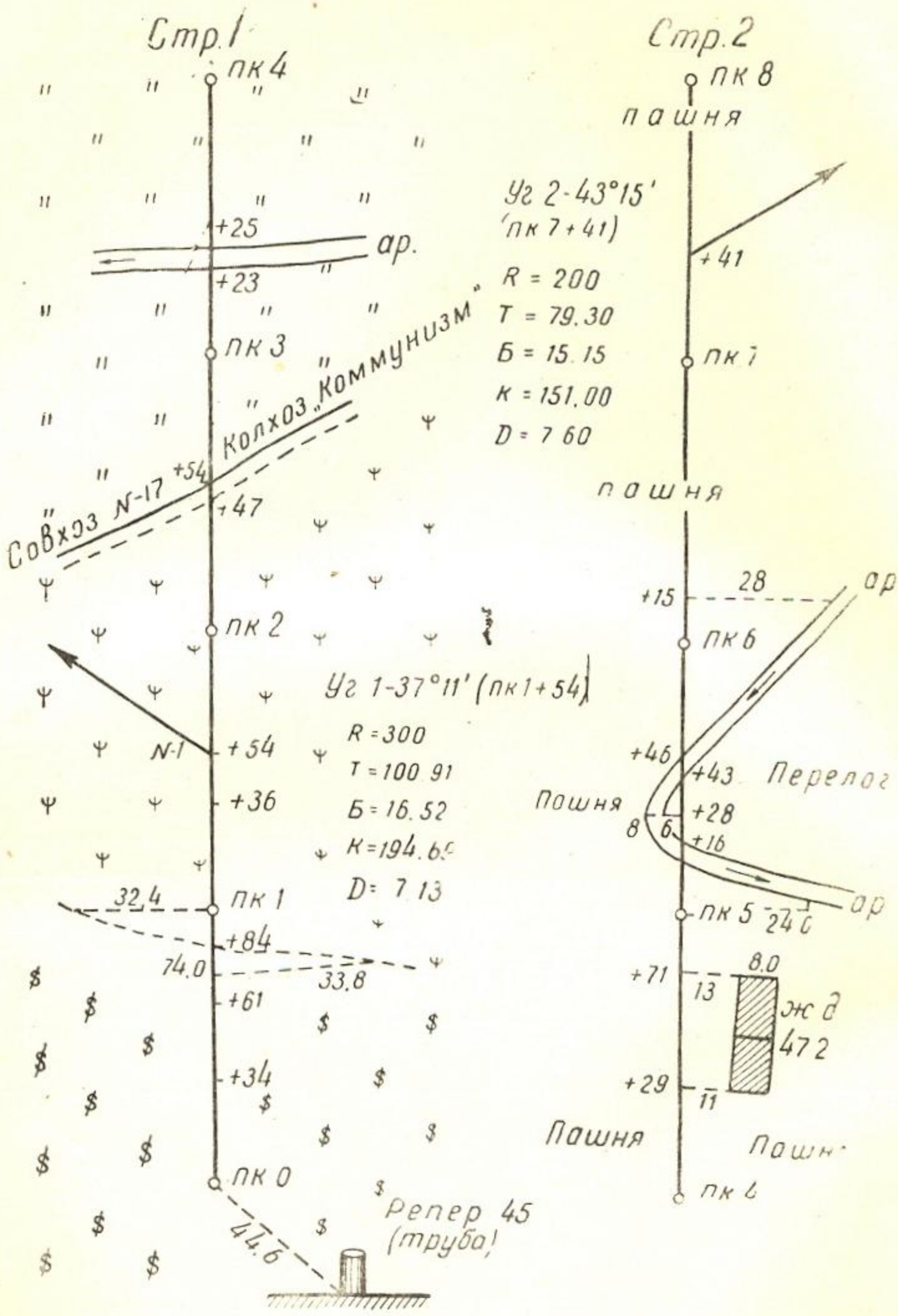

Стр.1
пк 4
+25
ар.
+23
пк 3
Колхоз „Коммунизм"
Совхоз N-17
+54
+47
пк 2
Уг 1-37°11' (пк 1+54)
R = 300
T = 100 91
Б = 16.52
K = 194.6
D = 7 13
N-1
+54
+36
32.4
пк 1
+84
74.0
33.8
+61
+34
пк 0
Репер 45
(труба)
44.6
Стр.2
пк 8
пашня
Уг 2-43°15'
(пк 7+41)
R = 200
T = 79.30
Б = 15.15
K = 151.00
D = 7 60
+41
пк 7
пашня
28
+15
ар
пк 6
+46
+43
Перелог
Пошня
+28
8
6
+16
ар
пк 5
24 0
+71
8.0
13
ж д
47 2
+29
11
Пашня
Пошня
пк 4

Рис. II –34.

§ 6. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА КРИВЫХ

Точное положение кривой на местности определяют детальной разбивкой, причем заблаговременно должно быть задано расстояние по кривой между точками — 5, 10, 20 м. По таблицам, аргументу $R = 300$ м и заданному расстоянию между точками на кривой (например, 10 м) определяют абсциссы и ординаты точек. Так для первой точки $S = 10$ м, $x = 10$ м; $a = S - x = 0{,}00$. Величину a — называют „кривой без абсциссы" (рис. II—35). Для второй точки $S_1 = 20$ м, $x_1 = 19{,}99$ м, $a_1 = 0{,}01$ м, для третьей точки $a_2 = 0{,}05$ м, для четвертой $a_3 = 0{,}12$ м и т. д.

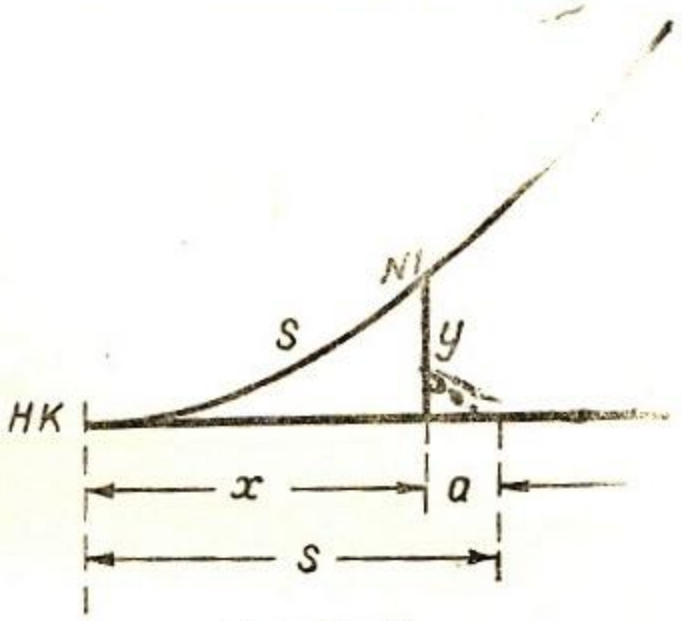


Рис. II—35.

В таблицах находят величины a, a_1, a_2, a_3 и т. д., ординаты y, y_1, y_2...

От начала (и от конца кривой симметрично) по касательной откладывают абсциссы $10 - 0 = 10$; $20 - 0{,}01 = 19{,}99$; $30 - 0{,}05 = 29{,}95$, $40 - 0{,}12 = 39{,}88$ или отрезки a, a_1, a_2..., от их концов восстанавливают перпендикуляры, на которых откладывают ординаты — 0,17, 0,67, 1,50 и 2,66, на концах ординат забивают колья, которые и будут находиться на кривой.

§ 7. НИВЕЛИРОВАНИЕ ТРАССЫ КАНАЛА

Нивелирование производится по возможности из середины при одном горизонте инструмента. Отсчеты делают при качающейся рейке с точностью до 1 мм. Сначала нивелируются связующие точки (задняя и передняя), а затем плюсовые — промежуточные. Особенно тщательно необходимо делать отсчеты на связующих точках.

Обрабатывают данные в журнале (табл. II—1):

1. Вычисляют превышения по формуле: задняя — передняя и вписывают с соответствующим знаком в графу „Превышения".

3. Постраничный контроль: суммируют отдельно графы 3, 4, 6, 7, причем разность сумм граф 3 и 4 должна равняться разности сумм граф 6 и 7.

3. Вычисляют отметки связующих точек с записью в графу 9.

4. Увязывают их между твердыми точками, имеющими отметки.

Увязка производится следующим образом: вычисление отметок по связующим точкам доводят до конечной точки нивелирования, имеющей твердую отметку, получается отметка этой привязочной точки (в графе 9). В графу 10 вписывают истинную отметку. Разность между этими двумя отметками даст невязку по ходу. Невязка допускается до $20\sqrt{L}$ мм, где L — число километров хода, пройденного нивелированием. Невязка равномерно разбрасывается по всем связующим точкам хода, причем, если на первую отметку падает поправка 1 мм, то на вторую относится 2 мм, на третью — 3 мм и т. д. до конечной точки, на которую должна быть отнесена общая невязка по ходу. Поправки вносят с обратными невязке знаками.

5. Вычисляют „горизонт инструмента". Для этого к отметке задней точки прибавляют отсчет на нее, например, для станции № 2:

Таблица II—1

Форма журнала продольного нивелирования

№ станций	№ пикетов и название точек	Отсчеты по рейке: задние	Отсчеты по рейке: передние	Отсчеты по рейке: промежуточные	Превышения: +	Превышения: −	Горизонт инструмента	Отметки: вычисл.	Отметки: исправл.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	ПКО	1628					477,109	475,481	475,481
1					525				
	ПК 1		1103					476,006	476,006
	+12,1			1088					476,021
	+40,0			1240					475,869
	+47,0			961					476,148
	ПК 1	732					476,738	476,006	476,006
						522			
2	ПК 2		1254					475,474	475,485
	+28,0			1246					475,492
	+50,1			1321					475,417

$\frac{+2360-2357}{+3}$ $\frac{+525-522}{+3}$

476,006 + 0,732 = 476,738 (см. журнал). Отметки горизонта инструмента определяют для всех станций.

6. Вычисляют отметки промежуточных точек вычитанием отсчета на промежуточную точку из „горизонта инструмента", например, 476,738 — 1,246 = 475,492.

§ 8. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

Профиль линии, по которой проведено нивелирование, составляют по журналу нивелирования на профильной бумаге.

До составления профиля определяют масштабы: а) для построения горизонтальных расстояний между точками пикетажа — горизонтальный масштаб (1 : 1000, 1 : 2000, 1 : 5000, 1 : 10 000); б) для построения вертикального положения точек по отметкам — вертикальный масштаб (1 : 100).

Профильную бумагу графят и в принятом масштабе откладывают пикетные и плюсовые точки. В полученных точках по перпендикулярам в вертикальном масштабе откладывают соответствующие отметки точек. При соединении точек прямыми линиями получается вертикальный разрез местности по линии нивелирования.

§ 9. НИВЕЛИРОВАНИЕ ПЛОЩАДЕЙ

Нивелирование небольших площадей под сооружения, планировку участков и других целей может производиться разными способами, в зависимости от условий местности и рельефа.

В открытых равнинных местах часто применяют способы параллельных линий или мелких квадратов со сторонами 20, 30, 40, 50, 60 м и более (рис. II—36). Параллельные линии можно разбивать на местности на расстоянии 50, 100, 150 м (рис. II—37).

Как квадраты, так и параллельные линии разбивают на местности теодолитом и лентой. По параллельным линиям разбивка пикетажа производится по обычной схеме продольного нивелирования. При нивелировании по квадратам нивелир устанавливают в центре одного из квадратов, рейки ставят по углам квадратов и делают отсчеты. С одной станции нивелируют все вершины углов прилегающих квадратов, отстоящие от инструмента не далее 70—75 м. Порядок нивелирования показан на рис. II—36

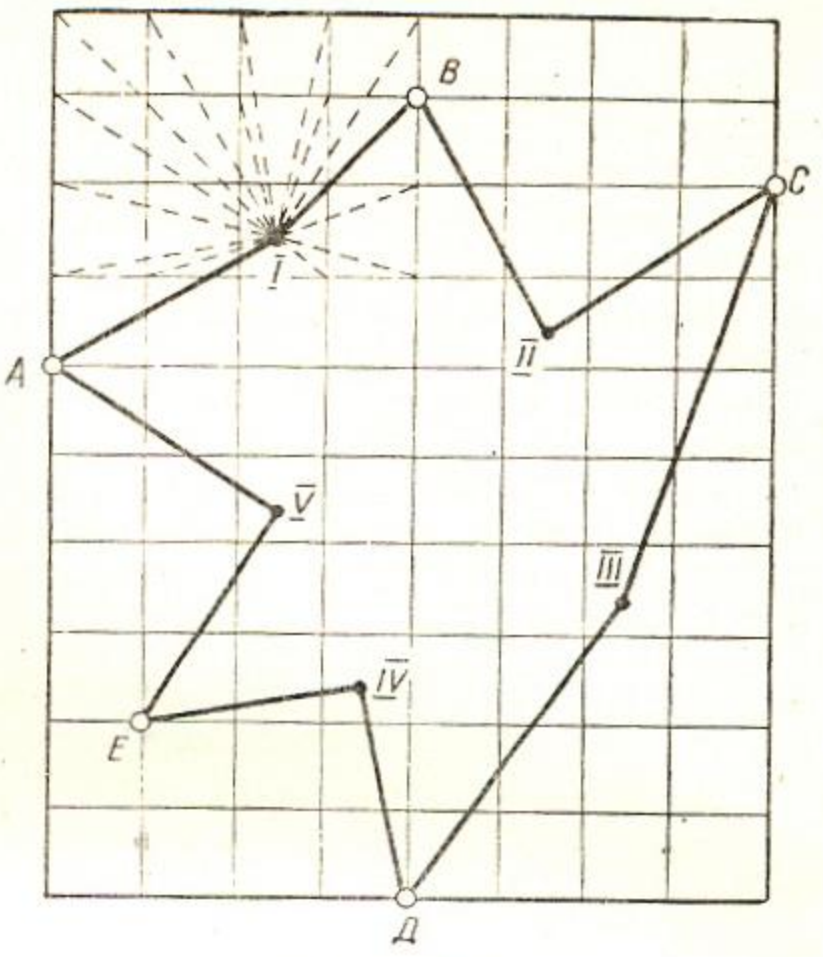


Рис. II—36.

Для контроля нивелирования и вычисления отметок выбраны связующие точки, обозначенные на рис. II—36 буквами. Римскими цифрами отмечены точки постановки нивелира. Пунктирными линиями показаны взгляды на рейки для нивелирования вершин углов с каждой станции. При нивелировании по квадратам запись отсчетов и вычисление отметок ведутся в журнале нивелирования

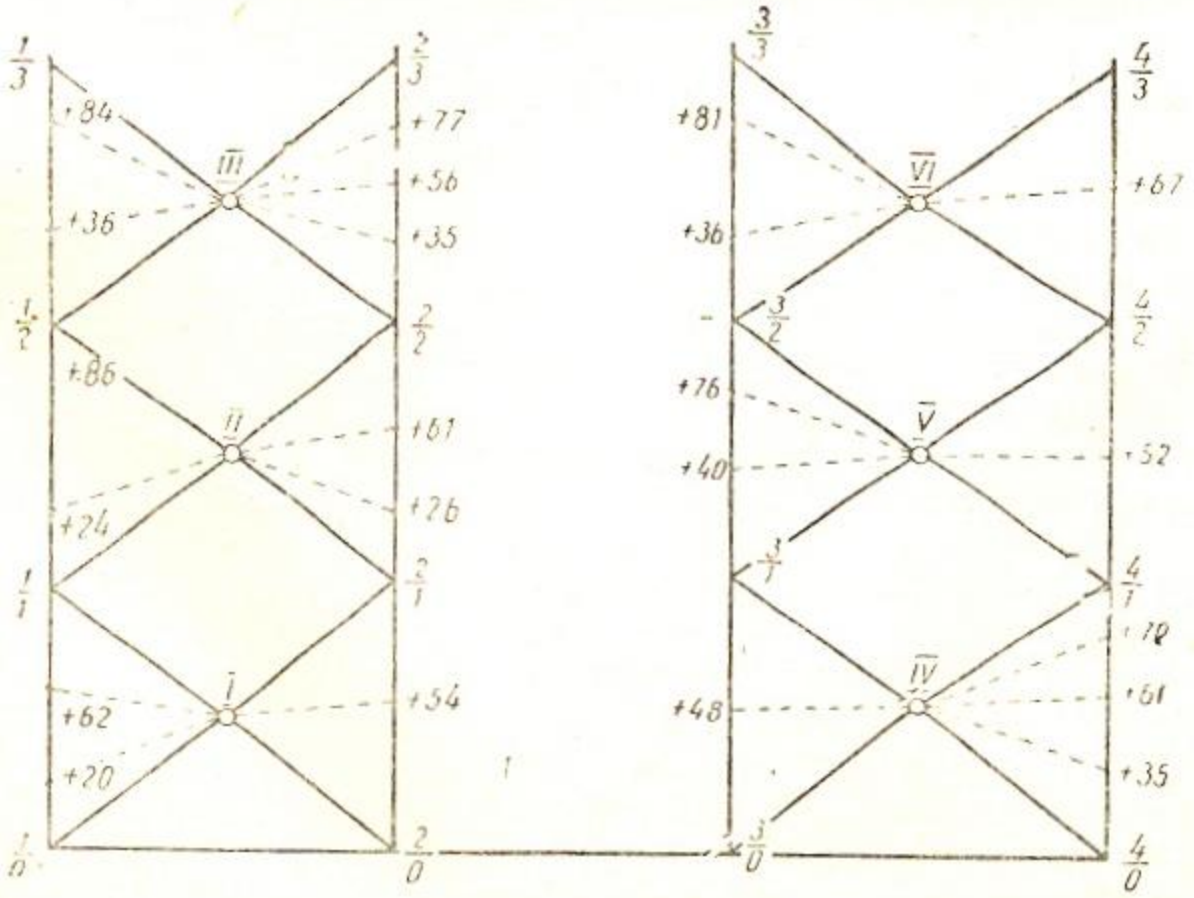


Рис II - 37.

обычной формы, установленной для поперечно-продольного нивелирования.

При нивелировании по параллельным линиям работа ведется по каждой линии в отдельности по методу продольного нивелирования или одновременно по двум или нескольким линиям, как показано на рис. II—37, где римскими цифрами отмечены станции. Отсчеты по рейкам записывают в журнале нивелирования. На открытых холмистых местах, с ясно выраженными формами и элементами рельефа, применяется способ замкнутых полигонов и внутренних ходов, прокладываемых по основным линиям рельефа (водоразделам и тальвегам). Полигоны и внутренние ходы прокладывают, измерив углы теодолитом, линии — лентой с разбивкой пикетажа. По линиям полигонов и внутренних ходов ведут продольно-поперечное нивелирование.

На составленном плане по данным параллельных линий, квадратов или полигонов и ходов, по вычисленным отметкам точек проводят горизонтали с избранным сечением рельефа. Минимально возможное сечение между горизонталями определяют по формуле:

$$h = (0{,}25n \operatorname{tg} \alpha) \text{ мм} = (0{,}00025n \operatorname{tg} \alpha) \text{ м}, \qquad (II-18)$$

где n — знаменатель численного масштаба плана; α — предельный (наибольший) угол ската на данном участке местности.

0,25 мм — минимально возможное расстояние между горизонталями на плане.

§ 10. ПРИВЯЗКА К РЕПЕРАМ И МАРКАМ

Репер, к которому делают привязку, предварительно разыскивают и очищают в верхней части от земли. На репере и на точке, подлежащей привязке, устанавливают рейки, а между ними на середине помещают нивелир и делают отсчеты в обычном порядке. Привязку к марке, при наличии подвесной рейки, делают нивелиром, установленным посередине между точкой, подлежащей привязке, и маркой.

В отверстии марки укрепляют штифт, на него подвешивают подвесную рейку, нуль которой должен совпадать с отверстием марки. На точке, подлежащей привязке, устанавливают рейку и делают отсчет a по подвесной рейке и отсчет b — по рейке на точке привязки.

Превышение вычисляется по формуле:

$$h = a + b. \qquad (II-19)$$

При отсутствии подвесной рейки нивелир устанавливают посередине между маркой и точкой привязки, на которой должна стоять рейка, и делают отсчет по этой рейке, а на стене по одной отвесной линии с маркой прочерчивают линию, совпадающую со средней нитью сетки трубы нивелира. Расстояние от центра марки до прочерченной линии точно измеряют линейкой или стальной рулеткой. Превышение вычисляют так же, как и при привязке с подвесной рейкой.

Глава 6

МЕНЗУЛЬНАЯ СЪЕМКА

Съемка контуров и рельефа при помощи мензулы и кипрегеля называется мензульной. Горизонтальные углы между линиями местности на мензуле, в отличие от других съемок, получаются графически, поэтому мензульная съемка иначе называется углоначертательной.

§ 1. УСТРОЙСТВО МЕНЗУЛЫ И КИПРЕГЕЛЯ

Поверка мензулы

1. Устойчивость мензулы (рис. II—38) проверяют после установки и закрепления ее на какой-либо точке. На мензульную доску ставят кипрегель и производят визирование пересечением нитей на предмет. Легко нажав пальцем на мензульную доску и сразу отпустив ее, наблюдают за тем, чтобы доска приобрела первоначальное положение, что поверяют кипрегелем.

2. Верхняя поверхность доски должна быть ровной и гладкой плоскостью.

Поверка делается выверенной линейкой кипрегеля, путем прикладывания ребра линейки к поверхности мензульной доски в разных направлениях.

3. Плоскость мензульной доски должна быть перпендикулярна к вертикальной оси вращения доски.

Поверка делается уровнем кипрегеля или накладным уровнем с приведением мензульной доски в горизонтальное положение. Для соблюдения условия пузырек уровня при вращении доски вокруг вертикальной оси должен оставаться на середине.

При отклонении от указанных условий мензулу считают непригодной для работы.

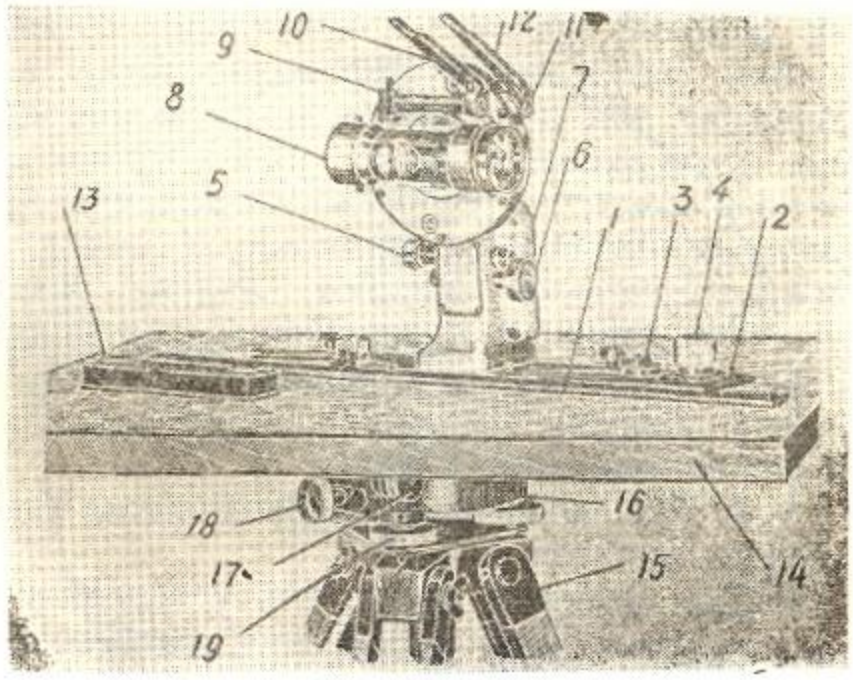


Рис. II—38

1 — узкая линейка; *2* — широкая линейка; *3* — круглый уровень; *4* — ролик для малых поворотов кипрегеля; *5* — наводящий винт трубы; *6* — микрометренный винт; *7* — ручка кипрегеля; *8* — зрительная труба; *9* — цилиндрический уровень трубы; *10, 12* — зеркало уровня; *11* — цилиндрический уровень вертикального круга; *13* — буссоль; *14* — планшет; *15* — штатив; *16* — мензула; *17* — наводящий винт; *18* — закрепительный винт; *19* — подъемные винты.

Поверка кипрегеля с вертикальным кругом

1. Скошенный край линейки кипрегеля должен быть прямой линией.

Для поверки кипрегель ставят на мензульную доску и острым карандашом по скошенному краю линейки прочерчивают линию. Затем линейку кипрегеля поворачивают на 180° и располагают с другой стороны линии, при этом край линейки кипрегеля совмещают с какими-либо двумя точками, отмеченными на прочерченной линии. Прочерчивают другую линию, которая при соблюдении условия должна совмещаться с первой. При обнаружении несовмещения линии рабочее ребро линейки (скошенный край) исправляют в специальной мастерской

2. Ось уровня, установленного на линейке кипрегеля, должна быть параллельна нижней плоскости линейки.

Линейку кипрегеля устанавливают на мензульной доске по направлению двух подъемных винтов, с помощью которых пузырек уровня приводится на середину трубки. Прочертив линию по рабочему ребру линейки, кипрегель переставляют на 180° и ребро совмещают с прочерченной линией.

При отклонении пузырька от середины, его передвигают на половину отклонения исправительными винтами уровня и подъемными винтами приводят на середину. Эту операцию проводят до полного уничтожения отклонения пузырька от середины при перестановках кипрегеля.

3. Визирная ось трубы должна быть перпендикулярна оси вращения трубы.

Для поверки точку пересечения нитей трубы кипрегеля наводят на далекий предмет и прочерчивают линию по скошенному краю линейки. Затем трубу переводят через зенит и визируют на тот же предмет при положении линейки кипрегеля с противоположной стороны прочерченной линии, и по скошенному краю линейки проводят новую линию. Угол между прочерченными линиями будет представлять двойную коллимационную ошибку. Далее угол делят пополам и прочерчивают среднюю линию. Линейку кипрегеля прилагают к средней линии и исправительными винтами сетки пересечение нитей перемещают до совпадения с предметом. После закрепления винтов сетки поверку повторяют и устанавливают правильность произведенного исправления сетки.

4. Ось вращения трубы должна быть параллельна нижней плоскости линейки.

Для поверки кипрегель устанавливают на мензуле, приведенной в горизонтальное положение, пересечение нитей наводят на высокую точку здания, расположенного на 20—30 м от кипрегеля, опускают трубу кипрегеля и на стене здания карандашом отмечают пересечение нитей. Трубу переводят через зенит, кипрегель переставляют на 180°, наводят на ту же высокую точку и опускают до уровня ранее отмеченной точки. При соблюдении условия отмеченные точки должны совпасть. Для уничтожения ошибки современные кипрегели не имеют приспособлений, поэтому ошибки устраняются на заводе или в мастерской.

5. Проекция оси вращения трубы на верхнюю поверхность мензульной доски должна быть перпендикулярна скошенному краю линейки кипрегеля.

Мензулу устанавливают в горизонтальное положение, пересечение нитей наводят на удаленный, но видимый невооруженным глазом предмет. В мензульную доску вкалывают две булавки (иглы) по концам скошенного края линейки. При выполнении условия иглы должны находиться в одном створе с предметом, это можно увидеть простым глазом через иглы на предмет. Современные кипрегели не имеют приспособлений для полевого исправления ошибки, поэтому устранение ее возможно только на заводе.

6. Место нуля (МО) трубы кипрегеля должно быть постоянным и близким к 0°.

Для поверки проводят многократные определения МО, каждый раз по далеким и разным предметам при двух положениях вертикального круга — при КП (круге — право) и при КЛ (круге — лево).

Место нуля вычисляется по формуле

$$\text{МО} = \frac{\text{КП} + \text{КЛ}}{2}. \qquad \text{(II—20)}$$

Изменения МО не должны превышать двойной точности отсчета. Если МО более 0°2′, то его следует уменьшить. Для этого из отсчета при КП или КЛ вычитают МО и вращением микрометренного винта уровня устанавливают верньеры на исправленный отсчет, после чего исправительными винтами уровня пузырек перемещают на середину трубки.

§ 2. ПОРЯДОК РАБОТЫ КИПРЕГЕЛЕМ КБ-1

Зрительная труба кипрегеля КБ-1 (рис. II—38) снабжена видимыми диаграммными кривыми (рис. II—39). В пределах всего поля зрения трубы видна вертикальная нить, два коротких дальномерных штриха A и B, расположенных в верхней части поля зрения, и один короткий контрольный штрих O, видимый в нижней части. В левой нижней части поля зрения на сетке имеется шкала с ценой деления 10 для отсчета углов. В поле зрения трубы кипрегеля, помимо штри-

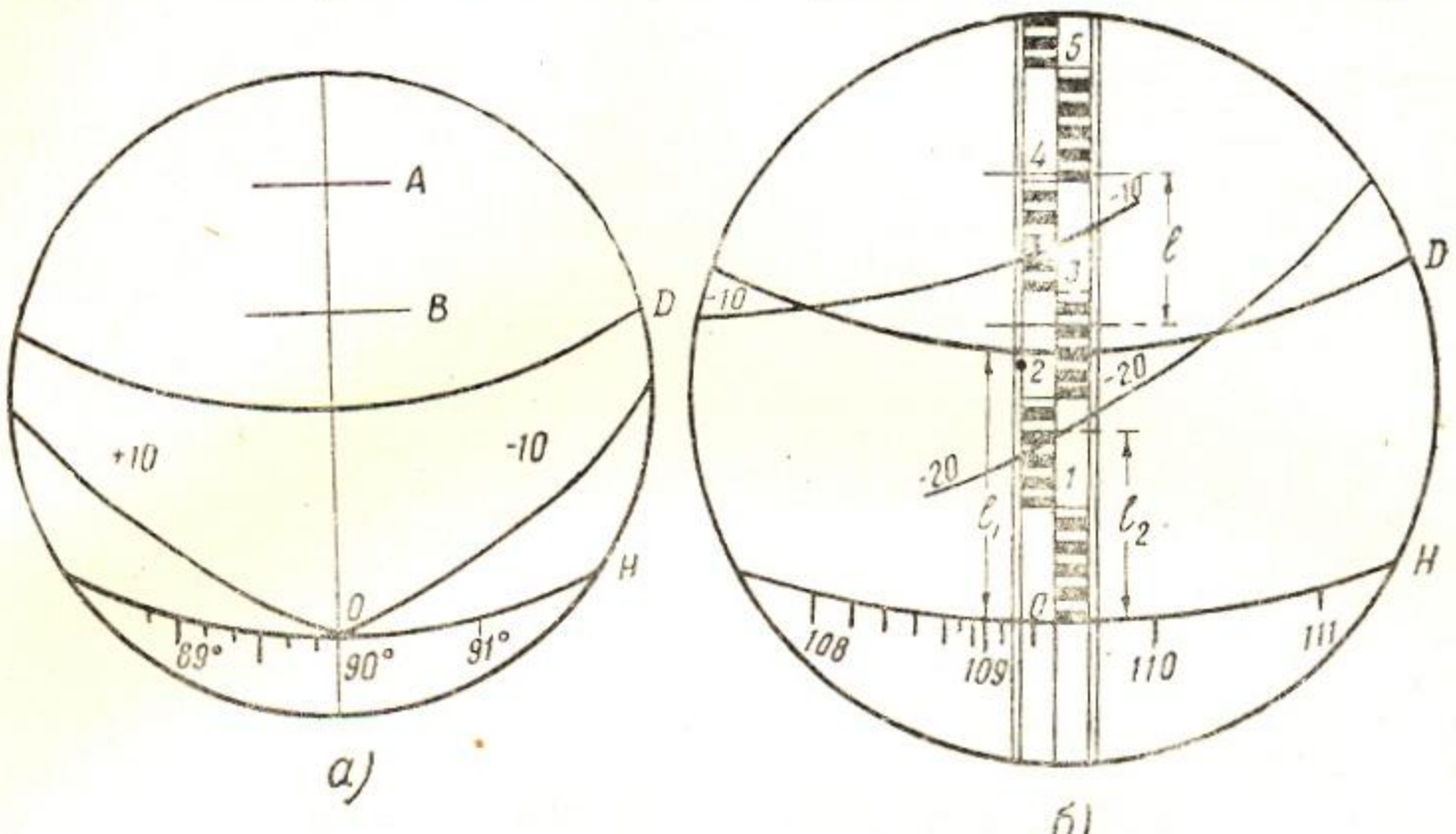


Рис. II—39.

хов делений сетки, видны построения, нанесенные на лимбе: начальная окружность Н с делениями через 1°, кривая горизонтальных проложений Д, кривые превышений с коэффициентами + 10 и — 10 (рис. II—39*б*). В зависимости от изменения рассматриваемой части лимба кривые превышений и коэффициенты на них меняются. Они рассчитаны в пределах углов наклона от — 45° до + 45°.

Дальномерные штрихи сетки А и В построены из расчета дальномерного коэффициента, равного 200. Кривая горизонтальных проложений Д служит для их определения с учетом поправок за наклон линий. Она построена из расчета получения дальномерного коэффициента — 100.

С изменением положения трубы в вертикальной плоскости в поле зрения трубы меняется положение кривых превышений и значение коэффициентов при них. Возле кривых превышений поставлены коэффициенты: — 10, — 20, — 100, + 10, + 20, + 100, знаки которых показывают: минус — понижение, плюс — повышение местности. Для измерения вертикальных углов кипрегелем КБ-1 наводят на предмет точку пересечения вертикальной нити сетки и начальной кривой Н и отсчитывают с помощью шкалы сетки. Вертикальную нить сетки используют как индекс для отсчета целых градусов. Десятки и единицы минут отсчитывают по делениям шкалы сетки. На рис. II—39*б* отсчет по лимбу вертикального круга показывает 109°26′ (одно деление шкалы сетки равно 10′).

При измерении вертикальных углов можно визировать на предмет верхним штрихом А (рис. II—39*а*) дальномерной сетки, но при этом

значение угла отсчитанное по шкале сетки, необходимо соответственно исправить на 1°, учитывая, что угловое расстояние между видимым в трубе положением начальной окружности и верхним дальномерным штрихом равно 1°.

Для определения горизонтальной проекции расстояния между инструментом и рейкой отсчитывают число делений рейки — l_1, между начальной кривой H и кривой $Д$ по вертикальной нити сетки,) точно совпадающей со средней линией рейки. Полученный отсчет в сантиметрах умножают на $C_1 = 100$, тогда

$$S_1 = C_1 l_1, \qquad (II-21)$$

где S_1 — горизонтальное проложение.

На рис. II—39*а* $l_1 = 25{,}4$ см; $S_1 = 100 \cdot 25{,}4$ см $= 25{,}4$ м. Расстояние между инструментом и рейкой можно определить дальномерными нитями A и B, отсчитав по ним число делений рейки. На рис. II—39*б* $l = 13{,}5$ см. Учитывая коэффициент дальномера $C = 200$, $S = Cl = 27{,}0$ м. В последнем случае в полученную длину линии S необходимо ввести поправку за наклон линии.

Если отсчитать число делений l_2 рейки между начальной кривой H и соответствующей кривой превышений и умножить на коэффициент C_2, написанный возле кривой, то превышение определится по формуле

$$h_1 = C_2 l_2. \qquad (I-22)$$

На рис. II—39*б* отсчет между начальной кривой H и кривой превышений с коэффициентом — 20 равен $l_2 = 17$ см, а между начальной кривой и кривой превышений с коэффициентом — 10 равен $l_2 = 34$ см, тогда

$$h_1 = C_2 l_2 = -20 \cdot 17 \text{ см} = -10 \cdot 34 \text{ см} = -3{,}4 \text{ м}.$$

Превышения и горизонтальные проложения кипрегелем КБ-1 можно измерять указанным способом только при „круге лево“ и при углах наклона зрительной трубы не более 44°. При „круге право“ кривые не построены и при этом положении измерения ведут в обычном порядке.

Формула $h_1 = C_2 l_2$ пригодна, если только высота инструмента i равна высоте точки визирования v. При неравенстве i и v превышение определяют по полной формуле:

$$h = h_1 + i - v, \qquad (II-23)$$

где h_1 — вычисляют по указанной выше формуле.

§ 3. МЕНЗУЛЬНАЯ СЪЕМКА В МАСШТАБАХ 1:5000 и 1:2000

Мензульную съемку в масштабах 1:5000 и 1:2000 ведут в рамках трапеций, имеющих размеры для масштаба 1:5000 — по широте 1′15″,0, по долготе 1′52″,5, для масштаба 1:2000 по широте 25″,0, по долготе 37″,5.

Рамки трапеций строят по прямоугольным координатам вершин углов трапеций. Прямоугольные координаты вычисляют по специальным таблицам[1]. Для каждой съемочной трапеции находят ее номенклатуру.

---

[1] Главное управление геодезии и картографии МВД СССР. Таблицы прямоугольных координат. Координаты углов рамок, размеров рамок и площадей. Геодезиздат. Москва, 1953 г.

При отсутствии в непосредственной близости пунктов триангуляции допускают съемки в масштабах 1 : 5000 и 1 : 2000 в частных системах координат. В этом случае применяют прямоугольные или квадратные рамки произвольных размеров, в границах которых ведется мензульная съемка.

§ 4. ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ ОСНОВА МЕНЗУЛЬНЫХ СЪЕМОК МАСШТАБОВ 1 : 5000 и 1 : 2000

Для каждого плана съемки на местности должно быть не менее двух-трех пунктов триангуляции или полигонометрии I, II, III, IV классов и необходимое количество пунктов высотного и планового съемочного обоснования.

В зависимости от условий местности пункты планового съемочного обоснования определяют построением аналитических сетей малых триангуляций; геодезическими засечками в виде прямой, обратной и комбинированной засечек и проложением теодолитных ходов с измерением линий точными дальномерами или мерными стальными лентами.

Углы аналитических сетей малых триангуляций и геодезических засечек измеряют теодолитами всех типов с ошибкой $\pm 15''$ и с предельной невязкой углов треугольника $\Delta = 1'$.

Базисы (стороны) в аналитических сетях малых триангуляций измеряют с ошибкой, не превышающей 1 : 5000.

Теодолитные ходы прокладывают между пунктами триангуляции полигонометрии и аналитической сети. Линейные невязки теодолитных ходов не должны превышать:

2 м при съемке в масштабе 1 : 5000
0,8 м „ „ „ 1 : 2000

Угловые невязки могут допускаться не более $\pm 1' \sqrt{n}$. Высоты основных пунктов высотного съемочного обоснования определяют из нивелирования III и IV классов. По сторонам аналитической сети теодолитных ходов и точек геодезических засечек для высотного обоснования геодезическое нивелирование выполняют кипрегелем или теодолитом. Превышения измеряют в прямом и обратном направлениях, причем расхождения измеренных превышений не должны различаться более чем на 4 см на каждые 100 м расстояния.

§ 5. ПРОИЗВОДСТВО МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКИ

В более удобных местах для съемки рельефа и контуров определяют переходные точки для установки мензулы. Переходные точки как дополнение планово-высотного съемочного обоснования определяют графической прямой засечкой с двух или трех опорных точек или по прочерченному направлению на переходную точку с одной опорной точки и по измеренному дальномером или лентой расстоянию, или графической обратной засечкой по трем опорным точкам.

Высоты переходных точек получаются по средним превышениям из прямого и обратного наблюдений или трех ближайших пунктов сети геодезическим нивелированием.

Мензульную съемку ведут со всех пунктов геодезического обоснования и с переходных точек. До начала съемки мензулу устанавливают в рабочее положение: мензульную доску ориентируют по данным на планшете линиям и точкам геодезического обоснования, мензулу центрируют и располагают горизонтально. Для правильного и

быстрого выполнения этих действий выверенную мензулу ставят на точке которую вначале ориентируют грубо, то есть кладут карандаш на линию, по которой предположено ориентировать мензулу, и при поворачивании мензульной доски, карандаш на глаз направляют на точку местности, затем всю мензулу передвигают, не нарушая грубого ориентирования, до такого положения, чтобы точка стояния мензулы по отвесу оказалась над соответствующей ей точкой местности. После этого мензульную доску приводят по уровню в горизонтальное положение и окончательно ориентируют кипрегелем. При съемке в масштабе 1 : 5000 допускается ошибка центрирования в 25 см, в масштабе 1 : 2000 — 10 см.

Для съемки контуров и рельефа применяют полярный способ, и расстояния от инструмента до реечных точек измеряют дальномером кипрегеля. Для определения превышений при съемке рельефа измеряют вертикальный угол.

Чтобы ускорить вычислительные работы и провести их более точно, параллельно мензульной съемке выполняют вертикальную съемку нивелиром обычным способом, принятым для условий равнинного рельефа, всех точек, засекаемых кипрегелем.

Съемку контуров и рельефа ведут одновременно по специальной инструкции[1], установленной для этих масштабов топографической съемки.

Горизонтали проводят по отметкам реечных точек через 0,5; 1,0; 2,0 м, в зависимости от рельефа местности.

Мензульную топографическую съемку в масштабах 1:500 и 1 : 1000 ведут по инструкции для городских съемок[2], в рамках 50×50 см, разбитых на дециметровые квадраты. В масштабах 1 : 10 000 и 1 : 25 000 ее выполняют по фотопланам согласно „Наставлению по топографической съемке в масштабах 1 : 10 000 и 1 : 25 000" (часть I).

Глава 7

РЕКОГНОСЦИРОВОЧНЫЕ ОБСЛЕДОВАНИЯ И СЪЕМКИ

В неисследованных или малоисследованных районах при отсутствии картографического материала или значительного его несоответствия изменившейся натуре выполняют топографические рекогносцировки. Результатом их является схематический рисунок местности или карта с нанесенными изменениями, письменные пояснения к рисунку или карте, дополнительные сведения о населенных пунктах, дорогах, мостах и других сооружениях, о наличии местных строительных материалов.

Топографические рекогносцировки могут быть маршрутными для обследования территории, реки, канала, выбора наилучших вариантов проложения трассы магистральных, оросительных, осушительных, деривационных и других каналов, зоны затопления и рекогносцировками площади, выбираемой для орошения территории и других нужд. Их проводят в различных масштабах от 1 : 500 и до 1 : 100 000 и более мелких. При наличии картографического материала масштаб рекогносцировки, как правило, соответствует масштабу карты.

Топографическую рекогносцировку выполняют за короткий срок, без применения сложных геодезических инструментов.

---

[1] Главное управление геодезии и картографии МВД СССР. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000 и 1 : 2000. Геодезиздат, Москва, 1955 г.

[2] Инструкция по городским съемкам. Редбюро ГУГК при СНК СССР, 1940 г.

Подготовительные к рекогносцировке работы: перенос маршрута или участка, подлежащего рекогносцировочному обследованию, с готовой карты на плотную бумагу по квадратам, иногда с изменением масштаба; полученный рисунок прикрепляют к картонной папке с компасом для ее ориентирования по магнитному меридиану.

На каждой избранной точке местности и опознанной соответствующей точке на рисунке, ориентированном по компасу, зарисовывают на глаз окружающие предметы и их изменения. Такие же зарисовки можно выполнять непосредственно на карте без добавочного схематического рисунка.

При отсутствии карты контуры местности и их условные обозначения наносят в избранном масштабе на глаз на чистый лист, прикрепленный к картонной папке с компасом.

Глазомерно-полуинструментальные съемки

Глазомерно-полуинструментальные съемки могут проводиться так же по заданному маршруту или в границах заданной площади в разных масштабах. Инструменты: облегченная мензула ручная или на легком штативе с буссолью; прочная картонная или фанерная папка с прикрепленным компасом (при работе на мензульном планшете папка не требуется); трехгранная деревянная линейка с делениями; транспортир, измеритель; анероид или гипсотермометр.

При глазомерно-полуинструментальной съемке применяют те же методы, которыми пользуются при топографической.

Отметки точек для изображения рельефа определяют физическим нивелированием при помощи барометра-анероида или гипсотермометра.

Для вычисления отметок точек определяют превышения по формуле

$$h = dh\,(B_1 - B_2). \qquad (II-24)$$

где B_1 — давление воздуха в 1-й точке, определяемое барометром
B_2 — то же во 2-й точке; dh — барометрическая ступень.

Барометрическую ступень dh вычисляют по табл. II—3.

Давление воздуха B_1 и B_2 можно определять, наблюдая гипсотермометром (точным термометром с делениями до 0,1°) за температурой кипения воды и пользуясь данными табл. II—2, а превышения и отметки точек вычисляют, как указано выше для барометрического нивелирования.

Таблица II—2

Давление воздуха (В), мм	433,2	450,5	468,3	486,8	505,8	525,5	545,8	566,7
Температура кипения воды (Т°)	85	86	87	88	89	90	91	92
Давление воздуха (В), мм	588,3	610,6	633,7	657,4	681,9	707,1	733,2	760,0
Температура кипения воды (Т°)	93	94	95	96	97	98	99	100

Таблица II—3

Барометрические ступени, м

Средняя температура воздуха	Среднее показание барометра, мм																
	760	750	740	730	720	710	700	690	680	670	660	650	640	630	620	610	600
0°	10,55	10,69	10,84	10,98	11,14	11,29	11,46	11,62	11,79	11,97	12,15	12,34	12,53	12,73	12,93	13,15	13,36
2°	63	77	92	11,07	22	38	54	71	88	12,06	24	43	62	82	13,03	24	46
4°	71	85	99	15	30	46	62	79	97	14	33	52	71	92	12	34	56
6°	78	93	11,07	23	38	54	71	88	12,05	23	42	61	80	13,01	22	44	66
8°	86	11,01	15	31	46	63	79	96	14	32	51	70	90	10	31	54	76
10°	94	08	23	39	55	71	88	12,05	23	41	60	79	99	20	41	63	85
12°	11,01	16	31	47	63	79	96	13	31	50	68	88	13,08	29	50	73	95
14°	09	24	39	55	71	88	12,04	22	40	58	77	97	17	38	60	83	14,05
16°	17	32	47	63	79	96	13	30	48	67	86	13,06	27	47	69	93	15
18°	25	40	55	71	87	12,04	21	39	57	76	95	15	36	57	79	14,02	25
20°	32	48	63	79	95	12	30	47	66	85	13,04	24	45	66	88	12	35
22°	40	55	71	87	12,04	20	38	56	74	93	13	33	54	75	98	22	44
24°	48	63	79	95	12	29	46	64	83	13,02	22	42	63	85	14,07	31	54
26°	56	71	87	12,03	20	37	55	73	92	11	31	51	72	94	17	41	64
28°	63	79	95	11	28	45	63	81	13,00	20	40	60	82	14,03	26	51	74
30°	71	87	12,03	19	36	54	72	90	09	29	49	69	91	13	36	61	84
32°	79	95	11	27	44	62	80	99	18	37	57	78	14,00	22	45	70	93
34°	87	12,02	19	35	53	70	88	13,07	26	46	66	87	09	31	55	80	15,03
36°	95	10	27	42	61	78	96	16	34	54	75	95	17	39	63	88	11
38°	12,02	18	35	50	69	86	13,04	24	43	63	83	14,03	25	47	71	96	19
40°	10	25	43	58	77	94	12	32	51	71	91	11	32	54	79	15,04	27
42°	18	33	50	66	85	13,02	20	40	59	79	99	19	40	62	87	12	35

Глава 8

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

§ 1. ТРАССИРОВКА КАНАЛОВ

Возможны следующие виды трассировок каналов:
а) трассировка по заданному уклону,
б) „ „ „ направлению,
в) перенос запроектированной на плане трассы в натуру.

Предварительно трассу канала намечают на плане или карте с горизонталями. Трассы распределительных (межхозяйственных и хозяйственных) каналов, как правило, прокладывают по границам проектируемых элементов организации территории. По этим же границам должна проходить межхозяйственная и внутрихозяйственная водосборно-коллекторная сеть каналов. Магистральные оросительные каналы, положение которых в плане можно определять отметками расчетных горизонтов воды в источниках орошения, обычно трассируют по заданному уклону чаще камеральным путем.

В полевых условиях трассы этих каналов переносят в натуру по заданным направлениям.

Трассировки по заданному уклону

Допустимый уклон канала устанавливают в результате проектировки. По гидрологическим расчетам определяют расчетный горизонт воды источника орошения. Основная задача трассировщика — наиболее экономично протрассировать канал с заданным уклоном на всем протяжении полностью использующий командные горизонты воды источника орошения. Порядок производства трассировки показан ниже.

Задан расчетный горизонт воды — 120,50. Допустимый уклон канала — $I = 0{,}0002$. При этом уклоне падение горизонта воды на каждые 100 м (пикет) — 2 см. Каналы по заданному уклону трассируют в два этапа — предварительно и окончательно.

Предварительную трассировку выполняют нивелиром с расстановкой вех. При заданном расчетном горизонте воды и заданном начале рабочей части канала можно вычислить отметку точки земли, с которой начинается командование канала (допустим, что она находится в 2 км от головы канала). Падение отметок горизонта воды в этом месте 120,50 — 0,40 = 120,10. Наивысшая отметка точки земли, с которой начинается командование канала — 120,10 — 0,50 = 119,60, где 0,50 — превышение горизонта воды над поверхностью земли. Если эта точка обозначена опорным знаком (репером), то около репера ставят рейку, в 100 метрах от нее устанавливают нивелир (расстояние от рейки до нивелира определяют шагами и проверяют дальномером). Трубу нивелира обращают в сторону рейки, берется отсчет по рейке (взгляд назад), пусть это будет — 1390. Тогда отметка горизонта визирования — 119,60 + 1,39 = 120,99. Вторую рейку ставят впереди первой примерно на расстоянии 100 м (его отмеряют шагами и проверяют дальномером). Поворачивают трубу на переднюю рейку и вычисляют взгляд по рейке, который должен соответствовать заданному уклону (это будет 1390 + 40 = 1430), переднюю рейку направляют до тех пор, пока не будет отсчета по ней равного 1430. Затем реечник забивает кол (точку) и сторожок с надписью номера пикета. После этого второй реечник переходит на 200 м вперед, переносят на 200 м вперед и инструмент. Отметку на земле в точке пикета № 2

определяют как разность отметки горизонта инструмента и взгляда вперед (на пик. 2 : 120.990 — 1430 = 190.560). При аналогичном переходе от точки к точке получается трасса линии, отметки на земле при этом уменьшаются от пикета к пикету с заданным уклоном.

После предварительной трассировки выбирают окончательное направление трассы (укладка) таким образом, чтобы прямолинейные участки канала были возможно большей длины.

При спрямлении на переходах через лог, пересечении трассируемого канала с линией железной дороги, с автогужевыми дорогами, с коллекторной, сбросной и водосборной сетью необходимы сооружения, через которые пропускают воду с некоторым напором, что вызовет неизбежное снижение командования канала. Размер такого снижения командных горизонтов воды в трассируемом канале устанавливается главным инженером проекта.

На точках поворота окончательной трассы ставят вехи, разбивают пикетаж, измеряют углы поворота теодолитом, разбивают кривые и нивелируют все пикетные и плюсовые точки местности. Трасса в начале и по длине привязывается изложенными выше методами к возможно большему числу опорных точек, координаты и отметки которых известны.

Трассировки по заданному направлению

Намеченную на карте трассу переносят в натуру. На местности обозначают начало, конец и повороты трассы. Точки трассы находят по точкам местности имеющимся на проектном плане инструментальными засечками или другими известными техническими способами.

Если трасса запроектирована на фотоплане, то перенос ее в натуру производится по точкам фотографических изображений, опознанных на местности.

В отдельных случаях плановое положение трассы на местности определяют по магнитному азимуту при помощи буссоли теодолита. Магнитный азимут линий трассы определяют по формуле:

$$Am = A \pm \delta, \qquad (II-25)$$

где Am — магнитный азимут; A — истинный азимут; δ — склонение магнитной стрелки.

δ прибавляется при западном склонении магнитной стрелки и вычитается при восточном.

Величину склонения магнитной стрелки для данного места можно получить на ближайшей метеорологической станции, по топографической карте или по специальной карте склонений. Истинный азимут направления трассы определяют по дирекционному углу по формуле

$$A = T \pm \gamma', \qquad (II-26)$$

где T — дирекционный угол данной линии трассы; γ' — сближение меридиана.

Если линия расположена восточнее осевого меридиана, сближение γ' прибавляют, если западнее — вычитают.

Сближение меридианов определяют по формуле:

$$\gamma' = 0{,}540\ d\,tg\,B, \qquad (II-27)$$

где γ' — минуты, d — километры, B — широта места (определяется по карте).

Дирекционный угол T подсчитывают по формуле:

$$tg\ T = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}; \qquad (II-28)$$

где x_1, y_1 — координаты первой точки линии трассы, x_2, y_2 — координаты второй точки.

Координаты точек поворота трассы (1, 2, 3, 4) определяют по плану графически, с использованием километровой сетки.

Расстояние между точками поворота трассы $d_1, d_2, d_3, \ldots$ вычисляют по формулам

$$d_1 = \frac{y_2 - y_1}{Sin\ T_1} = \frac{x_2 - x_1}{Cos\ T_1} \qquad (II-29)$$

$$d_2 = \frac{y_3 - y_2}{Sin\ T_2} = \frac{x_3 - x_2}{Cos\ T_2} \qquad (II-29)^1$$

. . . . . .

. . . . . .

Углы поворота трассы определяют по дирекционным углам:

$$\beta_2 = T_1 - T_2 + 180^\circ \qquad (II-30)$$

$$\beta_3 = T_2 - T_3 + 180^\circ \qquad (II-30^1)$$

. . . . . .

. . . . . .

После вычисления истинного азимута привязочной линии и углов поворота трассу укладывают в поле по данным, полученным вычислениями. Для контроля производят привязки к опорной сети по всей длине трассы и к другим опознанным точкам местности.

Разбивают пикетаж, нивелируют, замеряют углы поворота, разбивают кривые и поперечники (в необходимых случаях) обычными методами.

§ 2. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СУЩЕСТВУЮЩИХ РУСЕЛ

Объем изыскательских работ при использовании уже существующих русел ограничивается прокладкой нивелир-теодолитного хода вдоль русла, съемкой поперечников и всех сооружений.

Нивелир-теодолитный ход привязывается в плановом и высотном отношении к опорным пунктам, координаты и отметки которых заранее известны. Порядок привязки сохраняется таким же, как и в описанных выше случаях трассировочных работ. Прокладываемый для съемки существующего русла ход по возможности должен быть параллельным оси русла. Углы поворота такого хода закрепляют угловыми столбами с соответствующей окопкой их, позволяющей впоследствии восстановить проложенные линии. Ход закрепляют не реже чем через 2—3 километра постоянными (железными или железобетонными) реперами. По провешенным между углами поворота линиям хода разбивают пикетаж с заплюсовкой всех характерных промежуточных точек. Производится двойное измерение линий. Также в два нивелира производится нивелировка хода. Первым нивелируют все точки хода и горизонт воды в заснимаемом русле на каждой станции инструмента (при нивелировке горизонта воды обязательно указывают дату и время нивелирования). Вторым — только переходные точки.

Для съемки русла через каждые 50—100 м теодолитом разбивают поперечники перпендикулярно оси снимаемого русла. На углах поворота и в других характерных точках число поперечников увеличивают так, чтобы были отображены все особенности заснимаемого русла. В случае необходимости, промерные работы могут быть организованы

с лодки, но должны производиться одновременно с поперечным нивелированием. Расстояние между промерными вертикалями на поперечнике определяют в зависимости от ширины снимаемого русла (в широких руслах это расстояние может быть равным 5 м, в узких —2—1 м). Длина заснимаемого поперечника должна быть такова, чтобы на нем разместилось полностью проектируемое сечение канала со всеми отчуждениями. Если вдоль существующего русла имеются дамбы и резервы, то они обязательно должны войти в съемку поперечником. Заснимают и все отходящие от русла отводы и сооружения в головах их.

При съемке отвода указывают его наименование и поперечниками заснимают головной участок, длиною не менее 100÷200 м. Число поперечников на этом промежутке снимается не менее трех. Параллельно этим операциям описывают его состояние.

При съемке сооружения в голове отвода необходимо зарисовать его эскиз, указать материал, из которого оно построено и описать состояние его частей, верхнего и нижнего бьефов. Все части сооружения должны быть замерены и занивелированы: длина понурной части, длина водобоя и рисбермы, ширина щитовой линии, водобоя и рисбермы. Нивелировке подлежат точки: на понуре, порог по щитовой линии, дно водобойного колодца и характерные точки рисбермы, верх стенки сооружения со стороны верхнего бьефа, мостик, верх рамы затвора, боковые стенки сооружения и стенка со стороны нижнего бьефа.

Подобным же образом замеряют все сооружения на самом заснимаемом русле (перегораживающие сооружения, перепады, быстротоки, мосты, акведуки и др.). Каждое сооружение должно быть подробно зарисовано, замерено, занивелировано и описано его состояние. Кроме того, каждое сооружение фотографируют со стороны верхнего и нижнего бьефов. В результате всех операций выясняется степень возможности использования сооружения, характер и объемы работ, которые необходимо выполнить для реконструкции сооружения. В случае невозможности дальнейшего использования сооружения необходимо представить себе объемы работ по замене или ликвидации сооружения.

§ 3. ВОССТАНОВЛЕНИЕ И ВЫНОС ОСИ КАНАЛА

В процессе изысканий и проектирования канала производится закрепление его оси на местности. От момента закрепления до начала строительных работ обычно проходит некоторый промежуток времени, в течение которого часть закрепленных точек может быть утрачена. Для восстановления оси канала используют угломерный инструмент.

Восстановление начинают от какой-либо вершины угла поворота. Если какая-либо вершина угла не сохранилась, то угломерным инструментом строят угол поворота и обозначают направление линии на местности.

По восстановленному направлению оси канала разбивают пикетаж согласно продольному профилю.

Кривые разбивают вновь, если главные точки и точки детальной разбивки оказались утраченными.

Перед строительными работами нивелируют с привязкой к реперам и к сохранившимся точкам восстановленную часть оси канала.

При строительных работах трудно сохранить точки пикетажа, установленные на оси канала, поэтому главнейшие точки (углы, тангенсы, пикеты) выносят за пределы работ с тем, чтобы каждый раз, по мере надобности, их можно было бы обратно перенести на ось ка-

нала. Выноску делают по направлению перпендикуляров, восстановленных к оси канала в выносимых точках, которые должны находиться дальше границы работ, в местах наиболее безопасных от засыпки и уничтожения.

Вынос пикетов. При выносе пикетов применяют угломерный инструмент для построения направления перпендикуляров и мерную стальную ленту для измерения длины перпендикуляров. На выносном пикете устанавливают инструмент, ориентированный по существующей оси канала. Направление перпендикуляра закрепляют вехой и лентой отмеряют заданное расстояние для выноса. Конец перпендикуляра закрепляют по правилам закрепления пикетных точек по основной оси канала, с прибавлением букв „в. т." (вынесенная трасса).

Вынос углов. Для определения местоположения вершины угла поворота параллельно вынесенной оси канала применяют один из следующих способов:

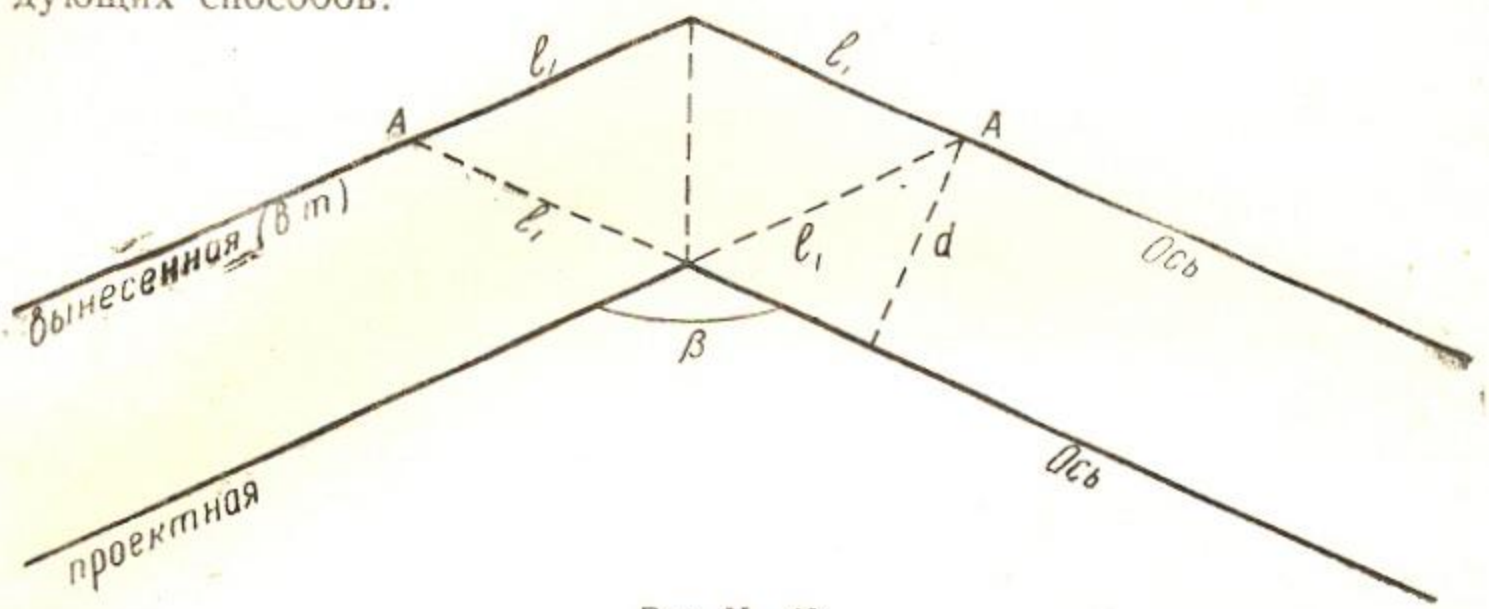


Рис. II—40.

I-й способ. Определяют точку А пересечения (рис. II—40) продолжения проектной оси канала с параллельно-вынесенной осью и отмеряют отрезок

$$l_1 = \frac{d}{\sin \beta}, \qquad (II-31)$$

где d — принятое расстояние между осями; β — угол поворота оси. Отрезок l_1 можно измерить и непосредственно. Конец отрезка будет вершиной вынесенной оси, который закрепляют столбом с надписью номера угла и с добавлением букв „в.т."

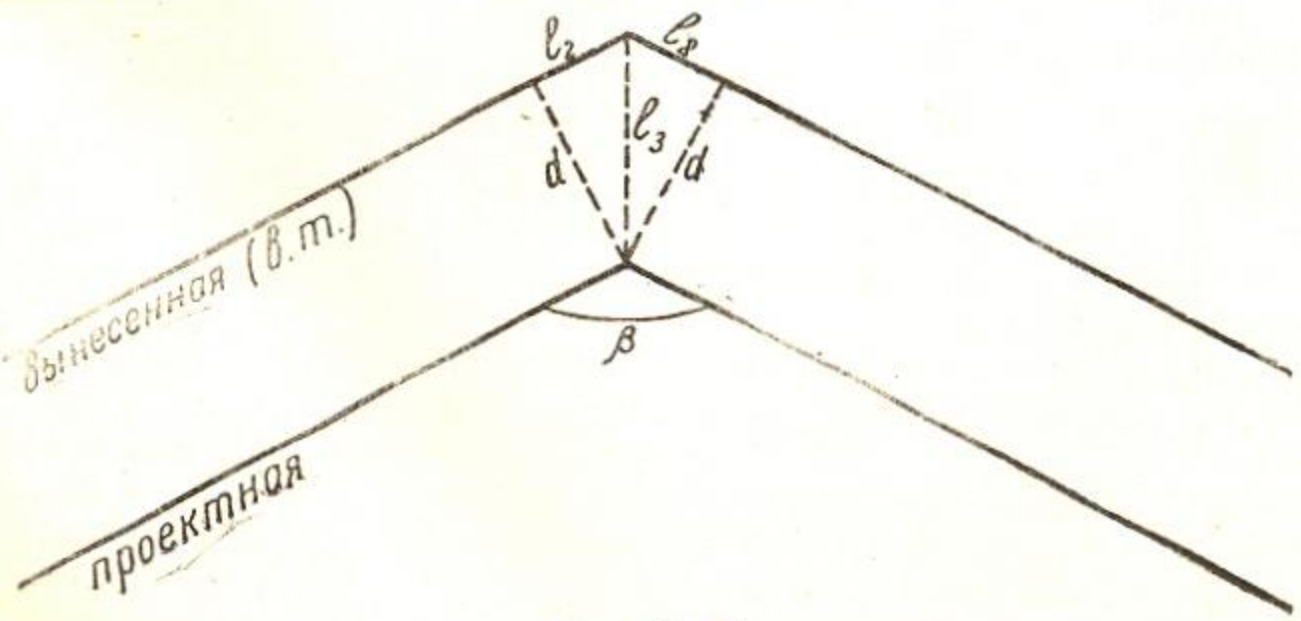


Рис. II—41.

2-й способ. Вычисляют отрезки l_2 (рис. II—41) от подошвы перпендикуляров, опущенных из вершины угла на ветви параллельной оси, по формуле

$$l_2 = \frac{d}{\operatorname{tg}\frac{\beta}{2}} \qquad \text{(II—32)}$$

Дальнейшая работа видна на рис. II—41.

3-й способ. В вершине угла устанавливают угломерный инструмент и определяют направление биссектрисы угла поворота. Трубу переводят через зенит и провешивают биссектрису в направлении угла выноса На продолженной биссектрисе отмеряют линию, вычисленную по формуле

$$l_3 = \frac{d}{\operatorname{Sin}\frac{\beta}{2}} \qquad \text{(II—33)}$$

§ 4. РАЗБИВКА ОСНОВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАНАЛА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Разбивка русла канала, проходящего по равнине

Русло канала в поперечном разрезе имеет форму, показанную на рис. II—42.

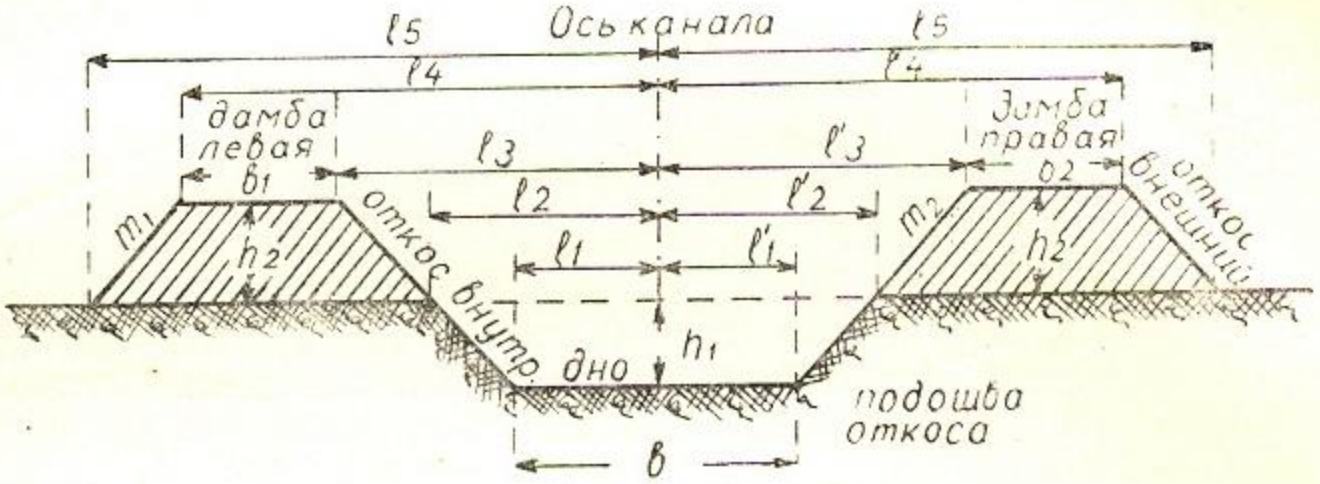


Рис. II—42

Для разбивки русла канала необходимо найти точки, характеризующие положение основных элементов канала на местности. Если поверхность земли в поперечном разрезе горизонтальна, как показано на рис. II—43, то нетрудно найти расстояния этих точек от оси канала, представляющие собою горизонтальные проекции. По рис. II—42 видно, что: $l_1 = l'_1 = \frac{b}{2}$; $l_2 = l'_2 = l_1 + h_1 m$, $l_3 = l'_3 = l_1 + (h_1 + h_2) m$; $l_4 = l_3 + b_1$; $l'_4 = l'_3 + b_2$; $l_5 = l_4 + h_2 m$; $l'_5 = l'_4 + h_2 m_2$,
где m — внутренние откосы; m_1 и m_2 — внешние откосы; b — ширина канала по дну; b_1 и b_2 — ширина левой и правой дамб; h_1 — глубина выемки; h_2 — высота дамб.

Например, даны следующие элементы канала: ширина по дну $b = 20{,}0$ м, глубина выемки $h_1 = 2{,}0$ м, высота дамб $h_2 = 4{,}0$ м, ширина дамб по верху $b_1 = 3{,}0$ м, $b_2 = 6{,}0$ м, откосы $m = 1{,}5$, $m_1 = m_2 = 2{,}0$. Требуется вычислить расстояния от оси канала (направо и налево) точек, характеризующих положение основных элементов канала. Результаты вычисления по приведенным формулам дают расстояния от оси канала, показанные на рис. II—43.

Вычисленные расстояния отмеряют лентой или рулеткой по линии, перпендикулярной к оси канала, направо и налево от оси и полученные точки закрепляют кольями с надписью элементов канала.

Указанным приемом, при горизонтальности поперечного разреза, можно произвести разбивку любого профиля канала (в полувыемке, в выемке и в насыпи).

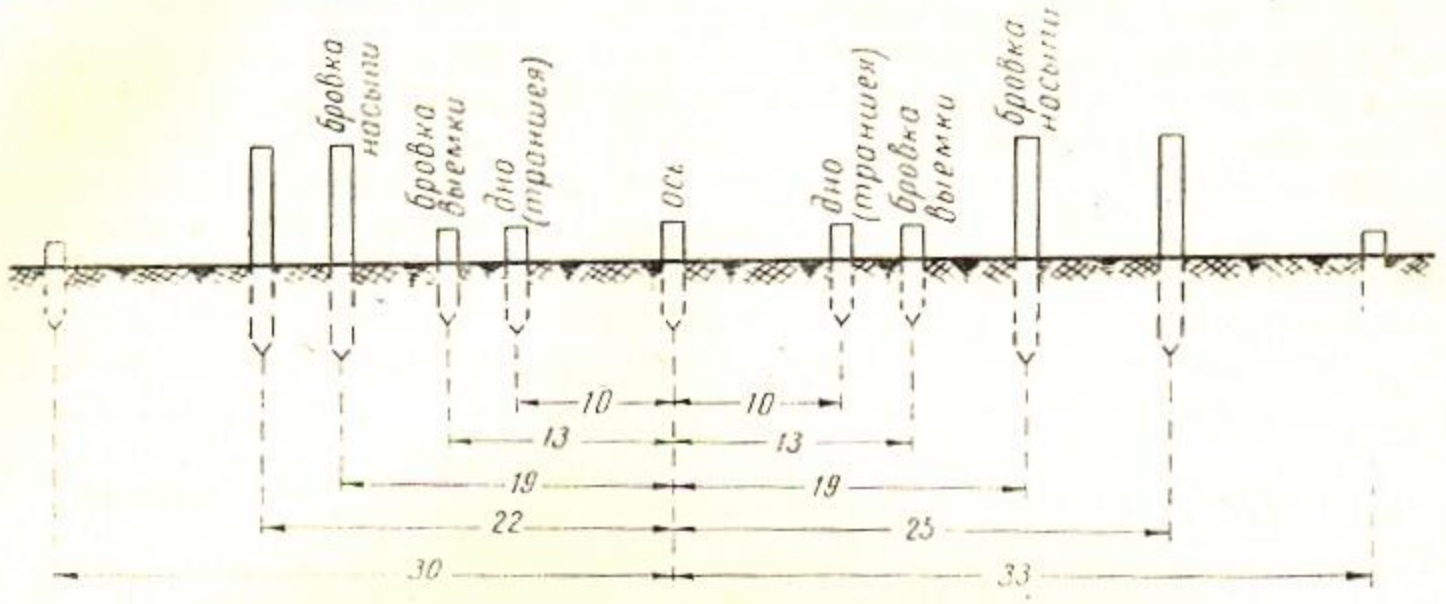


Рис. II—43.

Разбивка русла канала на косогоре при отсутствии поперечного профиля

Русло канала на пикете, где местность имеет поперечный уклон (рис. II—44), разбивают при помощи рейки с накладным ватерпасом или уровнем и отвесом. Сначала от оси канала отмеряют половину его ширины по дну $\left(\frac{b}{2}\right)$. Для этого в направлении, перпендикулярном

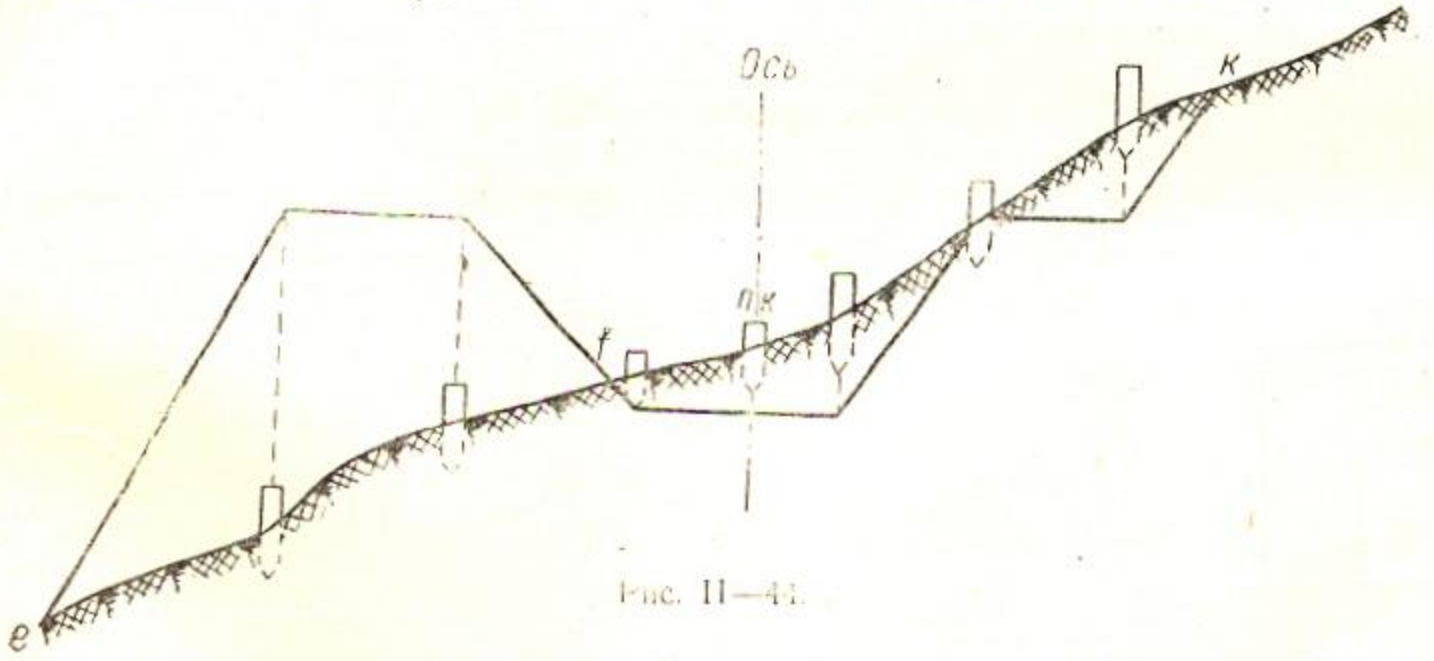


Рис. II—44.

к оси канала, горизонтально по уровню устанавливают 4-метровую рейку, находят на ней конец расстояния $\frac{b}{2}$, который проектируется отвесом на землю. Точку на земле отмечают колышком с надписью: „траншея". Точно также находят противоположную границу траншеи. Если $\frac{b}{2} > 4$ м. то конец рейки проектируют отвесом на землю и точку фиксируют колышком. Затем конец рейки переносят на колышек, рейку устанавливают горизонтально по уровню и действия повторяют до искомой $\frac{b}{2}$.

Расстояние бровки насыпи от оси канала (рис. II—42) определяют по формуле

$$l_3 = \frac{b}{2} + (h_1 + h_2)\, m. \qquad \text{(II—34)}$$

Измерение этого расстояния ведется от колышка „траншея" строго горизонтальной рейкой дальше по перпендикуляру и в конце расстояния l_3 по отвесу забивают кол с надписью „бровка насыпи". Дальнейшее отмеривание от кола ширины дамбы поверху (b_1) дает вторую бровку насыпи.

Попутно с измерением расстояний рейкой определяют превышение кольев, измеряя высоты горизонтальной поверхности рейки до кола, забиваемого по отвесу в конце рейки и в местах бровок насыпей. Превышения измеряют рулеткой или второй рейкой, установленной вертикально в конце горизонтально лежащей. Превышения и отметки разбиваемых точек используют для определения местоположения точек e, f, k на рис. II—44.

Разбивка русла канала на косогоре при наличии поперечного профиля

Наличие поперечного профиля значительно облегчает разбивку русла канала на местности. В этом случае отпадает надобность в измерении превышений, так как уклоны для вычисления расстояний от оси до бровки выемки, до подошвы внешних откосов дамб могут определяться по поперечным профилям.

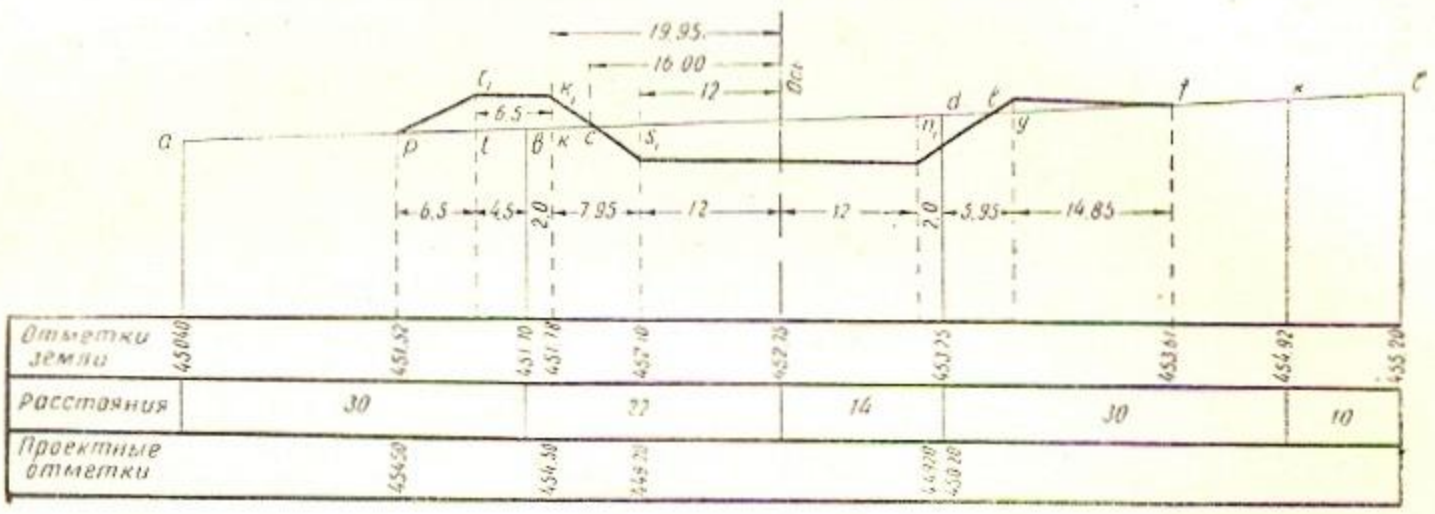


Рис. II—45.

На рис II — 45 показаны поперечный профиль земли и проектный — канала По профилю определяют расстояния бровок и подошв от оси канала, которые затем откладывают на местности при помощи рейки, уровня или ватерпаса

§ 5. РАЗБИВКА СООРУЖЕНИЙ

Для разбивки сооружения на местности пользуются продольным профилем канала и планом сооружения. По продольному профилю определяют пикет или плюсовую точку оси канала, на которой находится сооружение; по плану определяют положение основных осей сооружения относительно оси канала, реперов и других опорных геодезических точек, а также положение отдельных элементов сооружения относительно его осей.

Осями сооружения являются линии симметрии сооружения или линии, определяющие основное направление сооружения, причем продольная и поперечная оси пересекаются обычно под прямым углом.

Расстояние до точек и линий расположения отдельных частей определяют по перпендикулярам к осям сооружения.

Разбивка сооружения на местности сводится к обозначению и закреплению направления продольных и поперечных осей, к обозначению линий, перпендикулярных к ним и отмериванию на этих направлениях расстояний до отдельных точек и частей сооружения.

Разбивка сооружения производится теодолитом, линии при разбивке измеряют лентой и рулеткой.

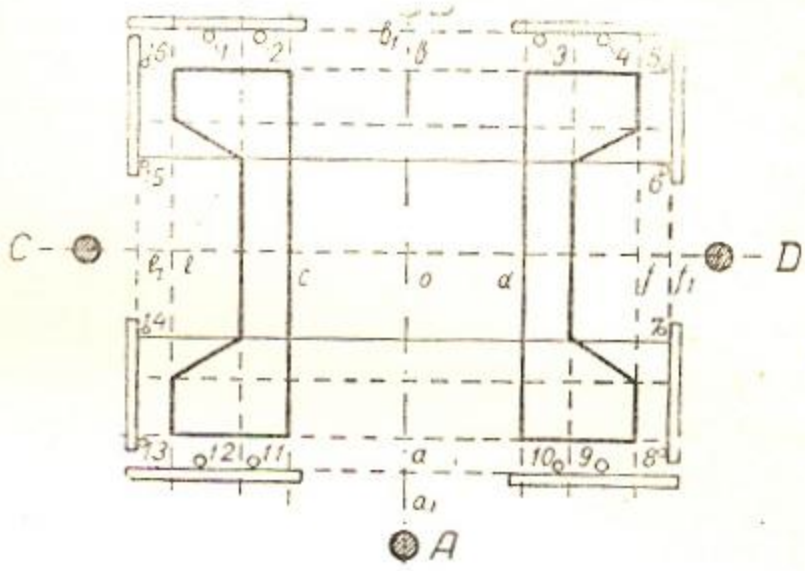


Рис. II—46.

Ниже приводится пример разбивки гидротехнического сооружения на каменных опорах с рытьем для них котлованов. Сооружение расположено на пикете $34 + 10$ м и представляет в плане форму, показанную на рис II — 46. Продольная ось сооружения АВ совпадает с направлением оси канала. СД — поперечная ось сооружения. Первоначально отмеряют 10 м по оси канала от пикета 34. Полученная точка, фиксируемая колышком, обозначает точку „О" пересечения продольной и поперечной осей.

Пусть расстояние между опорами cd — 6 м, длина опор ab — 10 м, ширина с крыльями — 3 м, толщина стенки — 1,5 м. В точке О устанавливают теодолит, восстанавливают перпендикуляры ОС и ОД, на которых откладывают расстояния несколько большие размеров сооружения и забивают колья. От той же точки О по оси СД отмеряют отрезки по 3 и 6 м в обе стороны и точки c, d, e и f закрепляют кольями, по оси АВ отмеряют отрезки по 5 м и точки a и b закрепляют кольями.

Для дальнейшей, более детальной разбивки котлована и самого сооружения предварительно намечают местоположение обносок — досок, поставленных ребром и прибитых к кольям параллельно стенкам будущего сооружения. Верхнее ребро досок обноски должно быть горизонтальным. Расчет расстояния обноски до стены делают по глубине котлована и его откосу.

Если глубина котлована 2 м, откос m — 0,5, расстояние от стены сооружения до подошвы откоса котлована — 0,1 м, расстояние обноски от верхнего края котлована — 1,5 м, то расстояние обноски от стен будет: $0{,}1 + 1{,}0 + 1{,}5 = 2{,}6$ м.

От точек a, b, e, f отмеряют по 2,6 м и в закрепленных точках a, b, e, f восстанавливают перпендикуляры, отмеряют от точек a и b расстояния $3{,}0 + 3{,}0 + 2{,}6 = 8{,}6$ м; от точек e и f — расстояния $5{,}0 + 2{,}6 = 7{,}6$ м.

На линии перпендикуляров забивают столбики 1, 2, 3... 16, как показано (рис. II — 46), к которым прибиваются доски так, чтобы они находились строго на линии перпендикуляров; концы досок должны находиться на расстоянии соответственно 7,6 и 8,6 м от осей сооружения.

На тех же перпендикулярах отмеряют от точек *a, b* отрезки по 3,0 м в обе стороны, от точек *e, f* — по 5 м и концы закрепляют гвоздями, забитыми на обносках. В дальнейшем толщину стен, ширину и длину крыльев разбивают на обносках с закреплением соответствующих расстояний. Гвозди забивают для натяжки шнуров в процессе производства работ.

После разбивки проверяют соответствие полученных размеров и форм заданным.

Для определения и проверки глубины котлована, высоты сооружения и правильной высоты отдельных частей, вблизи сооружения устанавливают репер, отметка которого должна быть получена нивелированием. Поверка глубины и высот сооружения производится нивелиром по установленному реперу.

§ 6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ И ПЕРЕНЕСЕНИЕ В НАТУРУ ГРАНИЦ ЗАТОПЛЕНИЯ

Для нанесения границ затопления на топографический план в горизонталях наиболее крупного масштаба (в виде прямых или кривых линий) необходимо знать отметку гребня плотины, отметки среднего меженного горизонта, среднего и максимального паводочного горизонтов, кривую подпора для указанных отметок горизонтов.

Границы затопления могут быть определены в натуре нивелиром и без предварительного нанесения их на плане.

Работа начинается от репера с известной отметкой. По отметке зеркала водохранилища нивелиром находят и закрепляют точку, расположенную на границе затопления.

Установив на некотором расстоянии от найденной точки нивелир, по ее отметке и по отсчету вычисляют горизонт инструмента.

По отметке горизонта инструмента (ГИ) и отметкам зеркала водохранилища (Н) определяют отсчет $b = ГИ - Н$.

Рейка будет находиться на границе затопления, если отсчет по ней будет равен *b*. При другом отсчете рейку перемещают. Закрепленные кольями через 30—50 м точки образуют границу затопления. После спрямления границы затопления образуется полигон, по которому измеряют линии (вперед и обратно), углы полным приемом и вычисляют координаты точек поворота, и строят на бумаге план зеркала водохранилища для определения его площади и объема.

§ 7. КОНТРОЛЬНАЯ НИВЕЛИРОВКА ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ

При производстве земляных работ техник-нивелировщик контролирует отметки дна и дамб, определяет размеры остающихся земляных работ в данной точке. Для этого нивелир устанавливают на дамбе строящегося канала, реечник ставит рейку на ближайшую точку вынесенной трассы, затем — в точку по дну канала и дамбам там, где это необходимо. Запись контрольной нивелировки ведется в журнале по следующей форме (см. ниже):

В первой графе „Пикеты и контрольные точки" указывают местоположение определяемой точки. Нивелир устанавливают на дамбе канала против одного из вынесенных пикетов, контрольные точки находят либо на пикетах, либо в промежутке между ними. Положение точек определяют по дальномеру нивелира с точностью до 1—2 м.

При определении дальномером (рис. II — 47), измерения ведутся по косым направлениям, искажающим истинную длину определяемой

Пикеты и контрольные точки	Отсчеты		Горизонт инструмента	Отметки		Недобор, подсыпка
	задний	передний		вычисленные	проектные	
ПК 147						
трасса	2,40		430,83	428,43		
ПК 147						
дно + 50		1,68		429,15	428,40	−0,75
дно		2,13		428,70	428,40	−0,30
ПК 148						
дно		1,43		429,40	428,40	−1,00
ПК 148						
дамба		0,38		430,45	430,91	−0,46

линии, однако, при ошибке до нескольких метров это не имеет влияния на результаты контрольной нивелировки.

Во вторую графу выписывают отсчеты на точку, отметка которой известна, в третью — отсчеты на контролируемые точки.

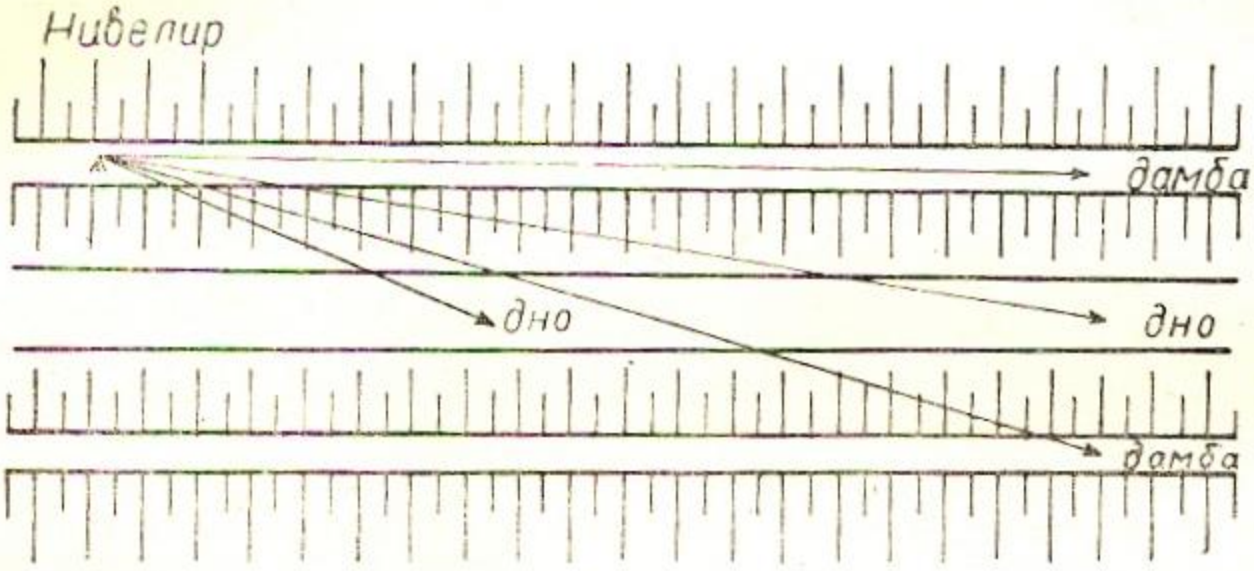


Рис. II—47.

Замечания в первой графе „дно", „дамба" показывают, где ставилась рейка, а графа „недобор, подсыпка" — линейный размер оставшихся работ по выемке и укладке дамб в определяемых точках.

В период завершения работ, при последнем доборе грунта со дна канала, полезно откапывать ямки на дне через промежутки 30—40 м и забивать колья до проектной отметки; это облегчает работу строителей и самого техника-нивелировщика.

Если дно канала находится под водой, то забивают колья, на верхней части которых надписывают необходимую величину заглубления в данной точке от верхнего обреза кола, чтобы дойти до проектной отметки.

На дамбе забивают колья так, что верхний обрез их совпадает со строительной отметкой дамбы.

Для промежуточного подсчета земляных работ на пикетах нивелируют поперечники через все сечение канала.

Первоначально рейку ставят на точку вынесенной трассы, делают отсчет, вычисляют отметку горизонта инструмента; затем рейку поочередно ставят в точки 1, 2, 3 и т. д. (рис. II—48) поперечного се-

чения канала, берут отсчеты, вычисляют отметки (вычитанием отсчетов из „горизонта инструмента“).

Кроме отсчетов, определяют расстояния до точек стояния рейки. Если сечение канала таково, что расстояния могут быть измерены лентой, то измерение начинают от точки О и кончают точкой 12.

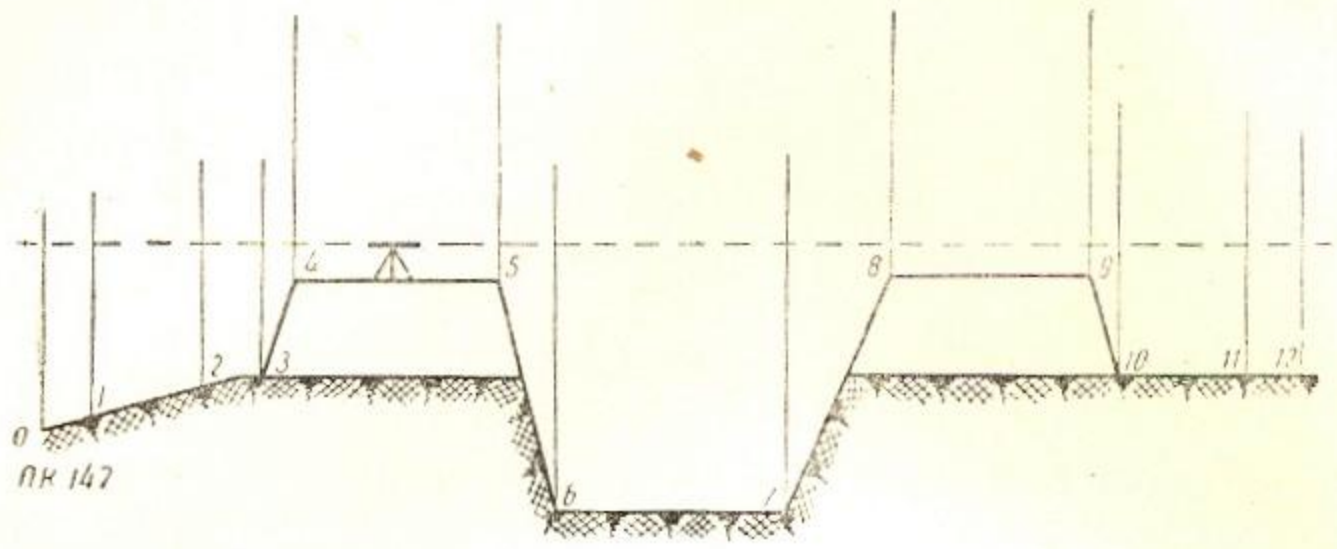


Рис. II—48.

Для наглядного представления процесса производства земляных работ составляют сокращенный продольный профиль по упрощенной форме. На профиль наносят линию земли и проектную линию дна (красным).

При промежуточных контрольных нивелировках полученные отметки дна на пикетах наносят на составленный профиль; сбоку против полученной ломаной линии профиля ставится дата контрольной нивелировки. Результаты нивелировок периодически наносят на профиль.

Кроме показания результатов работ на профиле, техник-нивелировщик составляет таблички остающихся земляных работ по следующей форме:

Пикеты	Дно		Правая дамба		Левая дамба	
	недобор	перебор	подсыпка	пересыпка	подсыпка	пересыпка
	в метрах					
ПК 19	0,65	—	0,16	—	0,09	—
ПК 20	0,60	—	0,24	—	0,31	—
ПК 21	—	0,55	0,09	—	0,10	—

Такая таблица, составленная на определенное число, показывает, где и какая часть земляных работ должна быть выполнена.

§ 8. ИСПОЛНИТЕЛЬНАЯ НИВЕЛИРОВКА

После окончания земляных работ проводят исполнительную нивелировку, дающую материалы по основным элементам построенного канала. Предварительно на одну из дамб канала угломерным инструментом выносят пикеты по перпендикуляру, пользуясь вынесенной в стороне трассой; забивают точки и сторожки с указанием на них номеров пикетов. Закрепленные пикеты нивелируют от вынесенной трассы с обязательным контролем по соседним пикетам. Нивелировку

выполняют с точностью до 1 мм. На пикетах разбивают поперечники такой длины, чтобы была охвачена вся полоса отчуждения по каналу с резервами, кавальерами, объединителями, дорогами и другими земляными сооружениями. Особенно тщательно измеряют линии и высоты, так как исполнительная нивелировка является отчетным материалом, характеризующим проделанную работу.

ЛИТЕРАТУРА

Александровский П. А., Головин Н. А., Кроловский Ф. Н. и др. Курс геодезии. Вып. 1, 2, 3. М., Л. 934.

Араев И. П. Оптические теодолиты средней точности. Геодезиздат. М., 1955.

Введенский В. П. Разбивка сооружений. 1948.

Видуев Н. Г., Ракитов Д. И. Нивелирование рек, каналов и водохранилищ. Гостехиздат Украины, Киев, 1952.

Видуев Н. Г. и др. Геодезические разбивочные работы. Гостехиздат Украины, Киев, 1952.

Витковский В. В. Топография. Геодезиздат. М., 1946.

Глотов Г. Ф. Геодезические работы при крупном гидростроительстве. Геодезиздат. М., 1939.

Дитц О. Г. Геодезия. Геодезиздат. М., 1950.

Елисеев С. В. Геодезические инструменты и приборы. Издание второе. Геодезиздат. М., 1959.

Инструкция по триангуляции I, II, III и IV классов. Издание третье. Геодезиздат. М., 1957.

Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. Геодезиздат, М., 1959.

Леонтович В. Г. Нивелирование при инженерных работах. Геодезиздат, М., 1959.

Маслов А. В. и др. Геодезия, ч. I. Геодезиздат, М., 1958.

Мицневич Г. В. и др. Геодезия, ч. II. Геодезиздат, М., 1959.

Мкрчанц С. А., Мискевич Б. А. Геодезия в дорожном деле. Геодезиздат, М., 1931.

Наставление по топографической съемке в масштабе 1:10 000 и 1:25 000, ч. II. Фотограмметрические и стереотипно-графические работы. Издание второе. Геодезиздат, М., 1957.

Орлов П. М. Курс геодезии. Геодезиздат, М., 1947.

Под редакцией Красовского Ф. Н. Курс геодезии, ч. I, II, III. Геодезиздат, М., 1937.

Романов Л. А. Технические нивелиры. Геодезиздат, М., 1955.

Справочное руководство по инженерно-геодезическим работам для строительства ГЭС. Геодезиздат, М., 1960.

Шилов П. И. Геодезия. Геодезиздат, М., 1956.

Чеботарев А. С. Геодезия, ч. I. Геодезиздат, М., 1948.

РАЗДЕЛ III

ГИДРАВЛИКА

Глава 1

СВОЙСТВА ЖИДКОСТИ

Удельный вес γ — вес жидкости в единице объема:

$$\gamma = \frac{G}{W}. \qquad \text{(III—1)}$$

Плотность ρ — масса жидкости в единице объема:

$$\rho = \frac{M}{W}. \qquad \text{(III—2)}$$

Относительный удельный вес δ — отношение веса объема жидкости к весу того же объема воды при 4°:

$$\delta = \frac{G}{G_в}. \qquad \text{(III—3)}$$

В формулах: W — объем жидкости, G и M — вес и масса этого объема, $G_в$ — вес того же объема воды при 4°.

Между γ и ρ существует связь:

$$\gamma = g\rho, \qquad \text{(III—4)}$$

где g — ускорение силы тяжести.

По этой связи, зная одну из характеристик данной жидкости, можно определить остальные.

Для воды при 4° имеем:

$$\gamma = 1\ \frac{г}{см^3} = 1\ \frac{кг}{дм^3} = 1000\ \frac{кг}{м^3} = 1\ \frac{т}{м^3}. \qquad \text{(III—5)}$$

Удельный вес воды, содержащей P% (по объему) наносов с удельным весом $\gamma_н$, определяют по формуле

$$\gamma_{см} = \frac{\gamma(100-P) + \gamma_н P}{100}, \qquad \text{(III—6)}$$

где $\gamma_{см}$ — удельный вес смеси воды и наносов,

γ — удельный вес воды без наносов.

При увеличении давления на 1 атм. объем воды уменьшается на $\frac{1}{21\,000}$ первоначального. При повышении температуры на 1° в пределах от 5 до 10° объем воды увеличивается на $\frac{1}{19\,000}$, а в пределах от

10 до 20° — на $\frac{1}{6700}$ от первоначального объема. Небольшие изменения объема при изменении давления и температуры обычно в расчетах γ и ρ считаются постоянными, а для воды соответствующими 4°.

Вязкость — свойство жидкости оказывать сопротивление относительному движению (сдвигу, частиц внутри ее. Вязкость характеризуется динамическим коэффициентом вязкости μ, измеряемым в пуазах (г/см/сек), или кинематическим коэффициентом вязкости ν, измеряемым в стоксах (см² сек), при этом

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}. \qquad \text{(III—7)}$$

Коэффициенты вязкости значительно меняются с температурой и различны для разных жидкостей. Для воды при 10° $\nu = 0{,}0131$ см²/сек, при 20° — $\nu = 0{,}01$ см²/сек. В физической системе единиц для воды μ численно равно ν.

Глава 2

ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ

§ 1. ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ В ТОЧКЕ И ЕГО ИЗМЕНЕНИЕ

Сила сжатия в данной точке покоящейся жидкости, действующая на единицу площади, называется гидростатическим давлением. Величина его в данной точке одинакова по всем направлениям. Полное или абсолютное гидростатическое давление в данной точке складывается из давления на свободной поверхности и давления веса столба жидкости, находящегося над данной точкой с основанием, равным единице площади, то есть:

$$p = p_0 + \gamma h. \qquad \text{(III—8)}$$

где p_0 — давление на свободной поверхности; γ — удельный вес жидкости; h — глубина погружения данной точки под уровень свободной поверхности.

Давление сверх имеющегося на свободной поверхности называется избыточным ($P_{из}$):

$$p_{из} = p - p_0 = \gamma h. \qquad \text{(III—9)}$$

Разность между полным и атмосферным давлением называется манометрическим давлением ($P_{ман}$).

Абсолютное давление всегда больше 0, манометрическое давление может быть больше и меньше 0. Если в точке жидкости манометрическое давление меньше 0, значит в ней имеется вакуум ($P_{вак}$). Его определяют по формуле:

$$p_{вак} = p_a - p. \qquad \text{(III—10)}$$

Например, вакуум 0,3 атм. соответствует полному давлению 0,7 атм.

Гидростатическое давление измеряют силой, приходящейся на единицу площади, в кг/см², кг/м², т/м². Его выражают также высотою столба жидкости $h = \frac{p}{\gamma}$ (III—11) и в атмосферах.

Гидростатическое давление 1 кг/см² называют технической атмосферой (ат), оно соответствует 10 м водяного столба (при 4°).

Физическая или нормальная атмосфера (атм) соответствует давлению воздуха, уравновешивающему ртутный столб высотой 760 мм, 1 атм = 1,033 ат = 1,033 кг/см² = 10,33 м водяного столба (III—12).

Величина атмосферного давления на разных высотах (H) над уровнем моря различна, а именно:

Высота, H м	0	100	200	300	500	800	1000	1500	1800	2000
Давление атмосферы, м вод. ст.	10,33	10,2	10,1	9,9	9,7	9,4	9,2	8,9	8,6	8,1

§ 2. СИЛА ДАВЛЕНИЯ НА ПЛОСКИЕ ФИГУРЫ

Силу давления p жидкости на плоскую фигуру площадью ω (рис. III—1) определяют по формуле:

$$p = \omega p_c = \omega \gamma h_c, \qquad \text{(III—13)}$$

где p_c — давление в центре тяжести (точка С) погруженной части фигуры; h_c — глубина погружения центра тяжести этой части фигуры под свободной поверхностью.

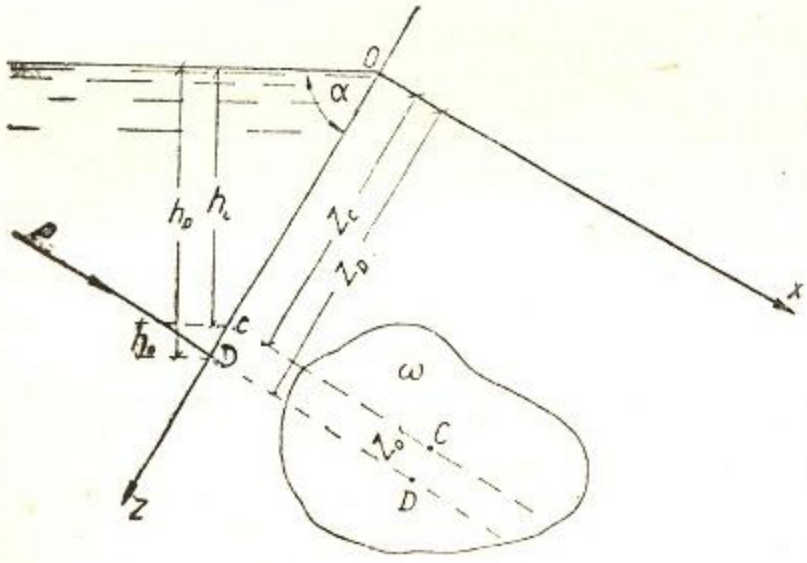


Рис. III—1.

Сила давления направлена всегда перпендикулярно к плоскости фигуры. Точка приложения силы P называется центром давления (точка D). Координату центра давления определяют по формуле:

$$z_D = z_C + \frac{I_c}{\omega z_c}, \qquad \text{(III—14)}$$

где z_C — координата центра тяжести фигуры, причем $z_C = \frac{h_c}{\sin \alpha}$;

I_c — момент инерции площади фигуры относительно горизонтальной оси, лежащей в плоскости фигуры и проходящей через центр тяжести ее; α — угол между горизонтальной плоскостью и плоскостью фигуры.

Центр давления находится ниже центра тяжести фигуры на расстоянии $z_0 = \frac{I_c}{\omega Z_c}$ (III—15) и по глубине на расстоянии $h_0 = z_0 \sin \alpha$.

При горизонтальном положении фигуры $h_D = h_C$. Силу давления P на прямоугольник $abcd$ (рис. III—2), две противоположные стороны которого, представляющие его ширину b, горизонтальны, можно также определить по формуле (III—13), но чаще применяют графоаналитический прием.

Избыточное гидростатическое давление меняется по высоте прямоугольника (рис. III—2) по закону прямой линии и направлено нормально к плоскости фигуры. В точке О оно равно нулю, в любой точке m, погруженной на глубину h, оно будет $p = \gamma h$.

Если перпендикулярно к оси OZ отложить отрезок mn, равный γh, и провести через точки O и n прямую, то получится график распределения давления, по которому можно определить его величину в любой точке линии OZ. Согласно графику (по ребру ab — прямоугольной фигуры) распределение давления представится трапецией abb_1a_1, называемой эпюрой давления. Если прямоугольная фигура доходит до свободной поверхности, то эпюра давления будет в виде треугольника.

При графо-аналитическом определении силы давления пользуются формулой:

$$P = Sb, \qquad \text{(III—16)}$$

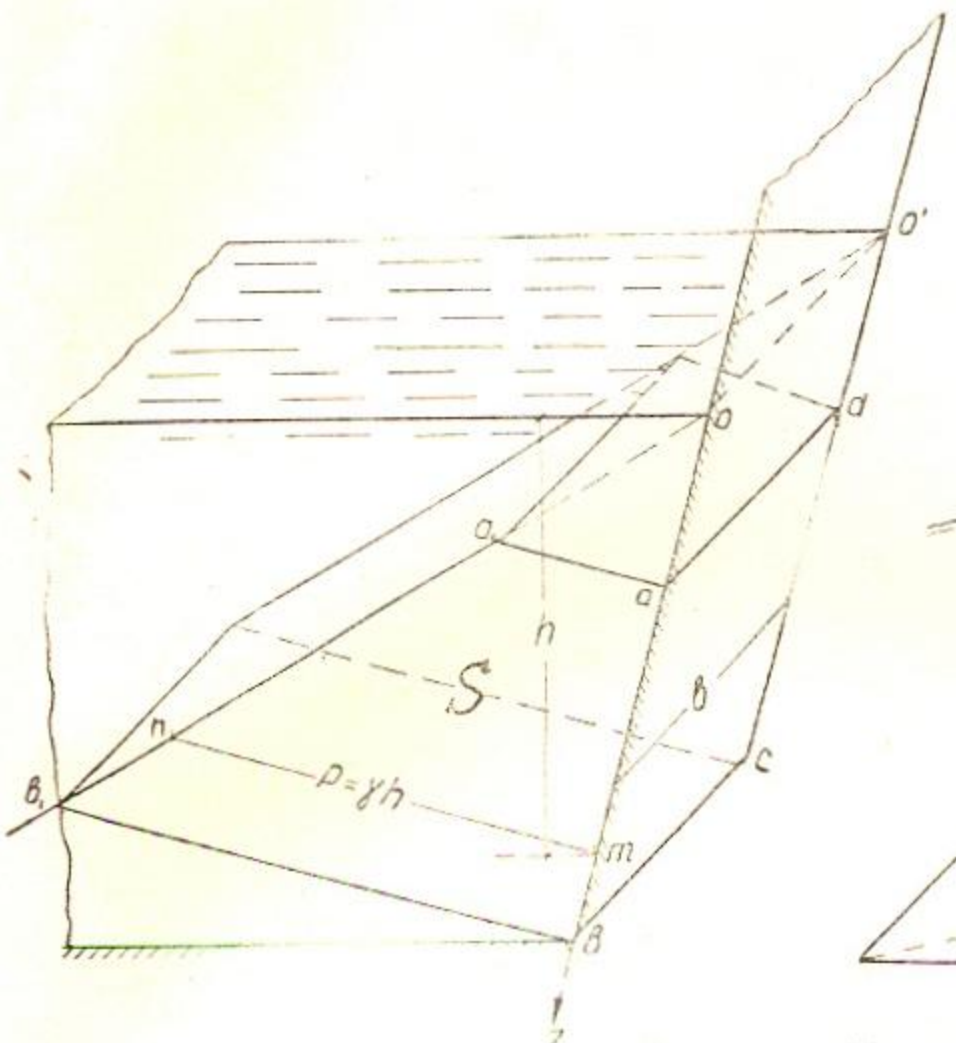


Рис. III—2.

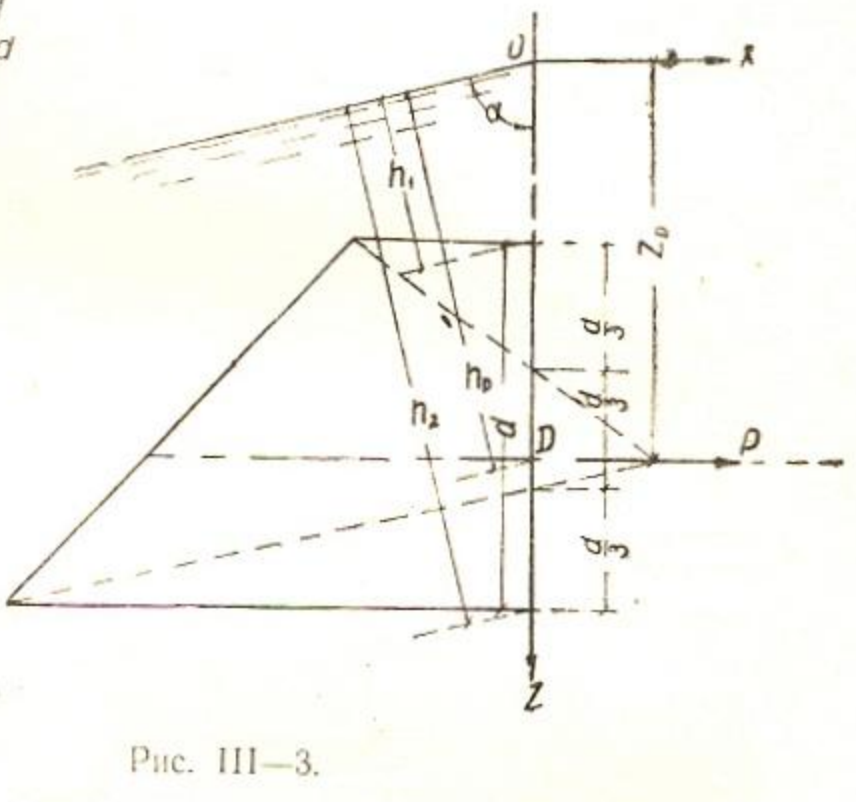


Рис. III—3.

где S — площадь эпюры давления (треугольник или трапеция) для рассматриваемой прямоугольной фигуры.

Сила P проходит через центр тяжести площади эпюры давления. Для трапецоидальной эпюры координата центра тяжести эпюры давления (она же координата центра давления), а также глубина погружения центра давления под свободной поверхностью аналитически определяются формулами:

$$z_D = \frac{h_1}{\sin\alpha} + \frac{a}{3}\cdot\frac{h_1 + 2h_2}{h_1 + h_2} \qquad \text{(III—17)}$$

$$h_D = h_1 + \frac{h_2 - h_1}{3}\cdot\frac{h_1 + 2h_2}{h_1 + h_2} \qquad \text{(III—18)}$$

и графически согласно рис. III—3.

В том случае, если плоская прямоугольная фигура доходит до поверхности воды ($h_1 = 0$), то:

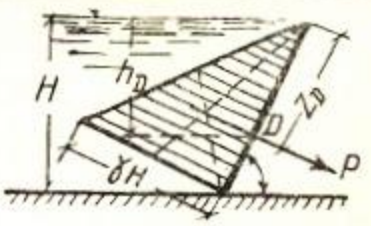
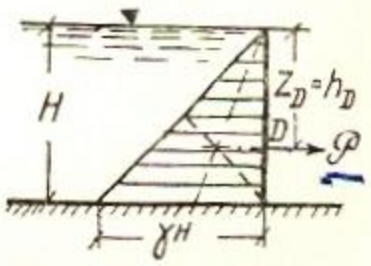
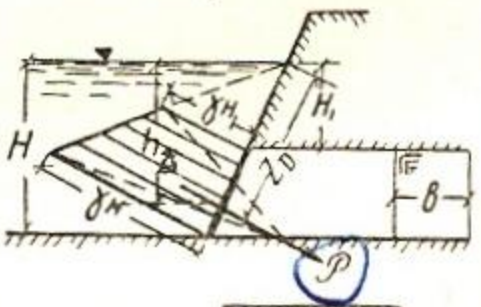
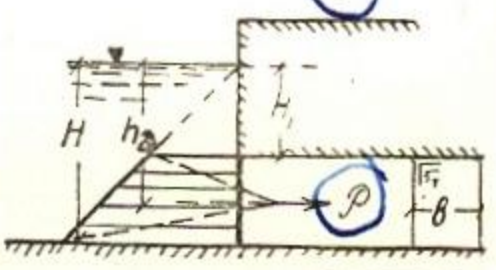
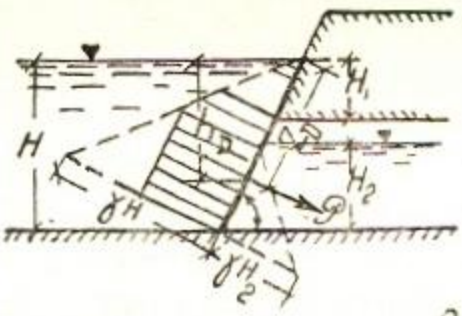
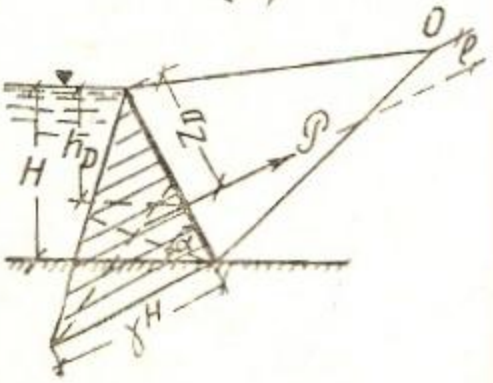
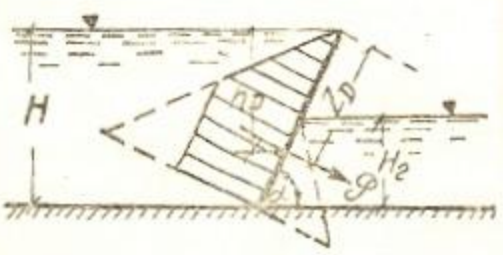
$$z_D = \frac{2}{3}a \qquad \text{(III—17}^1\text{)}$$

$$h_D = \frac{2}{3}h_2, \qquad \text{(III—18}^1\text{)}$$

то есть сила давления проходит на расстоянии $\frac{h_2}{3}$ от нижнего основания прямоугольника.

В таблице III—1 приводится сила давления, координаты и глубины погружения центра давления для плоских затворов.

Таблица III—1

Вид затвора	Схема затвора	Сила давления	Координата и глубина погружения центра давления
Плоский наклонный затвор (или подпорная стенка)		$P=\gamma b\frac{H^2}{2\sin\alpha}$	$z_D=\frac{2H}{3\sin\alpha}$ $h_D=\frac{2}{3}H$
Плоский вертикальный затвор (или подпорная стенка)		$P=\gamma b\frac{H^2}{2}$	$z_D=h_D=\frac{2}{3}H$
Плоский наклонный прямоугольный затвор водовыпуска		$P=\gamma b\frac{H^2-H_1^2}{2\sin\alpha}$	$z_D=\frac{2}{3\sin\alpha}\left(H_1+\frac{H^2}{H+H_1}\right)$ $h_D=\frac{2}{3}\left(H_1+\frac{H^2}{H+H_1}\right)$
Плоский вертикальный прямоугольный завор водовыпуска		$P=\gamma b\frac{H^2-H_1^2}{2}$	$z_D=h_D=\frac{2}{3}\left(H_1+\frac{H^2}{H+H_1}\right)$
Плоский наклонный затвор, подтопленный снизу		$P=\gamma b\frac{H^2-H_1^2-H_2^2}{2\sin\alpha}$	$z_D=\frac{2H^3-2H_1^3}{3\sin\alpha(H^2-H_1^2-H_2^2)}-$ $-\frac{H_2^2(3H-H_2)}{3\sin\alpha(H^2-H_1^2-H_2^2)}$ $h_D=z_D\sin\alpha$
Плоский наклонный затвор, подтопленный снизу.		$P=\gamma b\frac{H^2-H_2^2}{2\sin\alpha}$	$z_D=\frac{2}{3\sin\alpha}\left[H-\frac{H_2^2}{2(H+H_2)}\right]$ $h_D=\frac{2}{3}\left[H-\frac{H_2^2}{2(H+H_2)}\right)$
Сегментный затвор с плоской обшивкой		$P=\gamma b\frac{H^2}{2\sin\alpha}$	$z_D=\frac{2H}{3\sin\alpha}$ $h_D=\frac{2}{3}H$ Эксцентриситет $l=\frac{H}{6\sin\alpha}$

Пример. Определить силу давления на плоский щит (рис. III—4) размерами $b=2$ м и $h=1{,}5$ м при глубине воды перед щитом $H=1{,}4$ м и за ним — $H_2=0{,}8$ м.

Заданный щит соответствует случаю № 6 в табл. III—1 при $\alpha = 90^\circ$.

Из табл. III—1 выписываем формулы:
сила давления:

$$P = \gamma \frac{H^2 - H_2^2}{2 \sin \alpha} \cdot b = 1000 \frac{1{,}4^2 - 0{,}8^2}{2.1} \cdot 2 = 1320 \text{ кг};$$

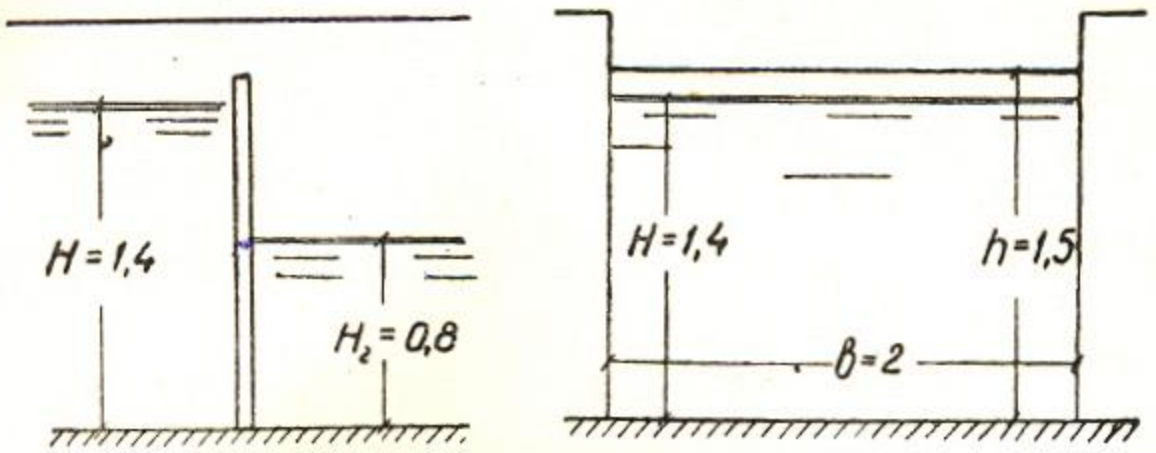


Рис. III—4.

она приложена от свободной поверхности на расстоянии:

$$h_D = \frac{2}{3}\left[H - \frac{H_2^2}{2(H+H_2)}\right] = \frac{2}{3}\left[1{,}4 - \frac{0{,}8^2}{2(1{,}4+0{,}8)}\right] = 0{,}84 \text{ м},$$

или на расстоянии $l = H - h = 1{,}4 - 0{,}84 = 0{,}56$ м от нижней кромки щита.

В небольших плоских щитах гидротехнических сооружений нередко все горизонтальные балки (ригели), поддерживающие обшивку, берут одинакового сечения и размещают, учитывая условия равенства нагрузки на каждую (равнонагруженные ригели).

При одинаковой нагрузке на каждый ригель глубину его погружения h_i определяют по формуле:

$$h_i = \frac{2}{3}\frac{H}{\sqrt{n}}\left[i^{3/2} - (i-1)^{3/2}\right], \qquad \text{(III—19)}$$

где n — общее число ригелей; H — глубина погруженной части щита; i — номер ригеля.

Пример. Для щита (рис. III—5) с глубиною погруженной части $H = 2{,}0$ м требуется разместить три горизонтальных ригеля.

По формуле III—19 находят глубины погружения ригелей:
первый ригель:

$$h_1 = \frac{2}{3}\frac{H}{\sqrt{n}}\left[1^{3/2} - (1-1)^{3/2}\right] = \frac{2}{3}\frac{H}{\sqrt{n}} = \frac{2 \cdot 2}{3\sqrt{3}} = 0{,}77 \text{м},$$

второй ригель:

$$h_2 = \frac{2}{3}\frac{2}{\sqrt{3}}\left[2^{3/2} - (2-1)^{3/2}\right] = 1{,}41 \text{ м},$$

третий ригель:

$$h_3 = \frac{2}{3}\frac{2}{\sqrt{3}}\left[3^{3/2} - (3-1)^{3/2}\right] = 1{,}80 \text{ м}.$$

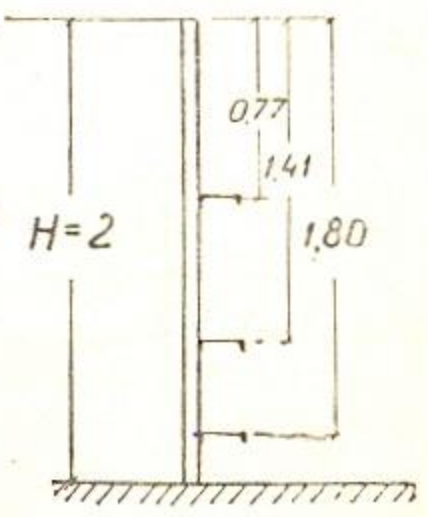


Рис. III—5.

§ 3. СИЛА ДАВЛЕНИЯ НА ЦИЛИНДРИЧЕСКУЮ ПОВЕРХНОСТЬ

Сила давления P жидкости на цилиндрическую поверхность с горизонтальной образующей равна геометрической сумме составляющих: горизонтальной $P_г$ и вертикальной $P_в$ (рис. III—6), то есть:

$$P = \sqrt{P_г^2 + P_в^2}. \qquad \text{(III—20)}$$

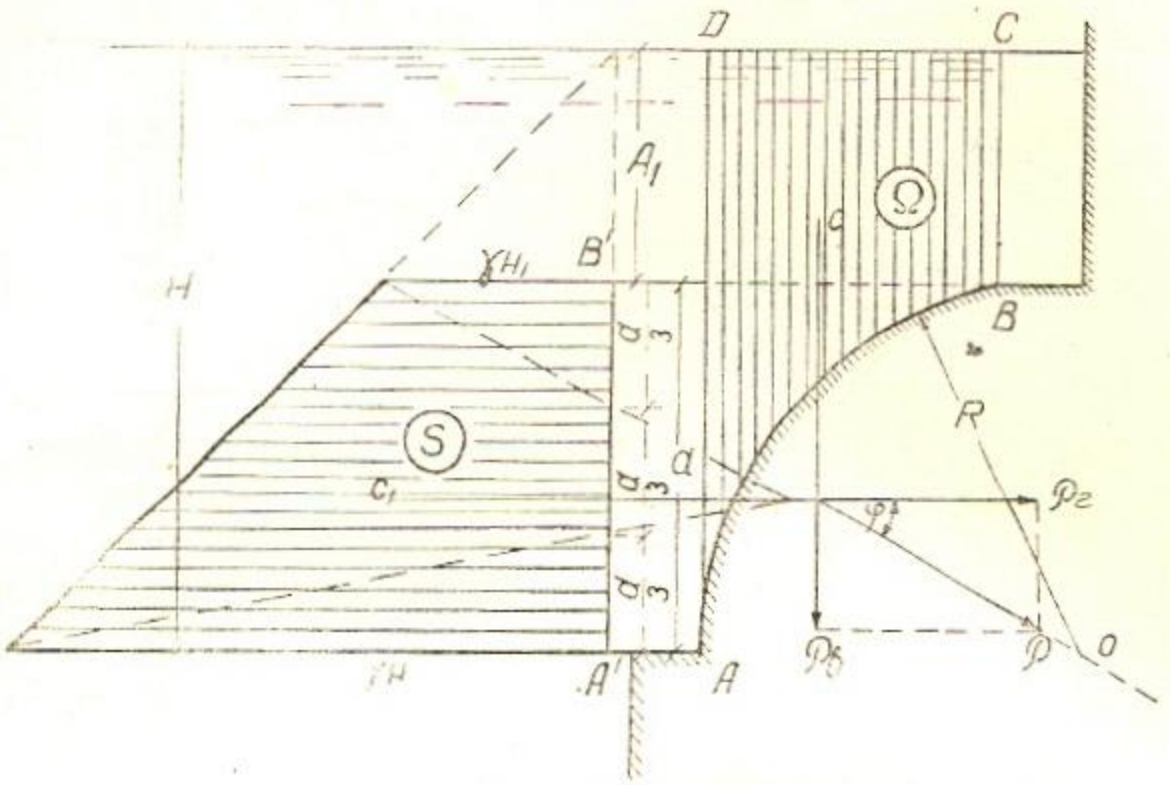


Рис. III—6.

При длине цилиндрической поверхности b вертикальная составляющая равна:

$$P_в = \gamma b \Omega, \qquad \text{(III—21)}$$

где Ω — площадь, ограниченная направляющей кривой AB цилиндрической поверхности, вертикальными прямыми AD и BC, проведенными через точки контура поверхности, и свободной поверхностью CD. Вертикальная составляющая проходит через центр тяжести (C) площади Ω и направлена вверх, если жидкость находится под цилиндрической поверхностью и вниз, если жидкость находится над цилиндрической поверхностью.

Горизонтальная составляющая равна силе давления на прямоугольную стенку ($A'B'$) — проекцию (a) цилиндрической поверхности на вертикальную плоскость, параллельную образующей.

$P_г$, определяемая по формулам III—13 или III—16, проходит через точку C_1 — центр тяжести эпюры давления (S).

Сила давления проходит через точку пересечения $P_г$ и $P_в$ и направлена под углом φ к горизонту, причем:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{P_в}{P_г}. \qquad \text{(III—22)}$$

Если цилиндрическая поверхность образована дугою круга, то сила давления проходит через его центр (O).

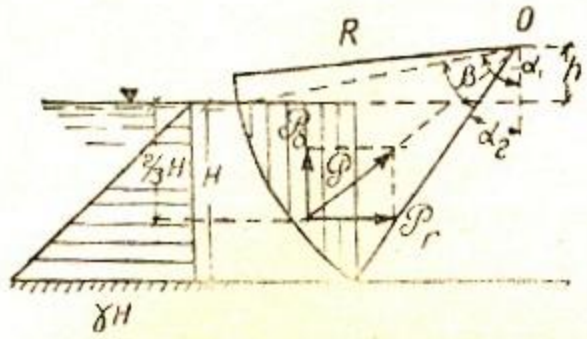
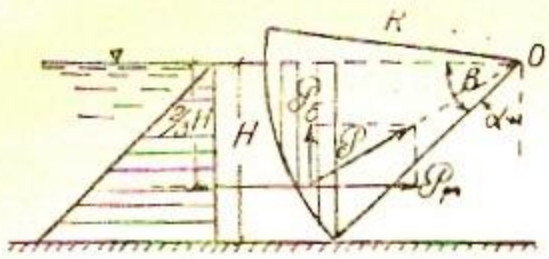
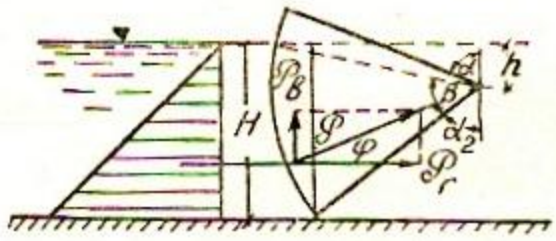
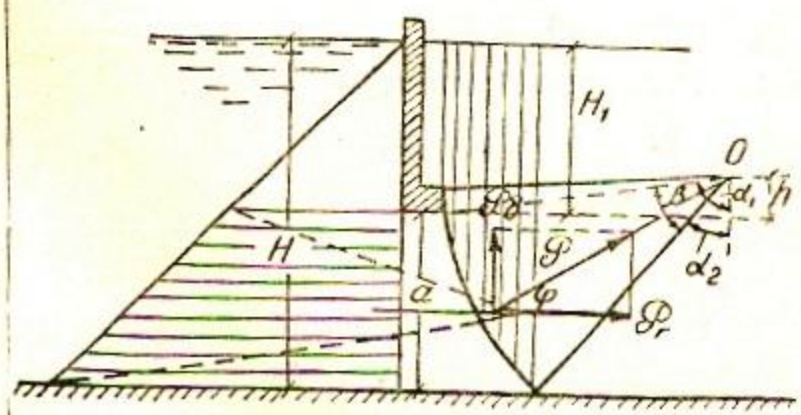
Если цилиндрическая поверхность выходит на свободную поверхность воды ($H_1 = 0$), то:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{2\Omega}{H^2}, \qquad \text{(III—22}^1\text{)}$$

$$P_г = \gamma \frac{H^2}{2} \cdot b \qquad \text{(II—23)}$$

В таблице III—2 даны формулы силы давления на цилиндрические поверхности для различных затворов.

Таблица III—2

Вид затвора	Схема затвора	Сила давления
Сегментный затвор а) с опорой выше уровня воды в верхнем бьефе		$P_в = \frac{\gamma b}{2}\left[\pi R^2 \frac{\beta}{180°} - h\sqrt{R^2-h^2} - (H-h)\cdot\sqrt{R^2-(H+h)^2}\right]$ $P_г = \frac{\gamma b' H^2}{2}$; $P = \sqrt{P_в^2 + P_г^2}$ $\operatorname{tg}\varphi = \frac{P_в}{P_г}$, $\operatorname{Cos}\alpha_1 = \frac{h}{R}$, $\operatorname{Cos}\alpha_2 = \frac{h+H}{R}$; $\beta = \alpha_1 - \alpha_2$
б) с опорой на уровне воды в верхнем бьефе		$P_в = \frac{\gamma b}{2}\left[\pi R^2 \frac{\beta}{180°} - H\cdot\sqrt{R^2-H^2}\right]$; $P_г = \gamma \frac{b' H^2}{2}$, $P = \sqrt{P_в^2 + P^2}$; $\operatorname{tg}\varphi = \frac{P_в}{P_г}$, $\operatorname{Cos}\alpha = \frac{H}{R}$, $\beta = 90° - \alpha$
в) с опорой ниже уровня воды в верхнем бьефе.		$P_в = \frac{\gamma b}{2}\pi R^2 \frac{\beta}{180°} + h\sqrt{R^2-h^2}(H+h)\cdot\sqrt{R^2-(H-h)^2}$ $P_г = \frac{\gamma b}{2}$ ², $P = \sqrt{P_в^2 + P_г^2}$ $\operatorname{tg}\varphi = \frac{P_в}{P_г}$, $\operatorname{Cos}\alpha_1 = \frac{h}{R}$, $\operatorname{Cos}\alpha_2 \quad \frac{H-a}{}$ $\beta = 180 \quad (\alpha_1 - \alpha_2)$
Заглубленный сегментный затвор		$P_в = \gamma \frac{b}{,} \quad ^2 \overline{80°} \cdot (2H_1 - h)\sqrt{\quad ^2 - \quad ^2} - (H + H_1 - \quad) \quad ^2 - (a+h^2)$ $P_г = \frac{\gamma b(\quad ^2 \quad H_1^2)}{2}$ $P = \sqrt{P_в^2 + P_г^2}$; $\operatorname{tg}\varphi = \frac{P_в}{P_г}$ $\operatorname{Cos}\alpha_1 = \frac{h}{R}$, $\operatorname{Cos}\alpha_2 = \frac{h+a}{R}$ $\beta = \alpha_1 - \quad ^2$

Пример. Определить силу давления P на сегментный затвор с опорой на уровне воды в верхнем бьефе. Схема затвора помещена в табл. III—2 (случай „б").

Дано $H = 2{,}2$ м, $R = 3{,}5$ м, $b = 7{,}0$ м.

Согласно схеме затвора

$$\sin\beta = \frac{H}{R} = \frac{2{,}2}{3{,}5} = 0{,}629 \quad \text{и} \quad \beta = 39°.$$

Из формул, приведенных в табл. III—2, получаем:

$$P_г = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot b = 1000\,\frac{2{,}2^2}{2} \cdot 7 = 16\,940 \text{ кг} = 16{,}94 \text{ т}.$$

$$P_в = \frac{\gamma b}{2}\left|\pi R^2 \frac{\beta}{180°} - H\sqrt{R^2 - H^2}\right| = \frac{1000 \cdot 7}{2}\left[3{,}14 \cdot 3{,}5^2\,\frac{39°}{180°} - 2{,}2\sqrt{3{,}5^2 - 2{,}2^2}\right] =$$

$$= 8190 \text{ кг} = 8{,}19 \text{ т}. \quad P = \sqrt{P_г^2 + P_в^2} = \sqrt{16{,}94^2 + 8{,}19^2} = 18{,}8 \text{ т}.$$

Сила давления проходит через центр, из которого описана окружность обшивки под углом к горизонту φ.

При этом

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{P_в}{P_г} = \frac{8{,}19}{16{,}94} = 0{,}482 \quad \text{и} \quad \varphi = 25°45'.$$

Глава 3

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ

§ 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Поток жидкости характеризуют следующие величины.

Местная скорость U — скорость в данной точке в данный момент.

Давление P в точке (гидродинамическое) — сила сжатия в данной точке движущейся жидкости, приходящаяся на единицу площади.

Расход Q — объем жидкости, протекающий в единицу времени сквозь поперечное сечение потока, измеряется в м³/сек, л/сек, л/сутки и т. д.

Живое сечение потока ω — поверхность в пределах потока, нормальная в каждой своей точке к соответствующей скорости в этой точке.

Средняя скорость потока v — равна частному от деления расхода Q на площадь живого сечения ω:

$$v = \frac{Q}{\omega}.$$

Скорость измеряется в м/сек, а при движении грунтового потока обычно в м/сутки.

Смоченный периметр χ — часть или весь периметр живого сечения, где жидкость соприкасается со стенками русла (рис. III—7).

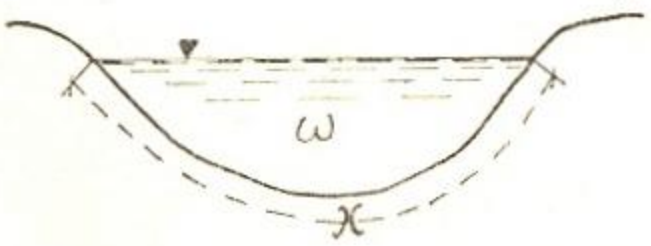


Рис. III—7.

Гидравлический радиус R — отношение площади живого сечения к смоченному периметру:

$$R = \frac{\omega}{\chi} \qquad \text{(III—25)}$$

Для круглого сечения трубы диаметра d (рис. III—8):

$$\omega = \frac{1}{8}\left(\frac{\pi}{180^\circ}\varphi - \sin\varphi\right)d^2 \qquad \text{(III—26)}$$

$$\chi = \frac{1}{2}\frac{\pi\varphi}{180^\circ}d, \qquad \text{(III—27)}$$

$$R = \frac{1}{4}\left(1 - \frac{180^\circ}{\pi\varphi}\sin\varphi\right)d \qquad \text{(III—28)}$$

Глубина наполнения сечения h:

$$h = \left(1 - \cos\frac{\varphi}{2}\right)\frac{d}{2} = \sin^2\frac{\varphi}{4}d, \qquad \text{(III—29)}$$

где φ — центральный угол.

При заполненной трубе:

$\omega = \frac{\pi d^2}{4} = 0{,}785d^2$, $\chi = \pi d = 3{,}14d$, $R = \frac{d}{4}$.

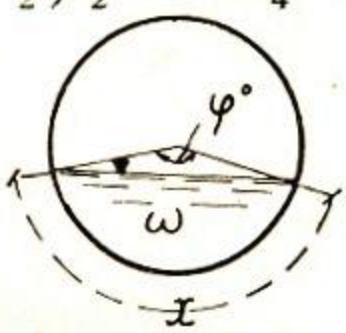


Рис. III—8.

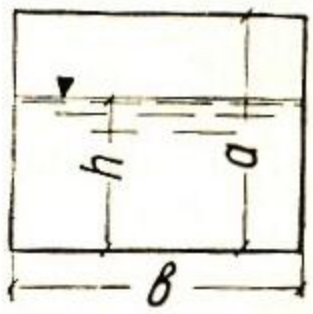


Рис. III—9.

Для трубы прямоугольного сечения и прямоугольного лотка (рис. III—9)

$$\omega = b \cdot h, \quad \chi = b + 2h, \quad R = \frac{bh}{b+2h} = \frac{h}{1+\frac{2h}{b}}.$$

При заполненной прямоугольной трубе:

$$\omega = a \cdot b, \quad \chi = 2(a+b), \quad R = \frac{a \cdot b}{2(a+b)}.$$

Для широких прямоугольных русел при $b \geqslant h$ $R \approx h$.

Для трапецоидальных сечений формулы даны в главе 5.

Удельная энергия потока E — энергия в данном сечении движущейся жидкости, отнесенная к единице ее веса и взятая относительно условной горизонтальной плоскости (плоскость сравнения) 0 — 0 (рис. III—10).



Рис. III—10.

$$E = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g}, \qquad \text{(III—30)}$$

где z — удельная энергия положения
$\frac{P}{\gamma}$ — удельная энергия давления
} удельная потенциальная энергия потока

$\frac{\alpha v^2}{2g}$ — удельная кинетическая энергия,

α — коэффициент кинетической энергии потока.

Коэффициент α учитывает неравномерность распределения скоростей по живому сечению потока и если во всех точках сечения скорости одинаковы, то $\alpha = 1{,}0$, при параболическом распределении скоростей $\alpha = 2{,}0$.

На практике обычно принимают для открытых потоков $\alpha = 1{,}10$ и трубопроводов $\alpha = 1{,}0$.

Удельная энергия потока всегда уменьшается по направлению движения.

Удельная потенциальная энергия потока может падать и возрастать по направлению движения потока.

Гидравлический уклон I_e — уменьшение удельной энергии потока, отнесенное к единице его длины. Гидравлический уклон всегда положителен.

Пьезометрический уклон $I_п$ — уменьшение удельной потенциальной энергии потока, отнесенное к единице его длины. Пьезометрический уклон может быть положительным и отрицательным.

Движение жидкости различают:

неустановившееся — движение, при котором какая-либо из его характеристик (скорость, давление, расход, горизонт воды и др.) изменяется с течением времени (например, истечение из сосуда, уровень воды в котором понижается и, следовательно, расход и скорость воды уменьшаются);

установившееся — движение, при котором его характеристики остаются неизменными с течением времени (например, движение жидкости при истечении из сосуда при постоянном уровне воды в нем; расход и скорость неизменны);

неравномерное — движение, при котором скорости частиц жидкости изменяются вдоль их траекторий (например, движение жидкости в конической трубе);

равномерное — движение, при котором скорости движения частиц жидкости не изменяются вдоль траекторий (например, движение в цилиндрической трубе);

в случае равномерного движения

$$I_e = I_п = I; \qquad \text{(III—31)}$$

напорное — движение жидкости в потоке без свободной поверхности (например, движение потока в полностью заполненной трубе);

безнапорное — движение жидкости в потоке со свободной поверхностью (например, движение потока в канале);

плавноизменяющееся (медленно изменяющееся) — неравномерное движение жидкости, при котором кривизна струй и угол расхождения между ними весьма малы (например, движение жидкости в канале перед сооружением при подпоре).

При плавноменяющемся движении поток характеризуется следующими свойствами:

1. Живые сечения потока — плоские.

2. Давление в плоскости этих сечений подчиняется закону гидростатического давления, то есть удельная потенциальная энергия, отнесенная к горизонтальной плоскости сравнения, для всех точек живого сечения потока одинакова:

$$z + \frac{p}{\gamma} = \text{const}. \qquad \text{(III—32)}$$

3. Ламинарное (струйчатое) — движение, при котором отдельные струйки жидкости движутся параллельно без взаимного обмена жидких частиц и без пульсации скоростей (быстрых изменений скорости в данной точке), наблюдаемое при малых скоростях движения и в трубах малого диаметра, также при движении грунтовой воды в мелкозернистом грунте.

4. Турбулентное (беспорядочное) — движение, при котором движение жидких частиц складывается из главного продольного движения и движения их в поперечном направлении, что приводит к сильному перемешиванию частиц, к сложным и разнообразным траекториям

движения их и сопровождается пульсацией скоростей. Это наиболее частый случай движения жидкости в каналах, трубах и т. п.

Большая или меньшая степень беспорядочности (турбулентности) движения характеризуется безразмерным числом R_e (число Рейнольдса), равным для круглых сечений:

$$R = \frac{vd}{\nu}, \qquad \text{(III—33)}$$

где v — средняя скорость в сечении; d — диаметр сечения; ν — кинематический коэффициент вязкости.

Для других форм поперечного сечения:

$$R_e^1 = \frac{vR}{\nu}. \qquad \text{(III—33}^1\text{)}$$

Для установления вида движения потока (ламинарное или турбулентное) служит неравенство:

$$R_e \leqslant R_{e\,кр} = 2320 \quad \text{(III—34)} \quad \text{или} \quad R_e^1 \leqslant R_{e\,кр} = 580, \quad \text{(III—34}^1\text{)},$$

причем, если $R_e < 2320$ или $R_e < 580$, то течение будет ламинарное, если $R_e > 2320$ или $R_e^1 > 580$, то течение считается турбулентным.

По исследованиям А. П. Зегжда для открытых русел можно считать:

$$R_{e\,кр} = 800 - 900.$$

§ 2. УРАВНЕНИЕ БЕРНУЛЛИ

При установившемся движении для двух сечений потока, между которыми протекает постоянный расход и вблизи имеется плавноменяющееся движение, применяют уравнение Бернулли:

$$E_1 = E_2 + E_{пот}, \qquad \text{(III—35)}$$

где E_1 и E_2 — удельная энергия потока в первом и во втором сечениях, $E_{пот}$ — удельная потерянная энергия на сопротивления между рассматриваемыми сечениями, слагающаяся из потерь удельной энергии на преодоление сопротивлений по длине (потери энергии по длине $h_д$) и на преодоление местных сопротивлений ($h_м$).

Развернутое уравнение Бернулли:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \sum h_д + \sum h_м. \qquad \text{(III—36)}$$

С помощью этого уравнения можно определить только одно неизвестное; поэтому при использовании его в одном из выбранных сечений должны быть известны все члены уравнения, а в другом может быть неизвестен только один.

Уравнение пишется обязательно по отношению какой-либо общей для двух сечений плоскости сравнения. За координату z можно принимать любую точку живого сечения, но и давление $\frac{P}{\gamma}$ нужно брать для этой же точки.

Уравнение Бернулли применяется для определения расхода, скорости и давления в любом сечении напорных водопроводов, как при свободном истечении в атмосферу (рис. III—11), так и при истечении под уровень (рис. III—12).

Линия $ABCDEF$ (рис. III—11 и III—12) — линия изменения удельной энергии потока называется напорной. Линия $A'B'C'D'E'F'$ — линия изменения потенциальной энергии потока, называется пьезометрической. Она показывает давление в любом сечении трубопровода.

На рис. III—13 представлен случай движения со свободной поверхностью, линия $ABCDEF$ — линия энергии (напорная), линия $A'B'C'D'E'F'$ — пьезометрическая, она совпадает со свободной поверх-

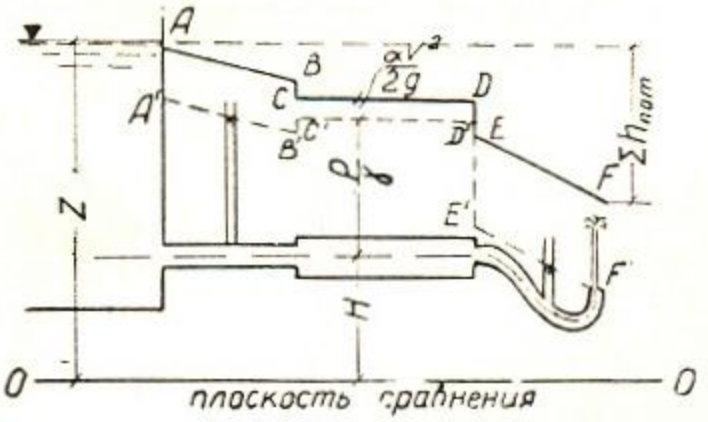


Рис. III—11.

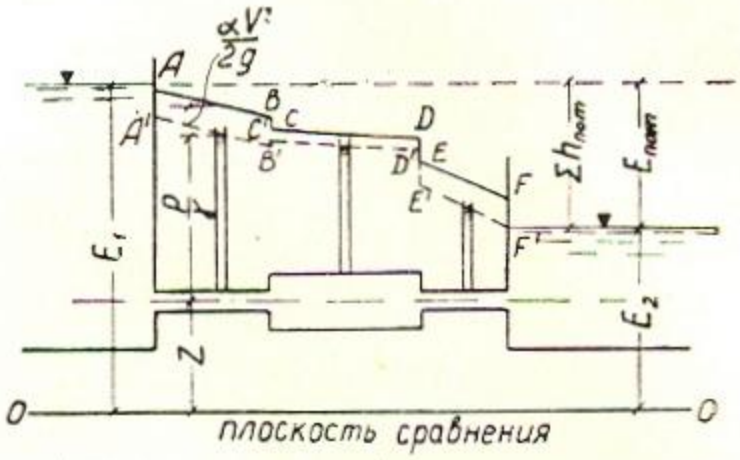


Рис. III—12.

ностью. Давление на свободной поверхности не учитывается, так как оно во всех сечениях одинаково и равно атмосферному.

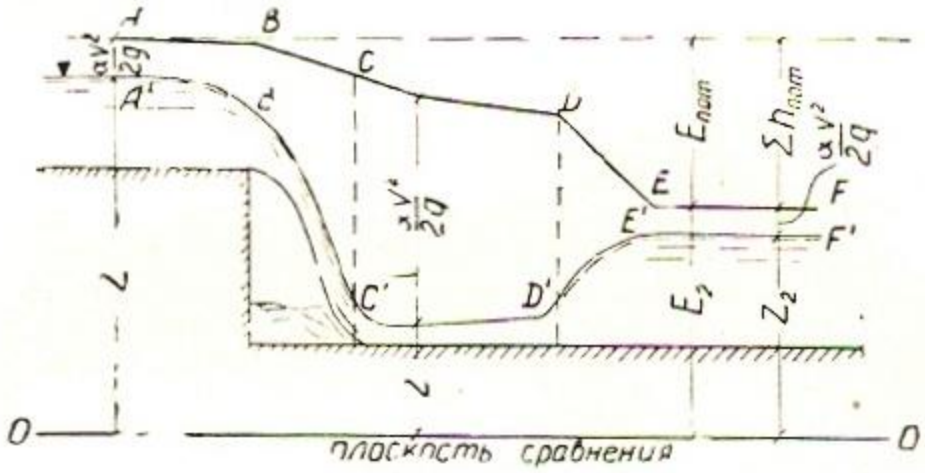


Рис. III—13.

§ 3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ПОТЕРИ

Потери по длине трубопровода

Потери энергии (напора) по длине трубопровода при равномерном движении на участке длиною l, при средней скорости v и гидравлическом радиусе R определяют по формуле Дарси:

$$h_\partial = \lambda \frac{l}{4R} \frac{v^2}{2g} = \zeta \frac{v^2}{2g} \qquad \text{(III—37)}$$

λ — коэффициент сопротивления трения по длине, величина безразмерная;

$\zeta = \lambda \frac{l}{4R}$ — коэффициент потерь энергии (напора) по длине, величина безразмерная.

В случае трубопровода круглого сечения диаметром d:

$$h_\partial = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}. \qquad \text{(III—38)}$$

Значение λ зависит от режима движения, шероховатости стенок трубопровода, его размеров и вязкости жидкости.

При ламинарном движении ($Re < 2320$) λ не зависит от шероховатости стенок трубопровода и равна:

$$\lambda = \frac{64}{Re}. \qquad \text{(III—39)}$$

При турбулентном движении ($Re > 2320$) различают трубы гидравлически гладкие, если толщина ламинарной пленки δ больше высоты выступов Δ (рис. III—14) и шероховатые — толщина ламинарной пленки меньше высоты выступов.

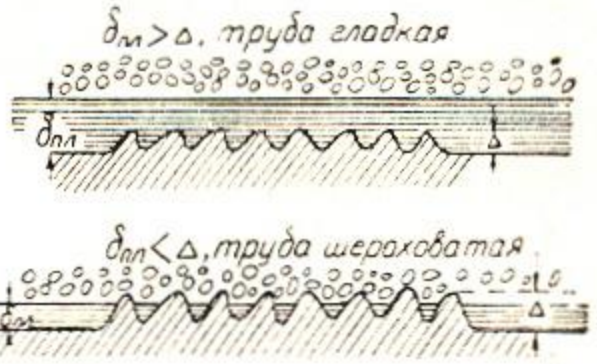


Рис. III—14.

Причем $\delta_{л} = \frac{10{,}5\nu}{\sqrt{gIR}}$ (III—40), где I — гидравлический уклон или

$$\delta_{л} = \frac{30}{Re\sqrt{\lambda}}\, d. \qquad \text{(III—40}^{1}\text{)}$$

Высоты выступов шероховатости Δ ориентировочно можно принять:

для новых стальных труб	0,065÷0,10 мм
„ чугунных труб, не бывших в эксплуатации	0,25 мм
„ чугунных труб, бывших в эксплуатации	0,50 мм
„ асбоцементных труб	0,10÷0,80 мм
„ загрязненных труб	1÷2 мм

Для гладких труб λ принимают по формуле Ф. А. Шевелева:

$$\lambda = \frac{0{,}25}{Re^{0{,}226}}. \qquad \text{(III—41)}$$

Для них λ не зависит от шероховатости стенок.
Трубы считаются гладкими до значения:

$$Re \leqslant 27{,}0\left(\frac{d}{\Delta}\right)^{8/7}. \qquad \text{(III—42)}$$

При

$$\frac{191{,}2}{\sqrt{\lambda}}\,\frac{d}{\Delta} > Re > 27{,}0\left(\frac{d}{\Delta}\right)^{8/7} \qquad \text{(III—43)}$$

имеется переходная зона, когда λ зависит от Re и шероховатости стенок. В этой зоне λ может быть определена по формуле Н. З. Френкеля:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\lg\left[\frac{\Delta}{3{,}7d} + \left(\frac{6{,}81}{Re}\right)^{0{,}9}\right] \qquad \text{(III—44)}$$

и для

$$Re > \frac{191{,}2}{\sqrt{\lambda}}\cdot\frac{d}{\Delta} \qquad \text{(III—45)}$$

λ не зависит от числа Рейнольдса. Это так называемая квадратичная область сопротивлений, в которой λ обычно определяют по эмпирическим формулам. Наиболее употребительная формула Н. Н. Павловского:

$$\lambda = \frac{8gn^2}{R^{2y}} = \frac{78{,}5}{R^{2y}}\, n^2, \qquad \text{(III—46)}$$

где значение n — коэффициент шероховатости — дано в табл. III—3.

Таблица III—3

Категории	Характеристика поверхности	n
1	Исключительно гладкие поверхности; поверхности, покрытые эмалью или глазурью	0,009
2	Тщательно остроганные доски, хорошо пригнанные; лучшая штукатурка из чистого цемента	0,010
3	Лучшая цементная штукатурка ($^1/_3$ песка); чистые (новые) гончарные, чугунные и стальные трубы, правильно уложенные и соединенные; хорошо остроганные доски	0,011
4	Неостроганные, хорошо пригнанные доски, водопроводные трубы в нормальных условиях без заметной инкрустации; весьма чистые водосточные трубы; очень хорошая бетонировка. . .	0,012
5	Тесовая кладка в лучших условиях; хорошая кирпичная кладка; водосточные трубы в нормальных условиях; несколько загрязненные водопроводные трубы; неостроганные доски	0,013
6	Загрязненные трубы (водопроводные и водосточные); бетонировка каналов в средних условиях	0,014
7	Средняя кирпичная кладка; облицовка из тесаного камня в средних условиях; значительно загрязненные водостоки; брезент по деревянным рейкам	0,015
8	Хорошая бутовая кладка; старая (расстроенная) кирпичная кладка; сравнительно грубая бетонировка; исключительно гладкая, весьма хорошо разработанная скала	0,017
9	Каналы, покрытые толстым, устойчивым илистым слоем; каналы в плотном лёссе, в плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой (все в безукоризненном состоянии)	0,018
10	Средняя (вполне удовлетворительная) бутовая кладка; булыжная мостовая; весьма чисто высеченные в скале каналы, каналы в лёссе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии)	0,020
11	Каналы в плотной глине, в лёссе, гравии, земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) илистой пленкой; земляные каналы, находящиеся в условиях содержания и ремонта выше средних, мостовая из крупного камня, каналы в скале при посредственной обработке поверхности	0,0225
12	Хорошая сухая кладка; земляные каналы в средних условиях содержания и ремонта, реки в весьма благоприятных условиях (чистое прямое ложе со свободным течением, без обвалов и глубоких промоин)	0,025
13	Земляные каналы в условиях содержания и ремонта ниже средней нормы	0,0275
14	Земляные каналы в сравнительно плохих условиях (местами с водорослями, булыжником или гравием по дну, заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов и пр.) реки в благоприятных условиях течения	0,030
15	Каналы, находящиеся в весьма плохих условиях (с неправильным профилем, заметно засоренные камнями и водорослями и пр.), реки в сравнительно благоприятных условиях, но с некоторым количеством камней и водорослей	0,035

Продолжение таблицы III—3

Категории	Характеристика поверхности	n
16	Каналы в исключительно плохих условиях (значительные промоины и обвалы, заросли камыша, густые корни, крупные камни по руслу и пр.), реки при дальнейшем ухудшении условий течения (по сравнению с предыдущими пунктами): увеличение количества камней и водорослей, извилистое ложе с небольшим количеством промоин и отмелей и т. д.	0,040

Значение

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\,(\sqrt{n} - 0{,}1) \qquad \text{(III—47)}$$

упрощается для приблизительных расчетов:

$y = 1{,}5\sqrt{n}$ при $0{,}1 < R < 1{,}0$ м и $y = 1{,}3\sqrt{n}$ при $1{,}0 < R < 3{,}0$ м. (III—47¹)

Значение λ по формуле Павловского дано в табл. III—4.

Таблица III—4

$R_{см}$	Коэффициент шероховатости, n				
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015
5	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
7,5	0,019	0,024	0,029	0,035	0,044
10	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
12,5	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
15	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
17,5	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
20	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
22,5	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
25	0,013	0,017	0,020	0,023	0,028
31,25	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026
37,5	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
50	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
62,5	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021
75	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020

Для круглых труб при $y = 1/6$

$$\lambda = 124{,}6\frac{n^2}{\sqrt[3]{d}} \approx 125\frac{n^2}{\sqrt[3]{d}}. \qquad \text{(III—48)}$$

Кроме указанных формул, применяют специальные для различных трубопроводов (стальных, деревянных, железобетонных, асбоцементных и других). Эти формулы приведены в главе 4.

§ 4. МЕСТНЫЕ ПОТЕРИ

Потери энергии (напора) на преодоление местных сопротивлений определяют по формуле

$$h_м = \zeta\frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(III—49)}$$

где ς — коэффициент местных потерь, отнесенных к средней скорости v. Если нет особых оговорок, то v — средняя скорость в сечении, расположенном ниже по течению за данным сопротивлением.

Внезапное расширение (рис. III—15)

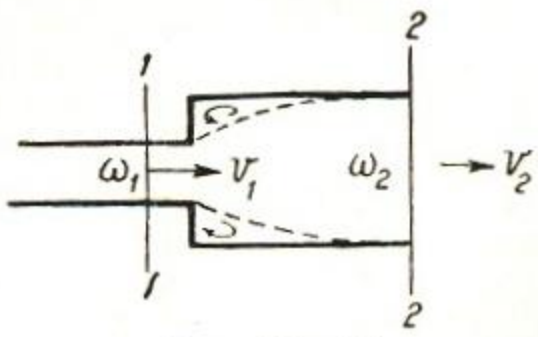


Рис. III—15.

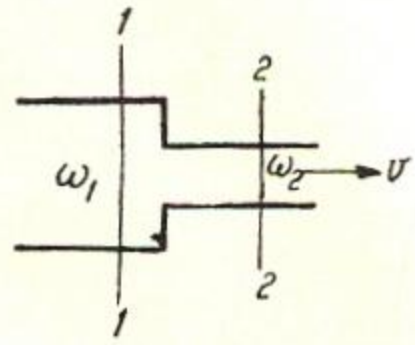


Рис. III—16.

$$h_{\text{вн·рас}} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \zeta \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(III—50)}$$

где $\zeta = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2$ (III—51) или

$$h_{\text{вн·рас}} = \zeta' \frac{v_1^2}{2g}, \qquad \text{(III—50}^1\text{)}$$

где $\zeta' = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2$ (III—51)

Внезапное сужение (рис. III—16)

$$\zeta = 0{,}5\left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right) \qquad \text{(III—52)}$$

его значение дано в табл. III—5.

Таблица III—5

ω_2/ω_1	0,00	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
ζ	0,5	0,45	0,4	0,3	0,2	0,1	0

Вход в трубу (рис. III—17).

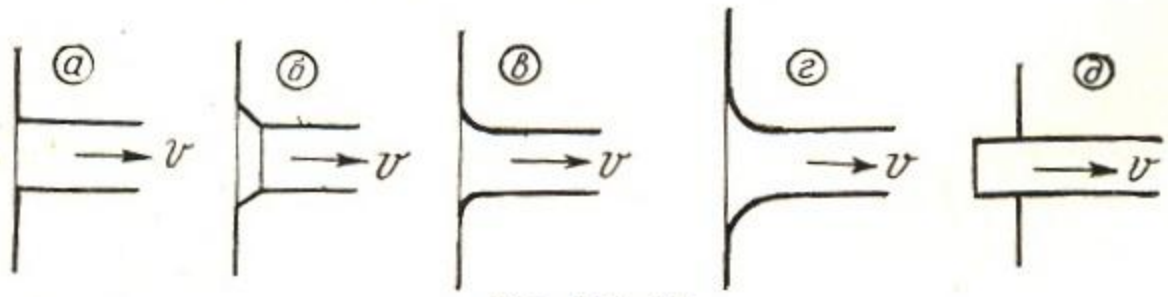


Рис. III—17.

При острых кромках (*а*) $\zeta = 0{,}5$, при срезанных (*б*), или закругленных (*в*) кромках $\zeta = 0{,}20$, при весьма плавном входе (*г*) $\zeta = 0{,}05$. Вход по типу (*д*) $\zeta = 1{,}0$.

Выход из трубы в бассейн больших размеров (рис. III—18)

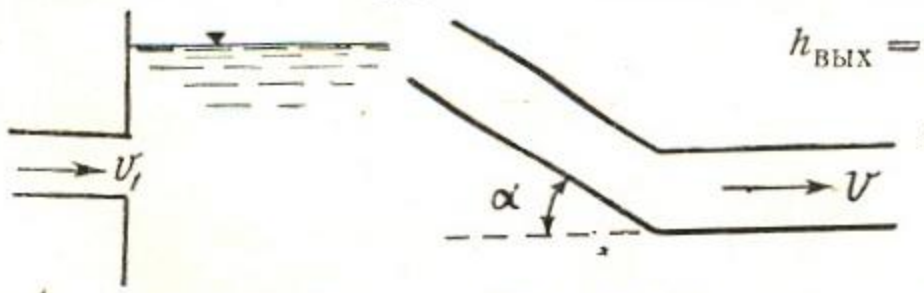


Рис. III—18.

Рис. III—19.

$$h_{\text{вых}} = \zeta' \frac{v_1^2}{2g}, \qquad \text{(III—53)}$$

где $\varepsilon' = 1{,}0$.

Поворот трубы

а) Резкий поворот на угол α (рис. III—19)

для трубы круглого сечения $\zeta_{кр.}$ и прямоугольного сечения $\zeta_{пр.}$ даны в табл. III—6.

Таблица III—6

Угол поворота $\alpha°$	30	40	50	60	70	80	90
$\zeta_{кр.}$	0,20	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90	1,10
$\zeta_{пр.}$	0,11	0,20	0,33	0,49	0,69	0,92	1,20

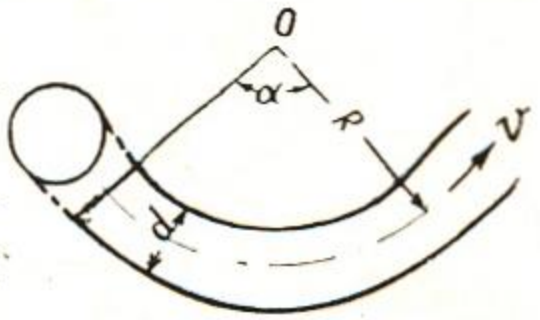


Рис. III—20.

б) плавный поворот трубы круглого сечения на угол α (рис. III—20).

$$\zeta = \zeta_{90°}(\alpha), \qquad \text{(III—54)}$$

где $\zeta_{90°}$ — коэффициент потерь колена при $\alpha = 90°$, значения которого приводятся в табл. III—7.

Таблица III—7

$\frac{d}{R}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\zeta_{90°}$	0,065	0,087	0,11	0,13	0,15	0,175	0,19	0,20	0,21	0,23

Значения $\zeta(\alpha)$, учитывающего угол поворота, даны в табл. III—8.

Таблица III—8

α	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°	100°	120°	140°	160°	180°
$\zeta(\alpha)$	0,2	0,40	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95	1,0	1,05	1,13	1,20	1,27	1,33

При этом потери энергии $h_д$ по длине участка закругления должны определяться дополнительно по формуле (III—38), где l — длина осевой линии закругления.

Для стандартных колен водопроводных труб значения $\zeta_{90°}$ приведены в табл. III—9.

Таблица III—9

d, мм	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	600	800	900	1000
$\zeta_{90°}$	0,76	0,39	0,37	0,37	0,40	0,45	0,45	0,42	0,42	0,46	0,47	0,48	0,49	0,50

Для колен сварных труб значение ζ следует увеличивать на 50%.

Для колен труб прямоугольного сечения (рис. III—21)

$$\zeta = 2{,}23 \frac{b}{R}(n + \sin\alpha_1), \qquad \text{(III—55)}$$

где b — ширина трубы в плоскости поворота; R — радиус осевой линии; $\alpha_1 = \alpha - 90°n$, где α — полный угол поворота; n — число прямых углов в общем угле поворота.

Постепенное сужение (конфузор).

При постепенном сужении, имея угол конусности Θ (рис. III—22), коэффициент ζ определяют по табл. III—10.

Таблица III—10

$\theta°$	15°	20°	25°	30°	45°	60°	75°
ζ	0,13	0,20	0,22	0,24	0,30	0,32	0,34

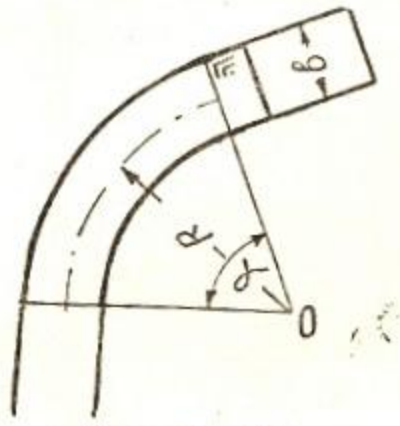


Рис. III—21.

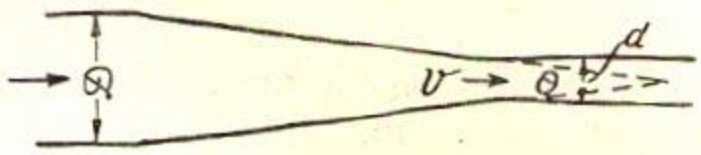


Рис. III—22.

Постепенное расширение (диффузор) (рис. III—23).

При угле конуса расширения θ и длине его, определяемой отношением $\frac{D}{d}$, коэффициент потерь ζ' относительно скорости в трубе меньшего диаметра, включая трение в диффузоре с гладкой внутренней поверхностью, определяют по табл. III—11.

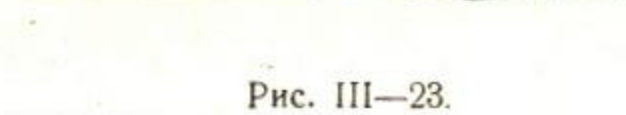


Рис. III—23.

Задвижки. Величина коэффициента потерь ζ зависит от диаметра трубопровода и открытия задвижки. Для задвижки „Москва" значение ζ приведено при полном ее открытии в табл. III—12, а при частично открытой задвижке в табл. III— 13.

Таблица III—11

	$\theta°$	1	5	8	10	15	20	30	40	50	60	70	80	100	120	150	180
ζ'	$\frac{D}{d}=1,5$	0,20	0,13	0,12	0,16	0,26	0,40	0,70	0,85	1,13	1,21	1,20	1,17	1,10	1,06	1,03	1,01
	$\frac{D}{d}=3,0$	0,20	0,13	0,12	0,16	0,26	0,40	0,61	0,80	0,93	1,02	1,06	1,06	1,05	1,04	1,03	1,03

Таблица III—12

d мм	50	75	100	150	200	250	300	350	500—700	700—1000
ζ	0,79	0,60	0,50	0,33	0,20	0,13	0,05	0,04	0,03	0,025

Приемный всасывающий клапан с сеткой, коэффициент потерь зависит от диаметра всасывающей трубы и устройства клапана.

Таблица III—13

Открытие $\frac{s}{d}$			0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ζ	d мм	150	850	215	47	16	7,0	3,3	1,7	1,05	0,68	0,46	0,33
		300	680	165	35	12	5,5	2,7	1,3	0,65	0,29	0,15	0,05
		900	—	—	28	9	4,0	1,8	—	—	—	—	—

Таблица III—14

d, мм	ζ клапан		d, мм	ζ клапан	
	пятовой	обратный		пятовой	обратный
50	10	18	150	6,0	6,5
63	9	15	175	5,6	6,0
76	8	10	200	5,2	5,5
89	7,5	9	250	4,4	4,5
100	7	8	300	3,7	3,5
125	6,5	7			

Потери в предохранительной сетке

$$\zeta = 2{,}0 - 3{,}0.$$

Решетки (рис. III—24 и III—25)

$$\zeta = K\left(\frac{s}{s+b}\right)^{1,6} \cdot \left(2{,}3\,\frac{l}{b} + 8 + 2{,}4\,\frac{b}{l}\right) \quad \text{(III—56)}$$

где в зависимости от формы стержней решетки:

а) $K = 0{,}504$ для прямоугольных стержней;

б) $K = 0{,}318$ для прямоугольных стержней с закругленными входными кромками;

в) $K = 0{,}182$ для клинообразных стержней с закругленными кромками;

г) $K = 0{,}36$ для круглых стержней.

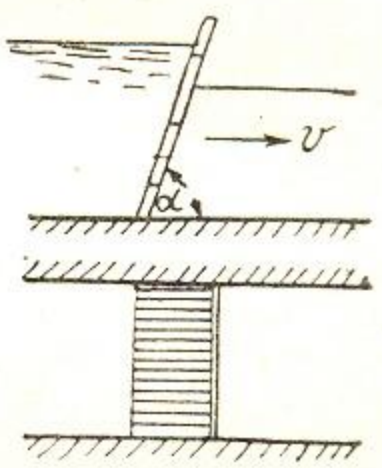


Рис. III—24.

s и l толщина и ширина стержней; b — величина просвета между стенками; α — угол наклона решетки к горизонту. Для упрощения вычислений на рис. III—25 даны графики.

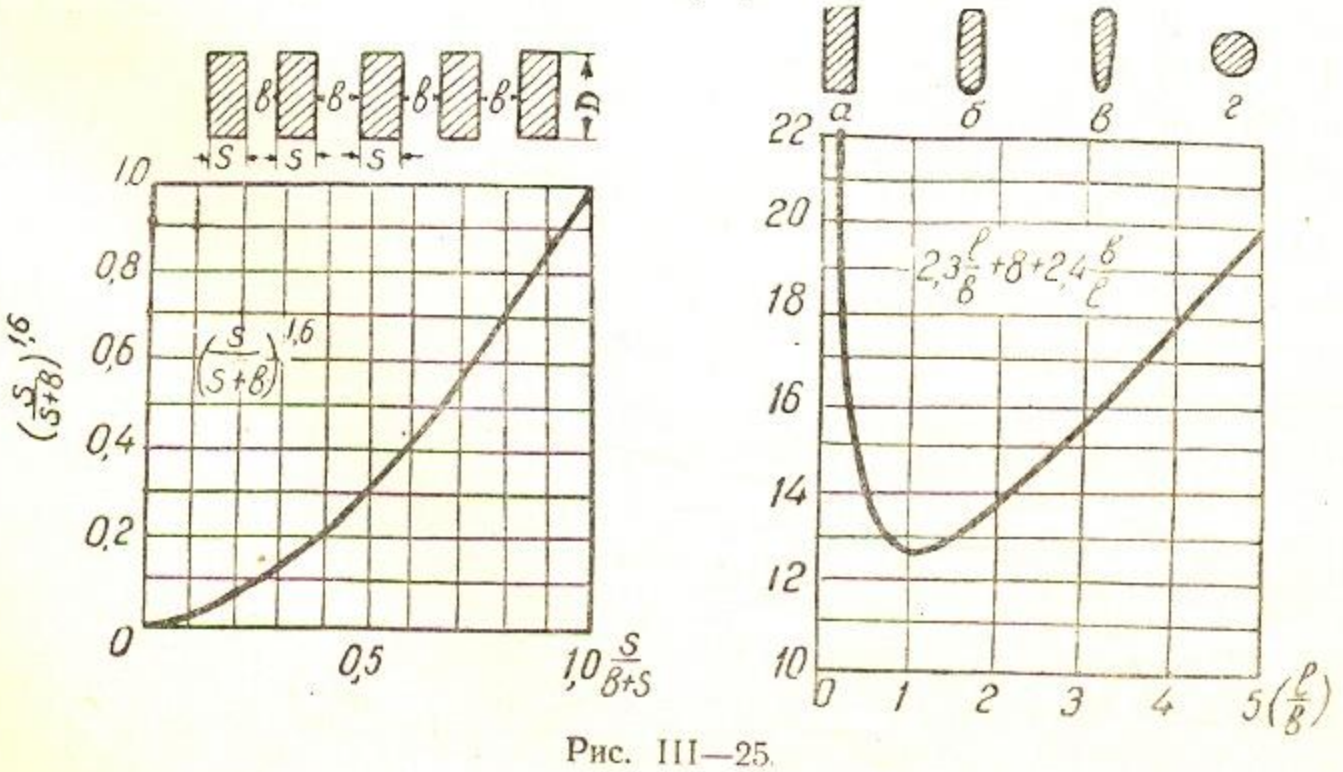


Рис. III—25.

$$\left(\frac{s}{s+b}\right)^{1,6} = f\left(\frac{s}{s+b}\right) \text{ и } 2{,}3\frac{l}{b} + 8 + 2{,}4\frac{b}{l} = f\left(\frac{l}{b}\right).$$

При стержнях решетки, имеющих квадратное сечение или сечение, при котором характер обтекания подобен представленному на рис. III—26, ζ может быть определен по формуле

$$\zeta = \left(\frac{b+s}{\varepsilon b} - 1\right)^2, \qquad \text{(III—57)}$$

где ε — коэффициент сжатия определяется по табл. III—15.



Рис. III—26.

Таблица III—15

$\frac{b}{b+s}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ε	0,611	0,612	0,616	0,622	0,633	0,644	0,662	0,687	0,722	0,781	1,0

При расчете потерь в решетках в формулу III—56 нужно дополнительно ввести коэффициент $K = 2$, учитывающий засорение решеток, и коэффициент C, учитывающий высоту поперечных элементов, по формуле В. Б. Дульнева:

$$C = \frac{1}{\left(1 - \frac{A}{L}\right)^2}, \qquad \text{(III—58)}$$

где L — высота решетки в свету; A — суммарная высота поперечных элементов (опорные балки, распорно связанные элементы решетки), уменьшающих рабочее сечение решетки.

§ 5. СЛОЖЕНИЕ ПОТЕРЬ ЭНЕРГИИ

При одновременных потерях энергии на трение по длине и местных полная потеря энергии равна арифметической сумме потерь, вызванных каждым сопротивлением в отдельности.

Для трубопровода, состоящего из n участков труб различных диаметров (d_i), каждый из которых имеет длину l_i, и имеющего κ местных сопротивлений, полную потерю энергии определяют по формуле:

$$h_{\text{пот}} = \sum_{i=1}^{i=n} \lambda_i \frac{l_i}{d_i} \frac{v_i^2}{2g} + \sum_{i=1}^{i=k} \zeta_i \frac{v_i^2}{2g}, \qquad \text{(III—59)}$$

при приведении к скорости v, взятой на любом участке с площадью сечения ω,

$$h_{\text{пот}} = \left[\sum_{i=nc}^{i=n} \lambda_i \frac{l_i}{d_i} \frac{\omega^2}{\omega_i^2} + \sum_{i=1}^{i=k} \zeta_i \frac{\omega^2}{\omega_i^2}\right] \frac{v^2}{2g} = \zeta_c \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(III—60)}$$

где ζ_c — коэффициент потерь системы. Он равен

$$\zeta_c = \sum_{i=1}^{i=n} \lambda_i \frac{l_i}{d_i} \frac{\omega^2}{\omega_i^2} + \sum_{i=1}^{i=k} \zeta_i \frac{\omega^2}{\omega_i^2}. \qquad \text{(III—61)}$$

Такое суммирование потерь применимо, когда местные сопротивления находятся на достаточном расстоянии (20—50 диаметров) и друг на друга не влияют. В противном случае рядом лежащие сопротивления нужно учитывать как особую фасонную часть, имеющую свой коэффициент потерь.



Рис. III—27.

Например, 2 колена с углом 90° при расположении по рис. III—27*а* дают $\zeta = 1{,}33\zeta_{90°}$, а при расположении по рис. III—27*б* $\zeta = 3{,}0\zeta_{90°}$.

Глава 4

ДВИЖЕНИЕ ВОДЫ В ТРУБОПРОВОДАХ

§ 1. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ

Трубопроводы различают:

Короткие. При их гидравлическом расчете учитывают потери по длине потока и местные.

Дюкера, напорные трубы под насыпями, сифоны, всасывающие трубы насосных станций рассчитывают как короткие трубопроводы.

Длинные. При расчете их пренебрегают местными потерями или вводят какой-либо процент от потерь по длине (5—10%) в зависимости от количества и вида сопротивлений из-за того, что они малы по сравнению с потерями по длине.

Трубопроводы водопроводных линий и нагнетательные насосных станций при большой длине их и другие рассчитывают как длинные трубопроводы.

Потери на трение и местные при коротких трубопроводах учитывают согласно параграфу „Гидравлические потери" главы 3.

§ 2. КОРОТКИЕ ТРУБОПРОВОДЫ

Расчет коротких трубопроводов

1. Определение расхода воды в трубопроводе

а) при истечении под уровень (рис. III—28) производится по формуле:

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2gz_0}, \qquad \text{(III—62)}$$

где ω — площадь любого сечения трубопровода;

μ_c — коэффициент расхода системы, равный

$$\mu_c = \frac{1}{\sqrt{\zeta_c}}, \qquad \text{(III—63)}$$

где ζ_c — коэффициент потерь в системе, отнесенный к площади ω и определяемый по формуле III—61,

$z_0 = z + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$, причем z — разность уровней в резервуарах, а v_0 — подходная скорость в верхнем резервуаре;

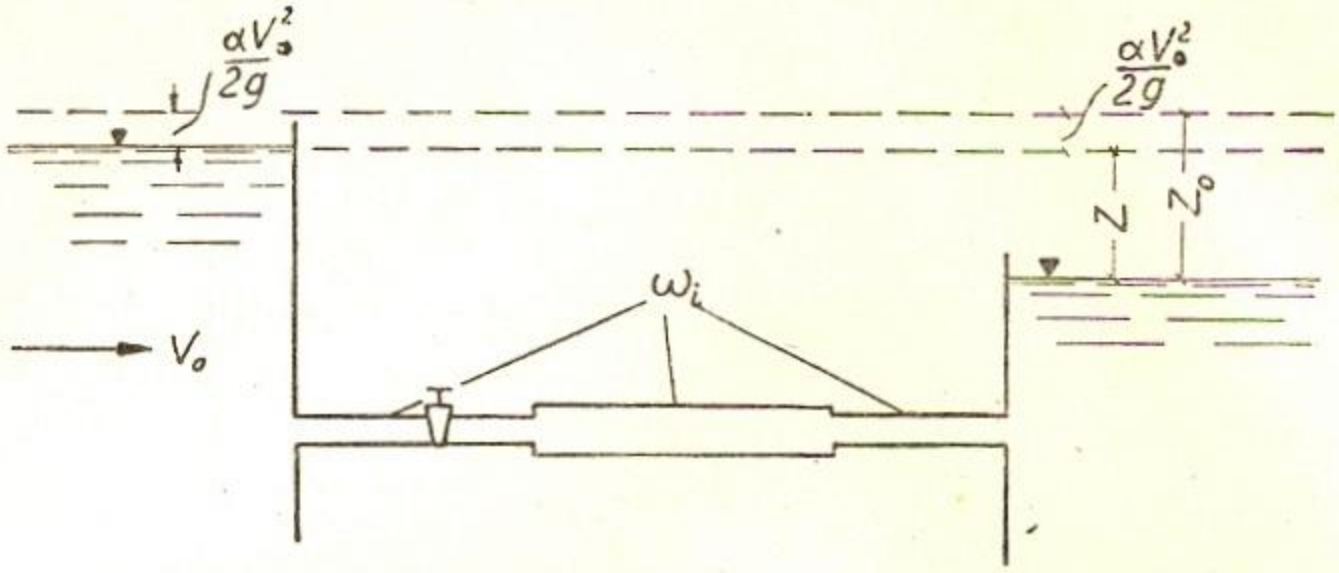


Рис. III—28.

б) при истечении в атмосферу (рис. III—29) производится по формуле:

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2gH_0}, \qquad \text{(III—64)}$$

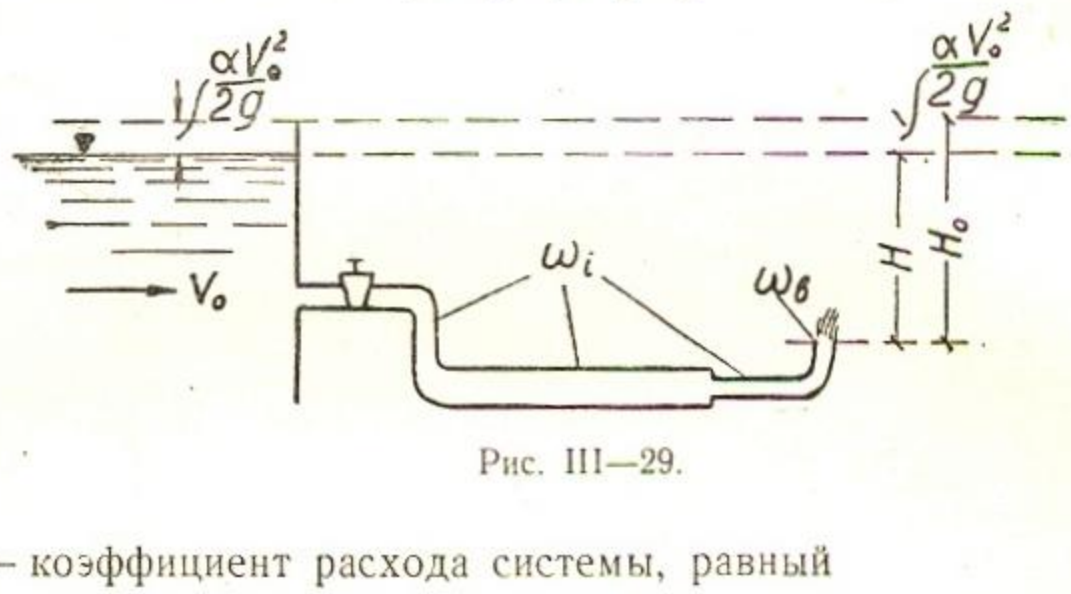


Рис. III—29.

где μ_c^1 — коэффициент расхода системы, равный

$$\mu_c = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\omega}{\omega_b}\right)^2 + \zeta_c}}, \qquad \text{(III—65)}$$

где ζ_c — коэффициент потерь в системе, отнесенный к площади ω и определяемый по формуле III—61; ω_b — площадь выходного сечения.

$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$, причем H — напор над выходным сечением; v_0 — подходная скорость в верхнем резервуаре.

2. а) Требуемую разность горизонтов z в случае истечения под уровень определяют по формуле:

$$z = \frac{Q^2}{2g\mu_c^2\omega^2} - \frac{\alpha v_0^2}{2g}. \qquad \text{(III—66)}$$

б) требуемый напор H в случае истечения в атмосферу находят по формуле:

$$H = \frac{Q^2}{2g\mu_c^2\omega^2} - \frac{\alpha v_0^2}{2g}.$$

Требуемый размер диаметра трубопровода определяют:
а) при затопленном истечении — по формуле

$$\mu_c \omega = \frac{Q}{\sqrt{2gz_0}}, \qquad \text{(III—68)}$$

б) при истечении в атмосферу — по формуле

$$\mu_c \omega = \frac{Q}{\sqrt{2gH_0}} \qquad \text{(III—69)}$$

Оба уравнения решаются подбором размеров так, чтобы левая часть равнялась известной правой.

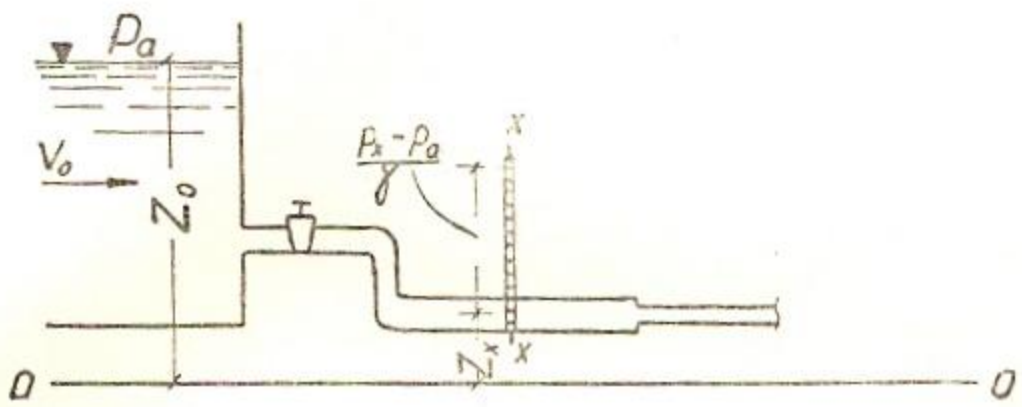


Рис. III—30.

4. Определение давления в любом сечении трубопровода (рис. III—30).

Избыточное над атмосферным давление в сечении $x-x$ трубопровода выражается формулой:

$$\frac{p_x - p_a}{\gamma} = z_0 - z_x + \frac{\alpha v_0^2}{2g} - (1 + \zeta_x') \frac{v_x^2}{2g}. \qquad \text{(III—70)}$$

где z_0 и z_x — координаты начального сечения, в котором давление равно атмосферному, и сечения $x-x$; v_0 — подходная скорость в резервуаре; v — скорость в сечении $x-x$; ζ_x' — коэффициент потерь для участка трубопровода от начального сечения до сечения $x-x$, отнесенный к площади ω_x сечения $x-x$ и равный:

$$\zeta_x' = \sum_{i=1}^{i=x} \lambda_i \frac{l_i}{4R_i} \left(\frac{\omega_x}{\omega_i}\right)^2 + \sum_{i=1}^{i=x} \zeta_i \left(\frac{\omega_x}{\omega_i}\right)^2. \qquad \text{(III—71)}$$

Отрицательное значение $\frac{p_x - p_a}{\gamma}$ свидетельствует о том, что в сечении $x-x$ имеется вакуум.

§ 3. ДЛИННЫЕ ТРУБОПРОВОДЫ

При расчете длинных трубопроводов можно не учитывать отдельно местные потери. Для этого вводят расходную характеристику K (пропускную способность, модуль расхода) и удельное сопротивление трубопровода A.

K — расход через сечение трубопровода при гидравлическом уклоне I, равном единице:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{I}}. \qquad \text{(III—72)}$$

A — потери энергии на единицу длины трубопровода при расходе в нем Q, равном единице:

$$A = \frac{1}{K^2} = \frac{I}{Q^2}. \qquad \text{(III—73)}$$

а) Простой трубопровод состоит из одной нитки труб постоянного диаметра.

Основные расчетные формулы:

$$Q = K\sqrt{I} \qquad \text{(III—72}^1\text{)}$$

$$I = \frac{h_д}{l}, \qquad \text{(III—74)}$$

где $h_д$ — потери напора, l — длина трубопровода

$$h_д = AlQ^2. \qquad \text{(III — 75)}$$

б) Трубопровод с последовательными соединениями труб разного диаметра (рис. III—31).

Общая потеря напора $h_д$ равна сумме потерь на отдельных участках

$$h_д = Q^2 \Sigma \cdot A_i \cdot l_i. \qquad \text{(III—76)}$$

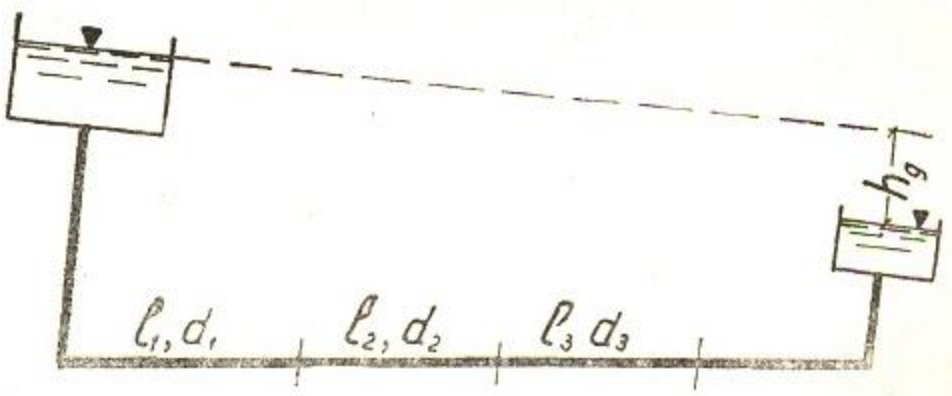


Рис. III—31.

Общий ход расчета тот же, что и при трубопроводе постоянного сечения, только вместо Al в формулу вводится $\Sigma A_i\, l_i$.

Расчет трубопроводов

в) Расчет стальных трубопроводов. Значения величин К и А, вычисленные по формуле Ф. А. Шевелева для неновых стальных труб, выпускаемых промышленностью СССР, приведены в табл. III—16, III—17, III—18. Эти таблицы даны для скорости движения воды $v \geqslant \geqslant 1{,}2$ м/сек, когда трубы работают в квадратической области сопротивления. При меньших скоростях движения воды, когда трубы работают

в переходной области сопротивления, значения удельных сопротивлений A в табл. III — 16, III — 17, III — 18 нужно умножать на коэффициент K_v, определяемый по табл. III — 19 и в этом случае:

$$h_0 = K_v\, AlQ^2 \qquad \text{(III—77)}$$

Таблица III—16

Удельные сопротивления A и расходные характеристики K для неновых стальных труб (ГОСТ 3262—55)

Диаметр условного прохода, мм	Диаметр		A (для Q, м³ сек)	A (для Q, л/сек)	K^2, л² сек²	K, л/сек	Расчетный внутренний диаметр
	наружный, мм	внутренний, мм					
8	13,5	9	225 500 000	225,5	0,004435	0,0666	8
10	17,0	12,5	32 950 000	32,95	0,03035	0,1743	11,5
15	21,25	15,75	8 809 000	8,809	0,1135	0,1065	14,75
20	26,75	21,25	1 643 000	1,643	0,6086	0,7801	20,25
25	33,50	27,0	436 700	0,4367	2,290	1,513	26,0
32	42,25	35,75	93 860	0,09386	10,654	3,263	34,75
40	48,0	41,0	44 530	0,04453	22,46	4,739	40,00
50	60,0	53,0	11 080	0,01108	90,25	9,50	52,0
70	75,5	68,0	2893	0,002893	345,7	18,59	67,0
80	88,5	80,5	1168	0,001168	856,2	29,26	79,5
100	114,0	106,0	267,4	0,0002674	1340	61,16	105
125	140,0	131,0	86,23	0,00008623	12 150	110,2	130
150	165,0	156,0	33,95	0,00003395	29 460	171,6	155

Таблица III—17

Удельные сопротивления A и расходные характеристики K неновых стальных труб

(ГОСТ 3101—46) (для Q в м³/сек)

Диаметр условного прохода, мм	Наружный диаметр, мм	A	K^2	K	Расчетный внутренний диаметр
125	146	106,2	0,009416	0,0970	125
150	168	44,95	0,2225	0,1492	147
175	194	18,96	0,5274	0,2297	173
200	219	9,273	0,1078	0,3283	198
225	245	4,822	0,2074	0,4554	224
250	273	2,583	0,3871	0,6222	252
275	299	1,535	0,6515	0,8072	278
300	325	0,9392	1,065	1,032	305
325	351	0,6088	1,643	1,282	331
350	377	0,4078	2,452	1,566	357
400	426	0,2062	4,850	2,202	406

Примечание. Таблица составлена для труб с толщиною стенок 10 мм.

При толщине стенок, отличной от 10 мм, A умножают на коэффициент K_d, значения которого даны в табл. III—20.

Таблица III—18

Удельные сопротивления A и расходные характеристики K для новых стальных труб

(ГОСТ—4015—52) (для Q в м³/сек)

Диаметр условного прохода, мм	Наружный диаметр, мм.	A	K^2	K	Расчетный внутренний диаметр, мм
400	426	0,2062	4,850	2,202	406
450	478	0,1089	9,183	3,030	458
500	529	0,06222	16,07	4,009	509
600	630	0,02384	41,95	6,477	610
700	720	0,01150	86,96	9,325	700
(750)	—	0,007975	125,4	11,20	750
800	820	0,005665	176,5	13,29	800
(850)	—	0,004110	243,3	15,60	850
900	920	0,003034	329,6	18,15	900
(950)	—	0,002274	439,8	20,97	950
1000	1020	0,001736	576,0	24,00	1000
1100	1120	0,001048	954,2	30,89	1100
1200	1220	0,0006605	1514	38,91	1200
1300	1320	0,0004322	2314	48,10	1300
1400	1420	0,0002918	3427	58,54	1400

Примечание. Таблица составлена для труб с толщиной стенок 10 мм. При толщине стенок отличной от 10 мм A умножается на коэффициент K_d, значения которого даны в табл. III—20.

Таблица III—19

Поправочные коэффициенты K_v к расчетным значениям A для новых стальных труб

v, м/сек	K_v	v, м/сек	K_v
0,20	1,41	0,65	1,10
0,25	1,33	0,70	1 085
0,30	1,28	0,75	1,07
0,35	1,24	0,80	1,06
0,40	1,20	0,85	1,05
0,45	1,175	0,90	1,04
0,50	1,15	1,00	1,03
0,55	1,13	1,10	1,015
0,60	1,115	1,20	1,00

Пример расчета трубопроводов. Определить потерю напора в стальном трубопроводе с диаметром условного прохода $d = 175$ мм длиною $l = 1500$ м при расходе $Q = 15$ л/сек. Толщина стенок трубы $\delta = 8$ мм. Расчет ведется по формуле III—76. Согласно табл. III—17 расчетный диаметр трубопровода при толщине стенок $\delta = 10$ мм будет равен $d_0 = 173$ мм, а при толщине стенок $\delta = 8$ мм расчетный диаметр d_p будет:

$$d_p = d_0 + 2(\delta_0 - \delta) = 173 + 2(10 - 8) = 177 \text{ мм}.$$

Скорость в трубопроводе $v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,015}{0,785 \cdot 0,177^2} = 0,61$ м/сек.

Так как $v = 0,61 < 1,2$ м/сек, то из табл. III—19 вводится коэффициент $K_v = 1,112$.

Значение A берется из таблицы III—17, вводя, вследствие толщины стенок меньшей 10 мм, коэффициент $K_d = 0,89$ из табл. III—20. В результате потеря напора в трубопроводе будет:

$$h_\partial = k_v \cdot k_d \cdot A \cdot l \cdot Q^2 = 1,112 \cdot 0,89 \cdot 18,96 \cdot 1500 \cdot 0,015^2 = 6,32 \text{ м}.$$

Таблица III–20

Поправочные коэффициенты K_d к значениям A для пеновых стальных труб средних и больших диаметров

Диаметр условного прохода, мм	Толщина стенок, мм										
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
125	0,61	0,66	0,72	0,78	0,85	0,92	1	1,09	1,18	1,30	1,40
150	0,63	0,70	0,76	0,81	0,87	0,93	1	1,08	1,16	1,25	1,35
175	0,70	0,74	0,79	0,83	0,89	0,94	1	1,06	1,13	1,21	1,29
200	0,73	0,77	0,81	0,85	0,90	0,95	1	1,05	1,12	1,18	1,24
225	0,76	0,79	0,83	0,87	0,91	0,95	1	1,05	1,10	1,15	1,21
250	0,78	0,81	0,85	0,88	0,92	0,96	1	1,04	1,09	1,14	1,19
275	0,80	0,83	0,86	0,89	0,93	0,96	1	1,04	1,08	1,12	1,17
300	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,97	1	1,03	1,07	1,11	1,15
325	0,83	0,85	0,88	0,91	0.94	0,97	1	1,03	1,07	1,10	1,14
350	0.84	0,86	0,89	0,92	0,95	0,97	1	1,03	1,06	1,09	1,13
400	—	0,88	0,90	0,93	0,95	0,97	1	1,03	1,05	1,08	1,11
450	—	0,89	0,91	0,93	0,95	0,98	1	1,02	1,05	1,07	1,10
500	—	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98	1	1,02	1,04	1,06	1,09
600	—	0,91	0,93	0,95	0,97	0,98	1	1,02	1,04	1,05	1,07
700	—	—	—	—	—	0,98	1	1,02	1,03	1,05	1,96
(750)	—	—	—	—	—	0,99	1	1,01	1,03	1,04	1,06
800	—	—	—	—	—	0,99	1	1,01	1,03	1,04	1,05
(850)	—	—	—	—	—	0,99	1	1,01	1,03	1,04	1,05
900	—	—	—	—	—	0,99	1	1,01	1,02	1,04	1,05
(950)	—	—	—	—	—	0,99	1	1,01	1,02	1,03	1,05
1000	—	—	—	—	—	0,99	1	1,01	1,02	1,03	1,04
1100	—	—	—	—	—	—	1	1,01	1,02	1,03	1,04
1200	—	—	—	—	—	—	1	1,01	1,02	1,03	1,04
1300	—	—	—	—	—	—	1	1,01	1,02	1,02	1,03
1400	—	—	—	—	—	—	1	1,01	1,02	1,02	1,03

Таблица III–21

Удельные сопротивления A и расходные характеристики K для бетонных и железобетонных труб (для Q в м³/сек)

Внутренний диаметр, мм	A	K^2	K
400	0,1990	5,025	2,242
500	0,06166	16,22	4,028
600	0,02367	42,25	6,500
750	0,007338	136,28	11,67
800	0,005227	191,31	13,83
1000	0,001620	617,3	24,85
1200	$0{,}6205 \cdot 10^{-3}$	1611,6	40,14
1250	$0{,}5019 \cdot 10^{-3}$	1992,4	44,64
1500	$0{,}1927 \cdot 10^{-3}$	5189,4	72,04
1750	$85{,}80 \cdot 10^{-6}$	11 655	108,0
2000	$42{,}57 \cdot 10^{-6}$	23 491	153,3
2500	$13{,}19 \cdot 10^{-6}$	75 815	275,3
3000	$5{,}065 \cdot 10^{-6}$	197 430	444,3

Таблица III—22

Удельные сопротивления A и расходные характеристики K для асбоцементных труб (ГОСТ 539—48) при $V = 1$ м сек (для Q в м³/сек)

Внутренний диаметр, мм	A	K^2	K	Внутренний диаметр, мм	A	K^2	K
50	6851	0,000146	0,0121	291	0,7341	1,36221	1,167
75	835,3	0,001197	0,0346	322	0,4342	2,3031	1,518
100	187,7	0,005328	0,07299	338	0,3376	2,9621	1,721
119	76,08	0,01314	0,1146	368	0,2171	4,6062	2,146
123	64,09	0,01560	0,1229	386	0,1695	5,8997	2,429
141	31,55	0,03170	0,1780	456	0,07138	14,0095	3,749
147	25,42	0,03934	0,1983	482	0,05351	18,688	4,329
189	6,898	0,1450	0,3808	546	0,02802	35,689	5,974
195	5,864	0,1705	0,4129	576	0,02123	47,103	6,863
235	2,227	0,4490	0,6701	672	0,009536	104,860	10,24
243	1,871	0,5345	0,7311	768	0,004770	209,64	14,48
279	0,9140	1,0941	1,046	864	0,002588	386,40	19,66
				960	0,001498	667,56	25,82

Таблица III—23

Поправочный коэффициент K к расчетным значениям A для асбоцементных труб

V, м/сек	K_v	V, м/сек	K_v
0,4	1,158	1,6	0,936
0,45	1,135	1,7	0,928
0,5	1,115	1,8	0,922
0,55	1,098	1,9	0,916
0,6	1,082	2,0	0,910
0,65	1,069	2,1	0,905
0,7	1,056	2,2	0,900
0,75	1,045	2,3	0,895
0,80	1,034	2,4	0,891
0,85	1,025	2,5	0,887
0,9	1,016	2,6	0,883
0,95	1,007	2,7	0,880
1,0	1	2,8	0,876
1,1	0,986	2,9	0,873
1,2	0,974	3,0	0,870
1,3	0,963	3,2	0,864
1,4	0,953	3,4	0,859
1,5	0,944	3,6	0,855

§ 4. ТРУБОПРОВОДЫ ИЗ ДРУГИХ МАТЕРИАЛОВ

1. Для определения потерь напора при расчете бетонных и железобетонных труб применяется формула:

$$h_l = CAlQ^2, \qquad \text{(III—78)}$$

где значение A дано в табл. (III—21), а C берется:

а) для новых монолитных (без швов и стыков) трубопроводов с очень гладкой внутренней поверхностью $C = 0{,}8$;

б) для труб с длинными звеньями и монолитных, хорошо оштукатуренных и при хорошем производстве работ $C = 0{,}92$;

в) для трубопроводов, находившихся в эксплуатации, состоящих из отдельных звеньев при удовлетворительном производстве работ $C = 1{,}1$;

г) для старых трубопроводов, состоящих из отдельных звеньев, при недостаточно тщательно выполненных стыках $C = 1{,}5$.

2. Для асбоцементных труб применяется формула:

$$h_д = K_v A l Q^2, \qquad \text{(III—79)}$$

где значение A для стандартных размеров асбоцементных труб приведено в табл. III—22 при $v = 1$ м/сек.

При скоростях отличных от $v = 1$ м/сек вводят поправочный коэффициент K_v согласно табл. III—23.

3. Гибкие пожарные рукава.

Потеря напора определяется по формуле III—75, где удельное сопротивление A для Q в л/сек для стандартных размеров рукавов берется из табл. III—24.

Таблица III—24

d мм	38	45	50	65	76
A	0,0550	0,0220	0,0125	0,00295	0,00125

Расчет бетонных, железобетонных, асбоцементных труб, а также пожарных рукавов производится так же, как и для стальных труб.

4. Для гибких прорезиненных шлангов, применяемых для всасывания и нагнетания, и армированных внутри железной проволокой, образующей спираль

при диаметре d мм	λ
25	0,091
50	0,082
75	0,065

Потери рассчитываются по формуле:

$$h_д = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}.$$

§ 5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ УДАР В НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДАХ

Гидравлическим ударом называется изменение давления в жидкости при напорном движении, вызываемое внезапным изменением скорости за весьма малый промежуток времени.

Резкие изменения скорости в трубопроводах появляются при быстром маневрировании устройствами (затворами, задвижками, направляющим аппаратом турбины, обратными клапанами), регулирующими расход в случаях мгновенного изменения режима работы трубопровода, например, при внезапной остановке насоса.

На участке трубопровода перед регулирующим устройством при его закрытии давление значительно увеличивается — положительный гидравлический удар, а за регулирующим устройством понижается — отрицательный гидравлический удар. При гидравлическом ударе в се-

чении трубопровода наблюдаются сменяющие друг друга ударные волны повышенного и пониженного давлений с постепенно затухающими амплитудами, вследствие потерь энергии на трение и деформацию стенок трубопровода, передвигающиеся по трубопроводу со скоростью распространения ударной волны C (рис. III—32).

Удар называется прямым, если время закрытия или открытия регулирующего устройства $T_з$ менее фазы удара τ_0 — времени, необходимого для пробега ударной волной удвоенной длины трубопровода — $2L$

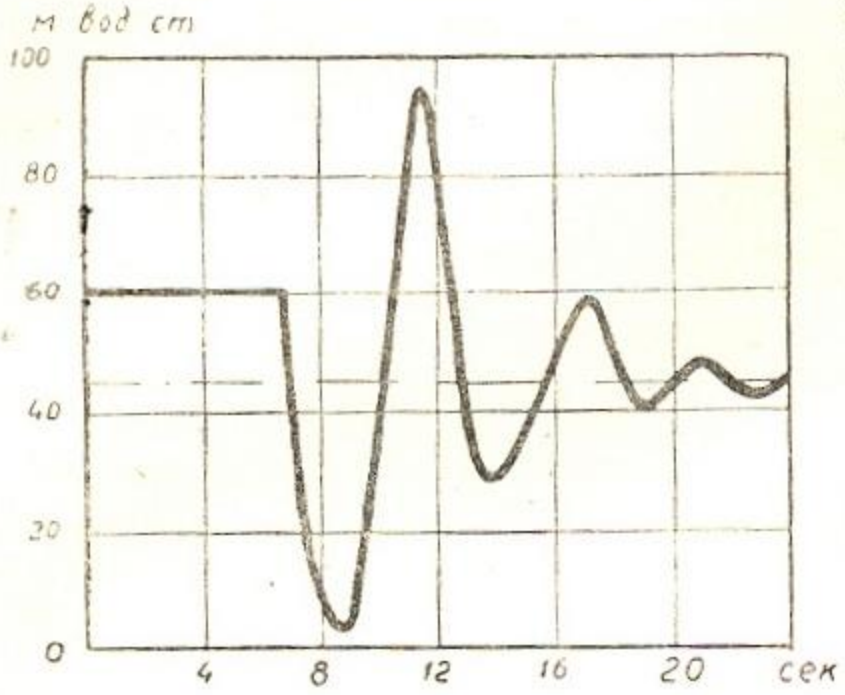


Рис. III—32.

$$T_з < \tau_0 = \frac{2L}{C}. \qquad (III-80)$$

Удар называется непрямым, если

$$T_з > \tau_0 = \frac{2L}{C}. \qquad (III-81)$$

Скорость распространения ударной волны определяется формулой Н. Е. Жуковского:

$$C = \frac{C_0}{\sqrt{1 + \frac{ED}{E\delta}}}, \qquad (III-82)$$

где $C_0 = \sqrt{\frac{gE}{\gamma}}$ — скорость звука в жидкости.

Для воды при $t°$	5°	10°	25°
C_0 м/сек	1425	1435	1457

E — модуль упругости жидкости для воды $2{,}1 \cdot 10^4$ кг/см^2;

E — модуль упругости материала стенок трубопровода, равный для стали $2{,}1 \cdot 10^6$ кг/см^2; для чугуна $1 \cdot 10^6$ кг/см^2, для бетона $2 \cdot 10^5$ кг/см^2, для асбестоцемента $2{,}16 \cdot 10^5$; D — диаметр трубопровода, δ — толщина его стенок.

Для предварительных подсчетов можно принимать $C = 1000$ м/сек. Изменение давления выражается высотою столба жидкости.

а) При прямом ударе повышение давления определяется формулой:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{C v_0}{g}, \qquad (III-83)$$

где v_0 — первоначальная скорость в трубопроводе.

При $v_0 = 1$ м/сек повышение давления при прямом положительном ударе будет

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{1 \times 1000}{10} = 100 \text{ м вод. ст.}$$

При прямом отрицательном ударе понижение давления определяется по той же формуле III—83.

б) При непрямом ударе наблюдаются сложные колебательные движения, осложняющие расчет изменения давления.

Повышение давления может быть определено приближенно по формуле проф. А. А. Морозова:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{2\sigma}{2 - \sigma} H, \qquad (III-84)$$

где H — статический напор в конце трубопровода, равный разности отметок уровня воды в напорном резервуаре и оси трубопровода у задвижки; σ — коэффициент, характеризующий трубопровод:

$$\sigma = \frac{Lv_0}{gHT_з}. \qquad \text{(III—85)}$$

Формула (III—84) дает достаточно точные результаты при малых изменениях давления и при $\sigma \leqslant 0{,}5$.

При непрямом отрицательном ударе понижение давления приближенно можно определять по формуле М. Д. Чертоусова:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{2\sigma}{1+\sigma} H, \qquad \text{(III—86)}$$

где значения σ и H такие же, как и в формуле III—84.

Более точные решения для непрямого удара можно найти в специальных руководствах.

Глава 5

РАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ

§ 1. РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ

Основные расчетные зависимости выражаются формулами:

Расход канала: $$Q = \omega C \sqrt{Ri} \qquad \text{(III—87)}$$

Скорость в канале $$v = C\sqrt{Ri} \qquad \text{(III—88)}$$

Уклон i и падение канала Δz на длине l соответственно:

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} \qquad \text{(III—89)}$$

$$\Delta z = il = \frac{lQ^2}{\omega^2 C^2 R} \qquad \text{(III—90)}$$

а при $y = 1/6$

$$i = \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}} \qquad \text{(III—90}^1\text{)}$$

Расходная характеристика (модуль расхода):

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \omega C \sqrt{R}. \qquad \text{(III—91)}$$

Скоростная характеристика (модуль скорости):

$$W = \frac{v}{\sqrt{i}} = C\sqrt{R}. \qquad \text{(III—92)}$$

§ 2. ЭЛЕМЕНТЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ КАНАЛА И ФОРМУЛЫ ДЛЯ ИХ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Форму поперечного сечения канала выбирают в зависимости от его размеров, технического назначения и условий стройки. Наиболее распространена трапецоидальная форма, рекомендуются также параболические сечения, в лотках применяются прямоугольные и полукруглые сечения.

Основными гидравлическими характеристиками поперечного сечения канала являются: площадь живого сечения ω, смоченный периметр χ, гидравлический радиус R, удельный смоченный периметр χ_0,

безразмерная величина, характеризующая гидравлические свойства формы живого сечения и равная

$$\chi_0 = \frac{\chi}{R} = \frac{\omega}{R^2} = \frac{\chi^2}{\omega}. \qquad \text{(III—93)}$$

Гидравлические свойства сечения меняются в зависимости от его формы. Особыми свойствами обладают:

1. Гидравлически наивыгоднейшая (г.н.) форма сечения, при которой при данном расходе Q и уклоне i получается наименьшая площадь живого сечения и, следовательно, наибольшая скорость. Эта форма сечения для заданной площади имеет наименьший смоченный периметр $\chi = \chi_{мин}$, наибольший гидравлический радиус $R = R_{макс}$, наименьшее значение удельного смоченного периметра $\chi = \chi_{0\,мин}$.

Чем меньше χ_0, тем при одинаковых ω, i и n живое сечение пропускает расход с большей скоростью. Сечений с $\chi_0 < \chi_{0\,мин}$ быть не может.

2. Гидравлически устойчивая (г.у.) форма сечения, при которой поток не имеет стремления делиться на отдельные рукава; ширина такого потока наиболее допустима при заданных условиях для движения его одним руслом.

При гидравлически устойчивом сечении χ_0 имеет наибольшее допустимое для данных условий значение $\chi_0 = \chi_{0\,макс}$, практически берется не более 15—20, и меньше — для малых откосов.

а) Трапецоидальное сечение.

Форма трапецоидального сечения характеризуется коэффициентом откоса $m = \operatorname{ctg}\theta$ (рис. III—33) и отношением $\beta = \frac{b}{h}$, где b — ширина по дну живого сечения и h — его наполнение (глубина)

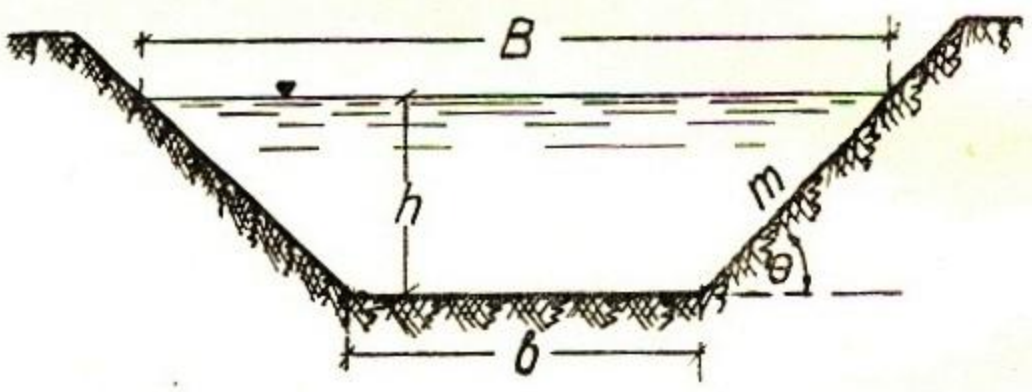


Рис. III—33.

Таблица III—25

Значения m, θ, m' и $2m'$ для трапецоидального сечения

m	θ	m'	$2m'$	m	θ	m'	$2m'$
0	90°	1	2	1,75	29°45′	2,016	4,031
0,1	84°17′	1,005	2,010	2,0	26°34′	2,236	4,472
0,25	75°58′	1,031	2,062	2,25	23°58′	2,462	4,924
0,50	63°26′	1,118	2,236	2,50	21°48′	2,693	5,385
0,75	53°08′	1,250	2,500	2,75	19°59′	2,926	5,852
1,0	45°00′	1,414	2,828	3,00	18°26′	3,162	6,325
1,25	38°40′	1,601	3,202	3,5	15°57′	3,640	7,280
1,50	33°41′	1,803	3,606	4,0	14°02′	4,123	8,246

Рис. III—34.

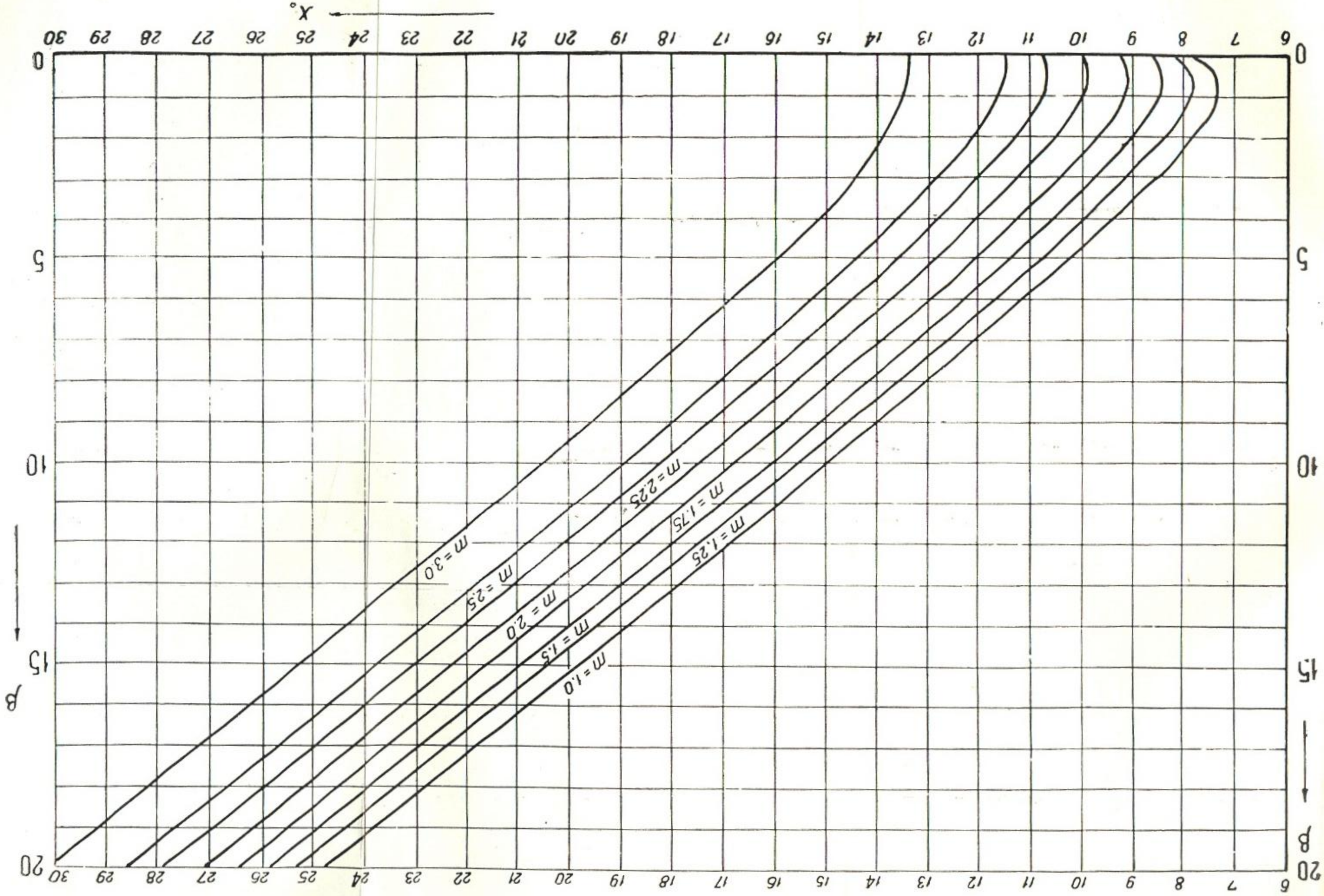


Таблица III—26

Значение R_e для прямоугольных, треугольных и трапецоидальных сечений

β	$\frac{1}{\beta}$	R_e при $m =$						
		0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
0	∞	0,000	0,224	0,355	0,416	0,447	0,464	0,474
0,25	4,00	0,111	0,302	0,406	0,454	0,476	0,487	0,494
0,50	2,00	0,200	0,366	0,452	0,487	0,503	0,510	0,513
0,75	1,33	0,273	0,418	0,489	0,517	0,526	0,528	0,530
1,00	1,00	0,333	0,464	0,524	0,543	0,548	0,548	0,546
1,25	0,80	0,385	0,502	0,551	0,566	0,568	0,564	0,561
1,50	0,67	0,428	0,535	0,578	0,588	0,585	0,579	0,575
1,75	0,57	0,467	0,564	0,600	0,607	0,603	0,594	0,588
2,00	0,50	0,500	0,590	0,623	0,624	0,618	0,610	0,600
2,50	0,40	0,556	0,633	0,657	0,656	0,645	0,633	0,623
3,00	0,33	0,600	0,668	0,688	0,681	0,669	0,656	0,643
4,00	0,25	0,667	0,722	0,734	0,723	0,708	0,692	0,678
5,00	0,20	0,714	0,760	0,768	0,755	0,739	0,722	0,706
6,00	0,17	0,750	0,789	0,793	0,781	0,764	0,746	0,730
8,00	0,125	0,800	0,830	0,831	0,819	0,822	0,784	0,769
10,00	0,10	0,834	0,858	0,858	0,845	0,809	0,813	0,796
12,00	0,08	0,858	0,878	0,877	0,865	0,850	0,834	0,819
15,00	0,07	0,882	0,899	0,898	0,886	0,873	0,859	0,844
20,00	0,05	0,910	0,922	0,920	0,910	0,899	0,887	0,874

Для трапецоидального сечения:

$\omega = (b + mh)\,h$; $\omega(\beta + m)\,h^2 = \omega_h\,h^2$, где

$\omega_h = \beta + m$ или

$\omega = \frac{\beta + m}{\beta^2}\,b^2 = \omega_b\,b^2$, где $\omega_b = \frac{\beta + m}{\beta^2}$

$B = b + 2mh$; $B = (\beta + 2m)\,h$;

$\chi = b + 2m'h$; $\chi = (\beta + 2m')\,h$; $\chi = \frac{\beta + 2m'}{\beta}\,b$,

где m — второй коэффициент откоса, его значение дано в таблице III—25

$$R = \frac{\beta + m}{\beta + 2m'}\,h = R_e\,h; \qquad \chi_0 = \frac{(\beta + 2m')^2}{\beta + m}.$$

Значение R_e дано в табл. III—26 и $\chi_0 = \varphi(\beta, m)$ для различных значений β и m представлено на рис. III—34.

Для гидравлически наивыгоднейшего трапецоидального сечения:

$$\beta_{гн} = 2(m' - m); \quad \chi_{огн} = \chi_{о\,мин} = 4(2m' - m);$$

при этом

$$\omega_{гн} = (2m' - m)\,h^2; \quad \chi_{гн} = 2(2m' - m).$$

$$R_{гн} = 0{,}5h$$

Для гидравлически устойчивого сечения:

$$\beta_{гу} = \beta_{гн} + \frac{2m' - m}{y}; \quad \chi_{огу} = \frac{(1 + 2y)^2}{y(1 + y)}(2m' - m).$$

при $y = 1/6$

$$\beta_{гну} \approx \beta_{гн} + 6(2m' - m). \quad \chi_{огу} = 9{,}14(2m' - m) \approx 2{,}3\chi_{огн}$$

Значения $2m' - m$, $\beta_{гн}$, $\chi_{огн}$, $\beta_{гу}$ и $\chi_{огу}$ при $y = 1/6$ приведены в таблице III—27.

Таблица III—27

Значения $2m' - m$, $\beta_{гн}$, $\chi_{огн}$, $\beta_{гу}$, $\chi_{огу}$ для трапецоидального сечения

m	$2m' - m$	$\beta_{гн}$	$\beta_{гу}$	$\chi_{огн}$	$\chi_{огу}$	Примечание
0	2,000	2,000	14,0	8,00	18,29	$\beta_{гу}$ и $\chi_{огу}$ даны при $y = 1/6$
0,10	1,910	1,810	13 27	7,64	17,46	
0,25	1,812	1,562	12,43	7,25	16,57	
0,50	1,736	1,236	11,65	6,94	15,87	
0,75	1,750	1,000	11,50	7,00	16,00	
1,00	1,828	0,828	11,80	7,31	16,71	
1,25	1,952	0,702	12,41	7,81	17,85	
1,50	2,106	0,606	13,24	8,42	19,25	
1,75	2,281	0,531	14,22	9,13	20,85	
2,00	2,472	0,472	15,31	9,89	22,60	
2,25	2,674	0,424	16,47	10,70	24,45	
2,50	2,885	0,385	17,69	11,54	26,38	
2,75	3,102	0,352	18,96	12,41	28,36	
3,00	3,325	0,325	20,27	13,30	30,40	
3,50	3,780	0,280	22,96	15,12	34,56	
4,00	4,246	0,246	25,48	16,98	38,32	

б) Для прямоугольного сечения (рис. III—35)

$$\omega = bh \text{ или } \omega = \beta h^2;\ \chi = b + 2h \text{ или } \chi = (\beta + 2)\,h$$

$$B = b;\quad R = \frac{\beta}{\beta + 2}\,h;\quad \gamma_0 = \frac{(\beta + 2)^2}{\beta};\quad \beta_{гн} = 2$$

$$\chi_{огн} = 8;\ R_{гн} = 0{,}5\,h,\ \text{при}\ y = 1/6\ \beta_{гу} = 14,\ \chi_{огу} = 18{,}3.$$

в) Для круглого сечения с радиусом R и внутренним углом φ (рис. III—8) в дополнение к ранее приведенным формулам (III—26—III—29)

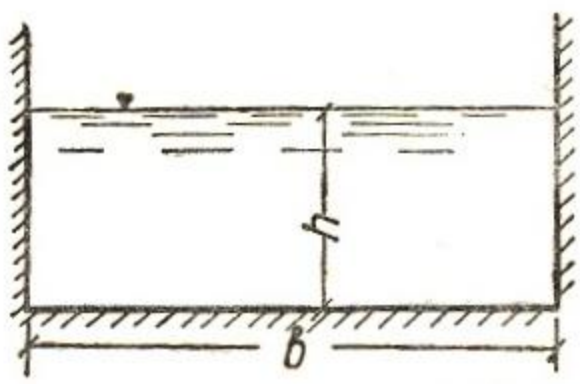


Рис. III—35.

дается табл. III—28 значений относительных величин $\frac{\chi}{D}$, $\frac{R}{D}$, $\frac{\omega}{D^2}$ и x_0 в зависимости от относительного наполнения $\frac{h}{D}$.

Таблица III—28

Относительные величины χ, R, ω, Qv, χ_0 при различных относительных глубинах наполнения $\frac{h}{D}$ для круглых труб

$\frac{h}{D}$	$\frac{\chi}{D}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{\omega}{D^2}$	χ_0	$\frac{v}{v_0}$	$\frac{Q}{Q_0}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{\chi}{D}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{\omega}{D^2}$	χ_0	$\frac{v}{v_0}$	$\frac{Q}{Q_0}$
0,05	0,453	0,032	0,015	14,6	0,027	0,005	0,55	1,70	0,268	0,455	6,34	1,01	,58
0,10	,644	0,063	0,041	10,2	0,43	0,023	0,60	1,77	0,278	0,493	6,37	1,06	0,66
0,125							0,625						
(1/8)	0,720	0,078	0,057	9,37	0,49	0,035	(5/8)	1,82	0,283	0,516	6,42	1,08	0,71
0,15	0,797	0,093	0,074	8,56	0,56	0,052	0,65	1,87	0,288	0,540	6,52	1,08	0,75
0,20	0,927	0,121	0,112	7,65	0,64	0,09	0,667						
0,25							(2/3)	1,91	0,292	0,559	6,55	1,09	0,78
(1/4)	1,047	0,147	0,153	7,12	0,73	0,14	0,70	1,98	0,296	0,587	6,71	1,11	0,83
0,30	1,159	0,171	0,198	6,78	0,80	0,20	0,75						
0,33							(3/4)	2,04	0,300	0,631	6,98	1,11	0,90
(1/3)	1,221	0,185	0,226	6,61	0,84	0,24	0,80	2,21	0,304	0,678	7,28	1,12	0,96
0,35	1,268	0,193	0,245	6,57	0,86	0,27	0,813	2,25	0,3043	0,684	7,39	1,124	0,961
0,375							0,85	2,34	0,303	0,711	7,74	1,12	0,99
(3/8)	1,317	0,204	0,269	6,48	0,89	0,30	0,875						
0,40	1,370	0,214	0,293	6,39	0,92	0,34	(7/8)	2,42	0,301	0,728	8,01	1,11	1,03
0,45	1,47	0,233	0,343	6,32	0,96	0,42	0,90	2,50	0,298	0,744	8,32	1,10	1,04
0,50							0,95	2,69	0,286	0,770	9,40	1,07	1,05
(1/2)	1,57	0,250	0,392	6,28	1,00	0,50	1,0	3,14	0,250	0,785	12,57	1,00	1,00

Q_0 — расход и v_0 — скорость при полном наполнении.

§ 3. КОЭФФИЦИЕНТ ОТКОСА — m

Коэффициент откоса m в каналах выбирают по условиям устойчивости откоса, в зависимости от геотехнических и гидрогеологических условий, общей глубины канала и глубины воды в нем, а также от условий производства работ и принятого способа укрепления откоса. Так, в выемках до 5 м и глубине наполнения канала до 3 м или при превышении нормального горизонта воды в канале над поверхностью земли не более, чем на 0,2 м — величина коэффициента откоса m в каналах трапецоидального профиля принимается без расчета по табл. III—29* (в выемке).

Если нормальный горизонт воды в канале превышает поверхность земли более, чем на 0,2 м или высота дамб не более 3 м, то минимальное заложение откосов принимается также без расчета по табл. III—29 (в насыпи).

При выемках более 5 м, глубинах воды более 3 м, высоте дамб более 3 м — заложение откосов принимается по соответствующим расчетам.

Таблица III—29

Коэффициенты откоса *m* сечения канала в выемке

Грунт	Оросительные каналы, наполнение, *м*			Водосборно-сбросные каналы
	< 1	1—2	2—3	
Галечник слабо сцементированный	1,00	1,00	1,00	—
Галечник и гравий с песком .	1,25	1,50	1,50	1,00
Глина, суглинок тяжелый и средний	1,00	1,00	1,25	1,00
Суглинок легкий	1,25	1,25	1,50	1,25
Супесь	1,50	1,50	1,75	1,50
Песок	1,75	2,00	2,25	1,75

в насыпи

Грунт	Расход воды в канале, м³/сек			
	> 10	10 — 2	2—0,5	< 0,5
Глина, суглинок тяжелый и средний	1,25	1,00	1,00	1,00
Суглинок средний	1,50	1,25	1,25	1,00
Супесь	1,75	1,50	1,50	1,25
Песок	2,25	2,00	1,75	1,50

§ 4. КОЭФФИЦИЕНТ ШЕРОХОВАТОСТИ — *n*

При расчете каналов большое значение имеет правильный выбор коэффициента шероховатости, так как пропускаемый при заданной площади сечения расход обратно пропорционален коэффициенту шероховатости, а требуемый уклон прямо пропорционален квадрату коэффициента шероховатости. Значения коэффициентов шероховатости для оросительных каналов приведены в гл. 8 раздела V (табл. V—37).

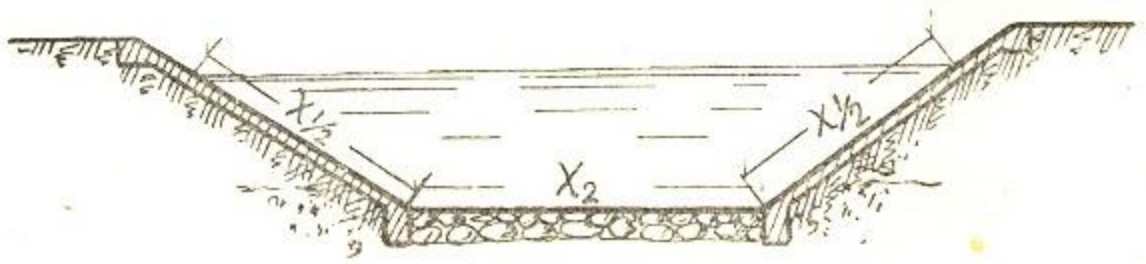


Рис. III—36.

Для каналов с неоднородной шероховатостью русла (рис. III—36) осредненный для всего профиля коэффициент шероховатости определяют по формуле акад. Н. Н. Павловского

$$n_p = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2}}, \qquad \text{(III—94)}$$

где χ_1 — длина части смоченного периметра с коэффициентом шероховатости n_1; χ_2 — длина части смоченного периметра с коэффициентом шероховатости n_2.

§ 5. ДОПУСКАЕМЫЕ СКОРОСТИ НА РАЗМЫВ И ЗАИЛЕНИЕ СЕЧЕНИЙ КАНАЛОВ

Сечение канала не должно размываться и заиляться. Для этого средняя скорость в нем v должна быть меньше скорости допускаемой на размыв v_p и больше допускаемой на заиление $v_з$, то есть должно быть выполнено неравенство

$$v_p > v > v_з.$$

Допускаемые скорости на размыв и заиление следует определять на основании исследований каналов, находящихся в аналогичных условиях и в случае отсутствия таких данных пользоваться формулами, рекомендуемыми техническими условиями и нормами (см. гл. 8 раздела V „Проектирование поперечного сечения оросительных каналов").

Допускаемая скорость на размыв определяется по формуле общего вида:

$$v_p = kv_0 R^{\alpha}, \qquad (III-95)$$

где v_0 — предельное значение неразмывающей скорости при $R = 1$ м, α — показатель степени, учитывающий влияние R, может быть принят в среднем равным $^1/_3$.

R — коэффициент, вводимый в формулу при содержании в воде канала более 0,1 кг/м³ глинистых частиц и наличия пленки ила, покрывающего его русло.

Для предварительного определения v_p при отсутствии данных о гидравлических элементах канала можно пользоваться формулой С. А. Гиршкана

$$v_p = KQ^{0,1}. \qquad (III-96)$$

Неразмывающую скорость для каналов в земляном русле, скальных грунтах или с креплением русла, а также значения „К" находят по соответствующим таблицам главы 8 раздела V (табл. 38—40).

Транспортирующую способность канала ς (кг/м³) и незаиляющую скорость в нем определяют по формуле Е. А. Замарина

$$\varsigma = \frac{700v}{w_0}\sqrt{\frac{vR_i}{w}}, \qquad (III-97)$$

где v — скорость в м/сек, i — уклон, R_i — гидравлический радиус в м,
w — средневзвешенная гидравлическая крупность наносов,
$w_0 = w$, если $w > 2$ мм/сек и $w_0 = 2$ мм/сек, если $w < 2$ мм/сек.
Допускаемую скорость на заиление вычисляют по формуле:

$$v_з = \frac{A}{\sqrt[3]{R_i}},$$

где коэффициент $A = 0{,}0127 \sqrt[3]{\rho^2 W_0^2 w}$, (III—99)
или может быть определен по номограмме рис. III—37.

Формула получена для $Q = 0{,}2 \div 150$ м³/сек; $v > 0{,}3$ м³/сек; $\rho < 5$ кг/м³, $\bar{w} < 10$ мм/сек.

Средневзвешенную гидравлическую крупность наносов $\bar{w}$ определяют по формуле:

$$\bar{w} = \frac{\sum p_i w_i}{100}, \qquad \text{(III—100)}$$

где w_i — гидравлическая крупность фракции; p_i — количество наносов данной фракции, выраженное в процентах.

Гидравлическую крупность фракции находят по формуле А. Н. Гостунского:

$$w_i = \frac{w_1 - 3w_2}{4}, \qquad \text{(III—101)}$$

где w_1 и w_2 — соответственно наибольшее и наименьшее предельные значения гидравлической крупности, характеризующие данную фракцию.

Гидравлическая крупность w в зависимости от диаметра дана в табл. III—30.

Таблица III—30

d, мм	w, мм/сек	d, мм	w, мм/сек	d, мм	w, мм/сек	d, мм	w, мм/сек
0,005	0,0173	0,07	3,39	0,20	21,60	0,5	54,0
0,01	0,0692	0,08	4,43	0,225	24,30	0,6	64,8
0,02	0,277	0,09	5,61	0,25	27,00	0,7	73,2
0,03	0,623	0,10	6,92	0,275	29,70	0,8	80,7
0,04	1,11	0,125	10,81	0,30	32,40	0,9	87,5
0,05	1,78	0,150	15,60	0,35	37,80	1,0	94,4
0,06	2,49	0,175	18,90	0,40	43,20		

Величину незаиляющей скорости $v_з$ приближенно определяют также по формуле С. А. Гиршкана:

$$v_з = A_Г Q^{0,2}, \qquad \text{(III—102)}$$

где $A_Г$ — коэффициент, равный: 0,33, если $\bar{w} < 1{,}5$ мм/сек
0,44, если $\bar{w} = 1{,}5 \div 3{,}5$ мм/сек
0,55, если $\bar{w} > 3{,}5$ мм/сек,

где $\bar{w}$ — средневзвешенная гидравлическая крупность наносов.

В водохозяйственных организациях Средней Азии для определения заиляющей скорости применяется также формула:

$$v_з = aR^{0,5}, \qquad \text{(III—103)}$$

где значение a в зависимости от крупности наносов принимают в следующих пределах:

наносы	a, м/сек	$\bar{w}$, мм/сек
Крупные песчано-глинистые . . .	0,65—0,77	2,6—3,5
Средние	0,58—0,64	2,2—2,6
Мелкие	0,41—0,45	1,1—1,4
Очень мелкие	0,37—0,41	0,8—1,1

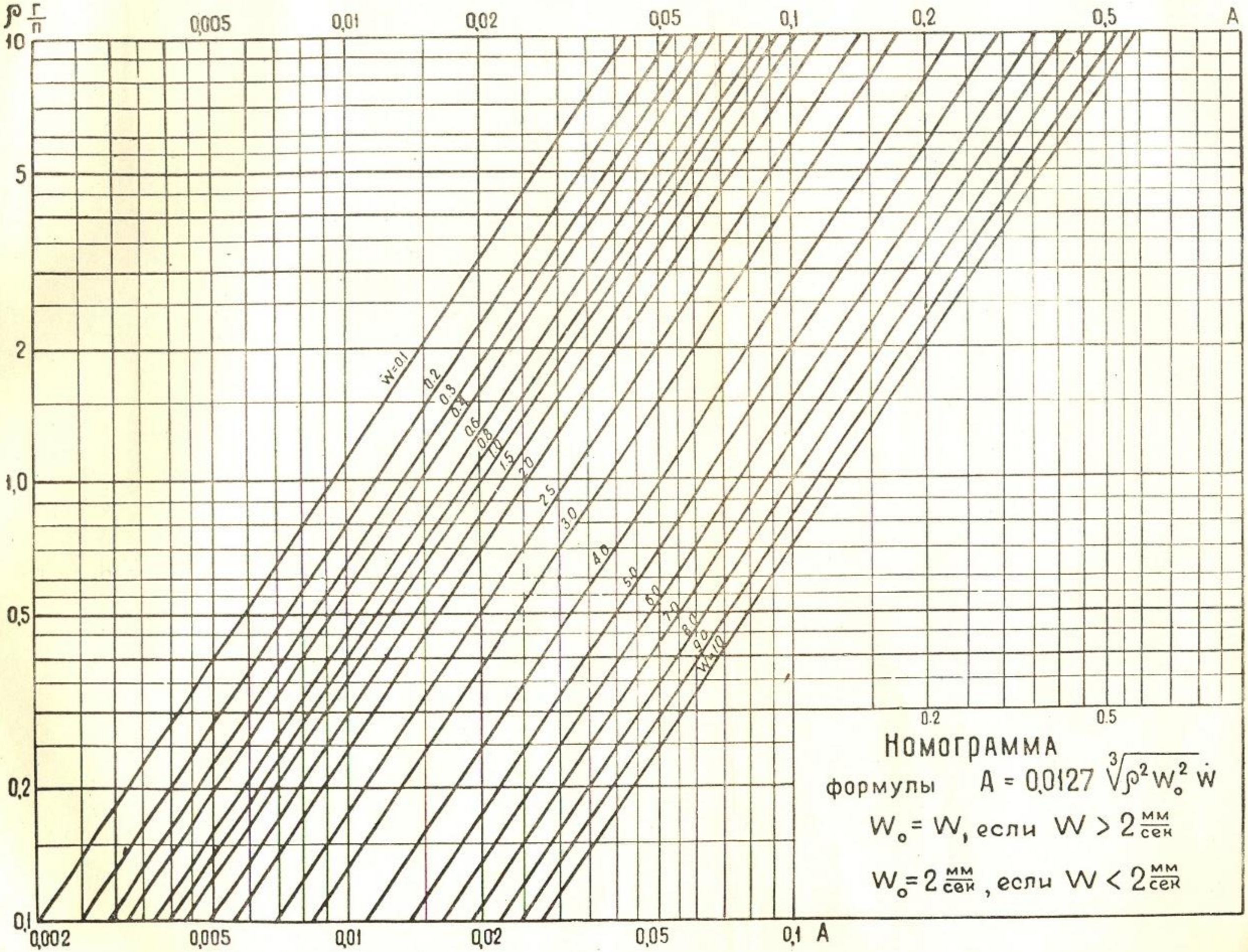

ρ r/n
0,005
0,01
0,02
0,05
0,1
0,2
0,5
A
10
5
2
1,0
0,5
0,2
0,1
W=0,1
0,2
0,3
0,4
0,6
0,8
1,0
1,5
2,0
2,5
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
W=10
0,002
0,005
0,01
0,02
0,05
0,1 A
0.2
0.5
Номограмма
формулы $A = 0{,}0127 \sqrt[3]{\rho^2 W_o^2 \dot{w}}$
$W_o = W$, если $W > 2 \frac{мм}{сек}$
$W_o = 2 \frac{мм}{сек}$, если $W < 2 \frac{мм}{сек}$

Рис. III — 37.

Таблица III—31

Значение коэффициента С по полной формуле Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y,$$

где

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\ (\sqrt{n} - 0{,}1)$$

R/n	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,017	0,018	0,020	0,0225	0,0250	0,0275	0,030	0,035	0,040
0,05	61,3	54,5	48,7	43,8	31,7	33,2	30,61	26,1	21,91	18,6	16,00	13,9	10,9	8,7
0,06	62,8	55,9	50,1	45,2	41,00	34,4	31,74	27,2	22,90	19,5	16,9	14,7	11,5	9,3
0,07	64,1	57,1	51,3	46,3	42,10	35,5	32,81	28,2	23,80	20,4	17,6	15,5	12,2	9,9
0,08	65,2	58,2	52,4	47,4	43,10	36,4	33,69	29,0	24,5	21,1	18,3	16,1	12,8	10,3
0,10	67,2	60,2	54,3	49,3	45,0	38,1	35,3	30,6	26,0	22,4	19,6	17,3	13,8	11,2
0,12	68,8	61,8	55,8	50,8	46,5	39,5	36,6	32,6	27,2	23,5	20,7	18,3	14,7	12,1
0,14	70,3	63,1	57,2	52,1	47,7	40,7	37,8	33,0	28,2	24,5	21,6	19,1	15,4	12,8
0,16	71,5	64,4	58,4	53,2	48,9	41,8	38,9	34,0	29,2	25,4	22,4	19,9	16,1	13,4
0,18	72,6	65,5	59,5	54,3	49,9	42,7	39,8	34,8	30,0	26,2	23,1	20,6	16,8	14,0
0,20	73,7	66,5	60,4	55,2	50,8	43,6	40,7	35,7	30,8	29,9	23,8	21,3	17,4	14,5
0,22	74,6	67,4	61,3	56,1	51,7	44,4	41,4	36,4	31,5	27,6	24,5	21,9	17,9	15,0
0,24	75,5	68,2	62,1	56,9	52,5	45,2	42,2	37,1	32,2	28,2	25,1	22,5	18,5	15,5
0,26	76,3	69,0	62,9	57,7	53,2	45,9	42,9	37,8	32,8	28,8	25,6	23,0	18,9	16,0
0,28	77,0	69,7	63,6	58,4	53,9	46,5	43,5	38,4	33,4	29,4	26,2	23,5	19,4	16,4
0,30	77,7	70,4	64,3	59,1	54,5	47,2	44,1	39,0	33,9	29,9	26,7	24,0	19,9	16,8
0,32	78,3	71,1	65,0	59,7	55,1	47,8	44,7	39,5	34,4	30,3	27,1	24,4	20,3	17,2
0,34	79,0	71,8	65,7	60,3	55,7	48,3	45,2	40,0	34,9	30,8	27,6	24,9	20,7	17,6
0,36	79,6	72,4	66,1	60,9	56,2	48,8	45,7	40,5	35,4	31,3	28,0	25,3	21,1	17,9
0,38	80,1	72,9	66,7	61,4	56,7	49,3	46,2	41,0	35,9	31,7	28,4	25,6	21,4	18,3
0,40	80,7	73,4	67,2	61,9	57,2	49,8	46,7	41,5	36,3	32,2	28,8	26,0	21,8	18,6
0,42	81,3	73,9	67,7	62,4	57,7	50,2	47,2	41,9	36,7	32,6	29,2	26,4	22,1	18,9
0,44	81,8	74,4	68,2	62,9	58,2	50,7	47,6	42,3	37,1	32,9	29,6	26,7	22,4	19,2
0,46	82,3	74,8	68,6	63,3	58,6	51,1	48,0	42,7	37,5	33,3	29,9	27,1	22,8	19,5

Продолжение таблицы

R/n	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,017	0,018	0,020	0,0225	0,0250	0,0275	0,030	0,035	0,040
0,48	82,7	75,3	69,1	63,7	59,1	51,5	48,4	43,1	37,8	33,6	30,2	27,4	23,1	19,8
0,50	83,1	75,7	69,5	64,1	59,5	51,9	48,8	43,5	38,2	34,0	30,6	27,8	23,4	20,1
0,55	84,1	76,7	70,4	65,1	60,5	52,8	49,7	44,4	39,0	34,8	31,4	28,5	24,0	20,7
0,60	85,0	77,6	71,4	66,0	61,8	53,7	50,5	45,2	39,8	35,5	32,0	29,2	24,7	21,3
0,65	86,0	78,5	72,2	66,8	62,2	54,5	51,3	45,9	40,5	36,2	32,7	29,8	25,3	21,9
0,70	86,8	79,4	73,0	67,6	62,9	55,2	52,0	46,6	41,2	36,9	33,4	30,4	25,8	22,4
0,75	87,5	80,2	73,8	68,4	63,6	55,9	52,7	47,3	41,8	37,5	34,0	31,0	26,3	22,9
0,80	88,3	80,9	74,5	69,0	64,3	56,5	53,3	47,9	42,4	38,0	34,5	31,5	26,9	23,4
0,85	89,0	81,6	75,2	69,7	64,9	57,2	53,9	48,4	43,0	38,6	35,0	32,0	27,2	23,8
0,90	89,7	82,2	75,8	70,3	65,5	57,8	54,5	48,8	43,5	38,9	35,5	32,5	27,8	24,1
0,95	90,3	82,8	76,4	70,9	66,1	58,3	55,1	49,5	43,9	39,5	35,9	32,9	28,2	24,6
1,00	90,9	83,3	76,9	71,4	66,7	58,8	55,6	50,0	44,4	40,0	36,4	33,3	28,6	25,0
1,10	92,0	84,4	78,0	72,5	67,7	59,8	56,5	50,9	45,3	40,9	37,2	34,1	29,3	25,7
1,20	93,1	85,4	79,0	75,4	68,6	60,7	57,4	51,8	46,1	41,6	38,0	34,8	30,9	26,3
1,30	94,0	86,3	79,9	74,3	69,5	61,5	58,2	52,5	46,9	42,3	38,7	35,5	30,6	26,9
1,40	94,8	87,1	80,7	75,1	70,3	62,2	58,9	53,2	47,5	43,0	39,3	36,1	31,1	27,5
1,50	95,7	88,0	81,5	75,9	71,0	62,9	59,6	53,9	48,2	43,6	39,9	36,7	31,7	28,0
1,60	96,5	88,7	82,2	76,5	71,7	63,6	60,3	54,5	48,7	44,1	40,4	37,2	32,2	28,5
1,70	97,3	89,5	82,9	77,2	72,4	64,3	60,9	55,1	49,3	44,7	40,9	37,7	32,7	28,9
1,80	98,0	90,1	83,5	77,8	73,0	64,8	61,5	55,6	49,8	45,1	41,4	38,1	33,0	29,3
1,90	98,6	90,8	84,2	78,4	73,6	65,4	62,0	56,1	50,3	45,6	41,8	38,5	33,4	29,7
2,00	99,3	91,4	84,8	79,1	74,1	65,9	62,5	56,6	50,8	46,0	42,2	38,9	33,8	30,0
2,20	100,4	92,4	85,9	80,0	75,0	66,8	63,3	57,4	51,6	46,8	43,0	39,6	34,4	30,7
2,40	101,5	93,5	86,9	81,0	75,9	67,7	64,1	58,3	52,3	47,5	43,7	40,3	35,1	31,2
2,60	102,5	94,5	88,1	81,9	76,8	68,4	64,9	59,0	53,0	48,2	44,2	40,9	35,6	31,7
2,80	103,5	95,3	88,7	82,7	77,6	69,1	65,6	59,7	53,6	48,7	44,8	41,4	36,1	32,1
3,00	104,4	96,2	89,4	83,4	78,4	69,8	66,3	60,3	54,1	49,3	45,2	41,9	36,6	32,5
3,20	105,2	96,9	90,1	84,1	79,0	70,4	66,9	60,8	54,6	49,7	45,7	42,3	36,9	32,9

Продолжение таблицы

R/n	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,017	0,018	0,020	0,0225	0,0250	0,0275	0,030	0,035	0,040
3,40	106,0	97,6	90,8	84,8	79,6	71,0	67,4	61,3	55,1	50,1	46,1	42,6	37,2	33,2
3,60	106,7	98,3	91,5	85,4	80,2	71,5	67,9	61,7	55,5	50,5	46,4	43,0	37,5	33,5
3,80	107,4	99,0	92,1	85,9	80,7	72,0	68,4	62,1	55,8	50,8	46,8	43,3	37,8	33,7
4,00	108,1	99,7	92,6	86,5	81,2	72,5	68,8	62,5	56,2	51,2	47,0	43,6	38,1	33,9
4,20	108,7	100,1	93,2	86,9	81,7	72,8	69,2	62,9	56,5	51,4	47,3	43,8	38,3	34,1
4,40	109,2	100,6	93,6	87,4	82,1	73,2	69,6	63,2	56,8	51,6	47,5	44,0	38,4	34,3
4,60	109,8	101,0	94,2	87,8	82,5	73,5	69,9	63,6	57,0	51,8	47,8	44,2	38,6	34,4
4,80	110,4	101,5	94,6	88,3	82,9	73,9	70,2	63,9	57,3	52,1	48,0	44,4	38,7	34,5
5,00	111,0	102,4	95,1	88,8	83,3	74,3	70,5	64,1	57,6	52,4	48,1	44,6	38,9	34,6
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,017	0,018	0,020	0,0225	0,0250	0,0275	0,030	0,035	0,040

§ 6. СКОРОСТНОЙ МНОЖИТЕЛЬ

Для определения скоростного множителя C (коэффициент Шези) техническими условиями по проектированию каналов оросительных систем рекомендуется пользоваться формулой Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y, \qquad \text{(III—104)}$$

где n — коэффициент шероховатости

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\,(\sqrt{n} - 0{,}1). \qquad \text{(III—47)}$$

Значение C по формуле (III—104) приведены в табл. III—31.

На практике чаще употребляется формула Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}. \qquad \text{(III—105)}$$

Значение C по этой формуле приведены в табл. III—32.

По формуле Маннинга составлены наиболее распространенные пособия, применяемые при расчете каналов.

Как показали исследования, при определении размеров сечения каналов, при пользовании формулой Маннинга в сравнении с формулой Павловского расхождения (в сторону преуменьшения размеров сечения) получаются свыше 5% только при расчете малых каналов ($Q < 0{,}3$ м³/сек) с большой шероховатостью. Для крупных каналов ($Q > 1{,}5$ м³/сек) разница в значениях по обеим формулам не превышает 2%. Поэтому практически при определении размеров сечения каналов можно пользоваться формулой Маннинга и пособиями, основанными на ней.

При определении других гидравлических элементов (v, Q, i) расхождение в результатах вычислений по этим формулам более значительно.

Таблица III—32

Значение коэффициента C по формуле Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Гидравлический радиус R, м	Коэффициент шероховатости n							
	0,010	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,05	60,7	45,7	35,2	30,4	24,3	20,2	17,6	15,2
0,06	62,6	48,2	36,3	31,3	25,0	20,9	18,2	15,6
0,07	64,2	49,4	37,2	32,1	25,7	21,4	18,6	16,0
0,08	65,6	50,5	38,0	32,8	26,2	21,9	19,0	16,4
0,10	68,1	52,4	39,5	34,0	27,2	22,7	19,7	17,0
0,12	70,2	54,1	40,7	35,1	28,1	23,4	20,4	17,5
0,14	72,1	55,6	41,8	36,0	28,8	24,0	20,9	18,0
0,16	73,6	56,7	42,7	36,8	29,4	24,5	21,3	18,4
0,18	75,2	57,9	43,6	37,6	30,1	25,1	21,8	18,8
0,20	76,5	58,9	44,4	38,2	30,6	25,5	22,2	19,1
0,22	77,7	59,8	45,1	38,8	31,1	25,9	22,5	19,4
0,24	78,8	60,7	45,7	39,4	31,5	26,3	22,9	19,7

Гидравлический радиус R, м	Коэффициент шероховатости n							
	0,010	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,26	79,9	61,5	46,3	39,9	32,0	26,6	23,2	20,0
0,28	80,9	62,3	46,9	40,4	32,4	27,0	23,5	20,2
0,30	81,8	63,0	47,5	40,9	32,7	27,3	23,7	20,4
0,35	83,9	64,6	48,7	42,0	33,6	28,0	24,3	21,0
0,40	85,8	66,1	49,8	42,9	34,3	28,6	24,9	21,4
0,45	87,5	67,4	50,7	43,8	35,0	29,2	25,4	21,9
0,50	89,1	68,6	51,7	44,6	35,6	29,7	25,8	22,3
0,55	90,5	69,7	52,5	45,3	36,2	30,2	26,2	22,6
0,60	91,8	70,7	53,2	45,9	36,7	30,6	26,6	22,9
0,65	93,1	71,7	54,0	46,6	37,2	31,0	27,0	23,3
0,70	94,2	72,5	54,6	47,1	37,7	31,4	27,3	23,6
0,80	96,4	74,2	55,9	48,2	38,6	32,1	28,0	24,1
0,90	98,3	75,7	57,0	49,1	39,3	32,8	28,5	24,6
1,00	100,0	77,0	58,0	50,0	40,0	33,3	29,0	25,0
1,10	101,6	78,2	58,9	50,8	40,6	33,9	29,5	25,4
1,20	103,1	79,4	59,8	51,5	41,2	34,4	29,9	25,8
1,30	104,5	80,5	60,6	52,2	41,8	34,8	30,3	26,1
1,50	107,0	82,4	62,1	53,5	42,8	35,7	31,0	26,7
1,70	109,2	84,1	63,3	54,6	43,7	36,4	31,7	27,3
2,00	112,0	86,2	65,0	56,0	44,8	37,3	32,5	28,0
2,50	116,5	89,7	67,6	58,2	46,6	38,8	33,8	29,1
3,00	120,0	92,4	69,6	60,0	48,0	40,0	34,8	30,0
3,50	123,2	94,9	71,5	61,6	49,3	41,1	35,7	30,8
4,00	126,0	97,0	73,1	63,0	50,4	42,0	36,5	31,5
5,00	131,0	100,0	76,0	65,5	52,4	43,7	38,0	32,7

§ 7. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ КАНАЛОВ ТРАПЕЦОИДАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

При гидравлическом расчете каналов коэффициент откоса m и коэффициент шероховатости n задаются (или выбираются), а из шести величин (Q, v, i, h, b, β), характеризующих расчетные условия три величины должны быть заданы и тогда три другие могут быть определены.

При расчете новых каналов возможны случаи отсутствия достаточных данных для решения задачи. Тогда недостающие элементы приходится обоснованно выбирать.

Полученное при расчете сечение должно быть проверено на размыв и заиление.

При заданных размерах сечения (b и h) определение расхода Q и скорости v в канале, соответствующих уклону его i, определение уклона i, соответствующего заданному расходу Q или скорости v, производится по основным расчетным формулам § 1 главы 5 и не требует пояснений.

Основные размеры (b и h) поперечного сечения канала можно определить, если в дополнение к заданным Q и i известны один из основных размеров сечения (b или h), или отношение размеров $\beta = \frac{b}{h}$, или допустимая скорость в сечении v.

1. Определение глубины h при заданных Q, i и b.

а) Способ подбора. Задачу решают по формуле III—87. Задается какое-либо значение глубины h, вычисляют соответствующие ей значения ω, χ, R, C и Q. Если вычисленное Q получается меньше заданного, то пробу повторяют при большем значении h и т. д., пока не получится совпадение (с точностью до 2%). Для уменьшения числа подсчетов полезно предварительно вычислить требуемую расходную характеристику $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, используя номограмму по рис. III—38 и вести подбор по формуле $K = \omega C \sqrt{R}$, добиваясь равенства, $K \approx K_0$.

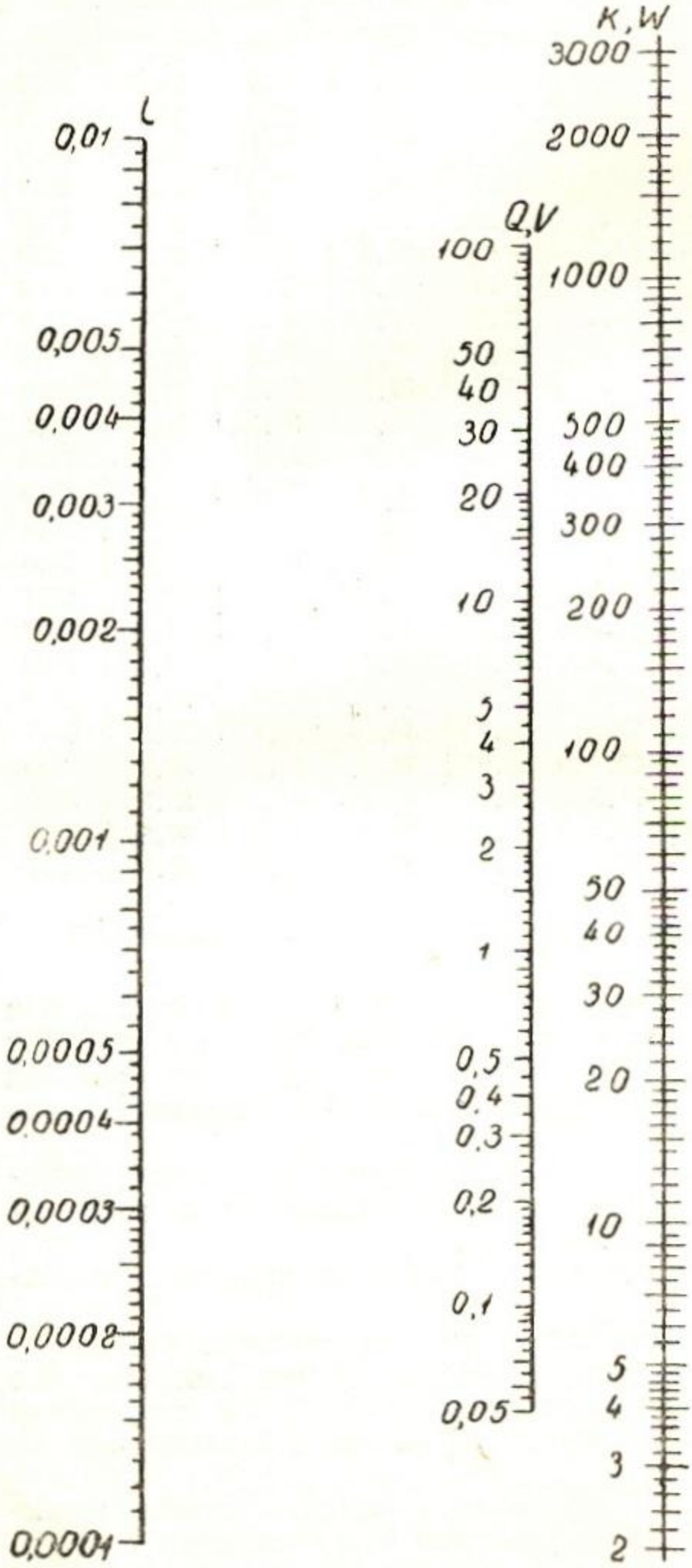


Рис. III—38.

Вычисления удобно располагать в таблице:

h, м	ω, м²	χ, м	R, м	C м$^{1/2}$/сек	K м³/сек

Этот способ требует трудоемких вычислений.

б) Графо-аналитический способ. По номограмме рис. III—38 определяют требуемую расходную характеристику K_0. Вычислив для ряда h_1, h_2, h_3... соответствующие им значения K_1, K_2, K_3... так, чтобы среди вычисленных К были значения большие и меньшие K_0, строят кривую $K = f(h)$ рис. III—39. По построенной кривой по K_0 находят искомое h.

Пример. Дано $Q = 5$ м³/сек, $i = 4{,}10^{-4}$, $b = 3$ м, $m = 1$, $n = 0{,}0225$. Найти h.

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{5 \cdot 100}{\sqrt{4}} = 250 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Принимая $h = 0{,}5$ м, имеют:

$$\omega = (b + mh)\,h = (3 + 10{,}5) \cdot 0{,}5 = 1{,}75 \text{ м}^2.$$

$$\chi = b + 2m^1 h = 3 + 2{,}83 \cdot 0{,}5 = 4{,}41 \text{ м}$$

$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{1,75}{4,41} = 0,397$ м; по таблице III—31 $C = 36,24$ м$^{1/2}$/сек; и

$K = \omega C \sqrt{R} = 1,75 \cdot 35,90 \sqrt{0,397} = 40,0$ м^3/сек.

Результаты записывают в таблицу:

h,м	ω,м^2	χ,м	R,м	C,м$^{1/2}$ сек	K,м^3/сек
0,5	1,75	4,41	0,397	36,24	40,0
1,0	4,0	5,83	0,686	41,00	136
1,5	6,75	7,24	0,933	43,76	286
1,4	6,16	6,96	0,886	43,36	251

Аналогично при $h = 1,0$ м и $h = 1,5$ м и определяют К и строят кривую $K = f(h)$ (рис. III—39), по которой при $K = K_0 = 250$ м^3/сек, находят $h = 1,4$ м.

В последней строке приведена проверка решения.

Скорость в канале $v = \frac{Q}{\omega} = \frac{5}{6,16} = 0,81$ м/сек.

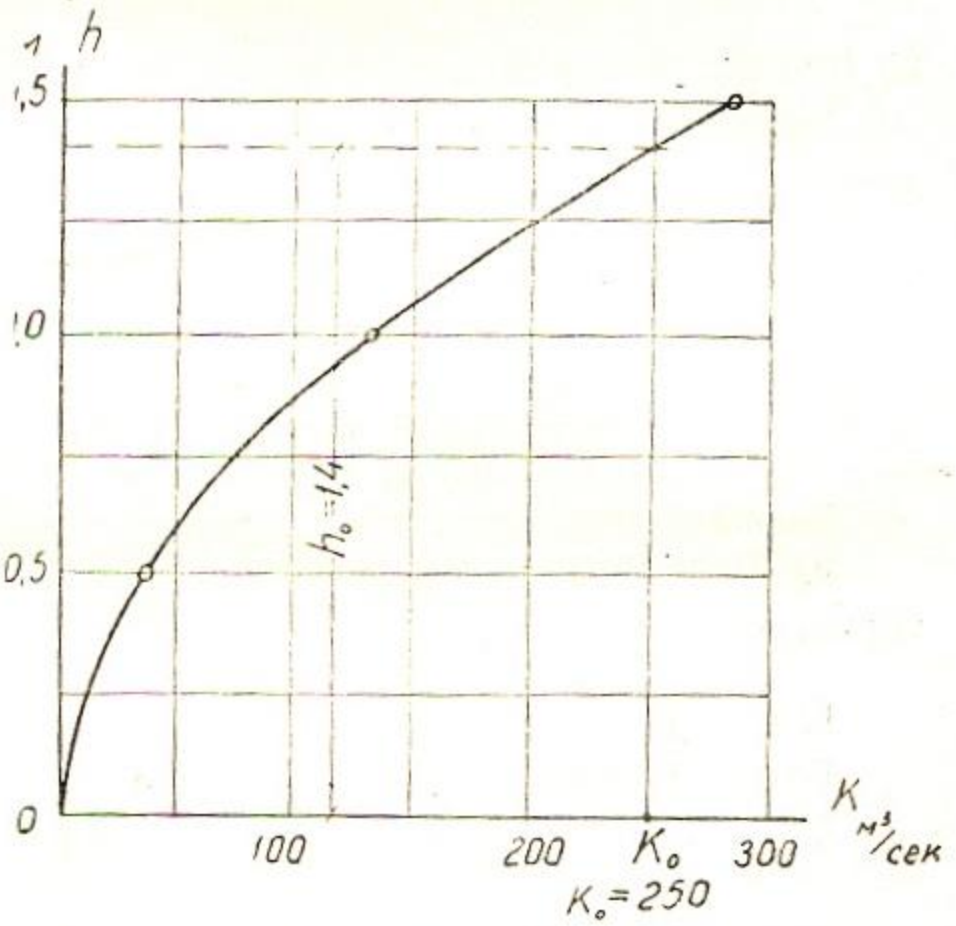


Рис. III—39.

в) С помощью графика функции $f_1(\beta, m) = \sqrt[3]{\frac{\beta(\beta - 2m)^2}{(\beta + m)^5}}$, представленного на рис. III—40, причем для заданных условий $f_1(\beta, m) = \frac{\beta b_0}{nK}$.

На графике помещена бинарная шкала $b^{3/8} - b$.

Решают в следующей последовательности:

по номограмме III — 38 определяют $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$,

по бинарной шкале — $b^{3/8}$,

вычисляют для заданных условий значение $f_1(\beta, m) = \frac{b^{3/8}}{nk_0}$,

по значению $f_1(\beta, m)$ по графику III—40 находят β,

по формуле $h = \frac{b}{\beta}$ — искомое h.

Числовой пример решения задачи этим способом приведен на графике.

г) Линейка для расчета каналов В. Ф. Пояркова позволяет наиболее просто, без промежуточных вычислений решать эту задачу. Порядок решения приведен на самой линейке.

2. Определение размеров канала (b и h) при заданных

Q, i и β.

Задача всегда имеет одно решение. Размеры сечения определяют по формулам:

$$\chi_0 = \frac{(\beta+2m^1)^2}{\beta+m}; \quad h = \frac{1}{\sqrt{\beta+m}}\sqrt[3]{\chi_0\left(\frac{nQ}{i}\right)^3} \text{ и } b=\beta\cdot h.$$

Все вычисления могут быть выполнены по логарифмической нейке.

Решение этой задачи с помощью графика показано на рис. III—4

3. Определение размеров канала при заданных Q, i и v.

Задача не имеет решения, если $\frac{Q i^{3/2}}{\zeta^{4/3}} < \chi_{0\,min} = 4(2m' - m)$. При $4(2m' - m) < \frac{Q i^{3/2}}{\zeta^{4/3}} < \frac{4(1+m^2)}{m}$ имеются два решения; при этом получается одно сечение более узкое, чем гидравлически наивыгоднейшее, в ирригационной практике не применяемое, а другое более широкое, чем гидравлически наивыгоднейшее

При $\frac{Q i^{3/2}}{\zeta^{4/3}} > \frac{4(1+m^2)}{m}$ имеется одно решение — сечение более широкое, чем гидравлически наивыгоднейшее, при этом, если $\frac{Q i^{3/2}}{\zeta^{4/3}} > \chi_{0гу}$, то сечение получается гидравлически неустойчивое.

Значения $\chi_{0гу}$ даны в табл. III—27, а значения $\frac{4(1+m^2)}{m}$ приведены в нижеследующей таблице:

m	0	0,5	1	1,5	2,0	2,5	3,0
$\frac{4(1+m^2)}{m}$	∞	10	8	8,67	10,0	11,60	13,33

Порядок решения с использованием графиков следующий:

а) По номограмме на рис. III—38 определяют скоростную характеристику $W = \frac{v}{\sqrt{i}}$.

б) По формуле $\chi_0 = \frac{Q}{v(Wn)^3}$ находят удельный смоченный периметр. Если окажется $\chi_0 < \chi^0_{min} = 4(2m' - m)$, то решение невозможно.

в) По графику $\chi_0 = f(\beta_1 m)$ (рис. III—34) по χ_0 и m определяют β, при этом выясняется будет ли два решения (β_1 и β_2) или одно.

г) По формуле $b = \beta\sqrt{\frac{Q}{(\beta+m)v}}$ находят b и выбирают b стандартное.

д) Имея, Q, i и b определяют h, решая как в пункте 1.

Пример: Определить размеры сечения канала при заданных $Q = 20$ м³/сек; $i = 0{,}0003$; $v = 1{,}0$ м/сек; $m = 1{,}5$; $n = 0{,}0225$.

а) $W = \frac{v}{\sqrt{i}} = 57{,}7$ м/сек, б) $\chi_0 = \frac{Q}{v(Wn)^3} = \frac{20}{1{,}0(57{,}7\cdot 0{,}0225)^3} = 9{,}15 > \chi_{0min} = 8{,}42$ — решение возможно;

в) при $\chi_0 = 9{,}15$ и $m = 1{,}5$ возможно только одно решение с $\beta = 2{,}2$.

г) $b = \beta\sqrt{\frac{Q}{(\beta+m)v}} = 2{,}2\sqrt{\frac{20}{(2{,}2+1{,}5)1{,}0}} = 5{,}12$ м.

Принимаем стандартное $b = 5$ м.

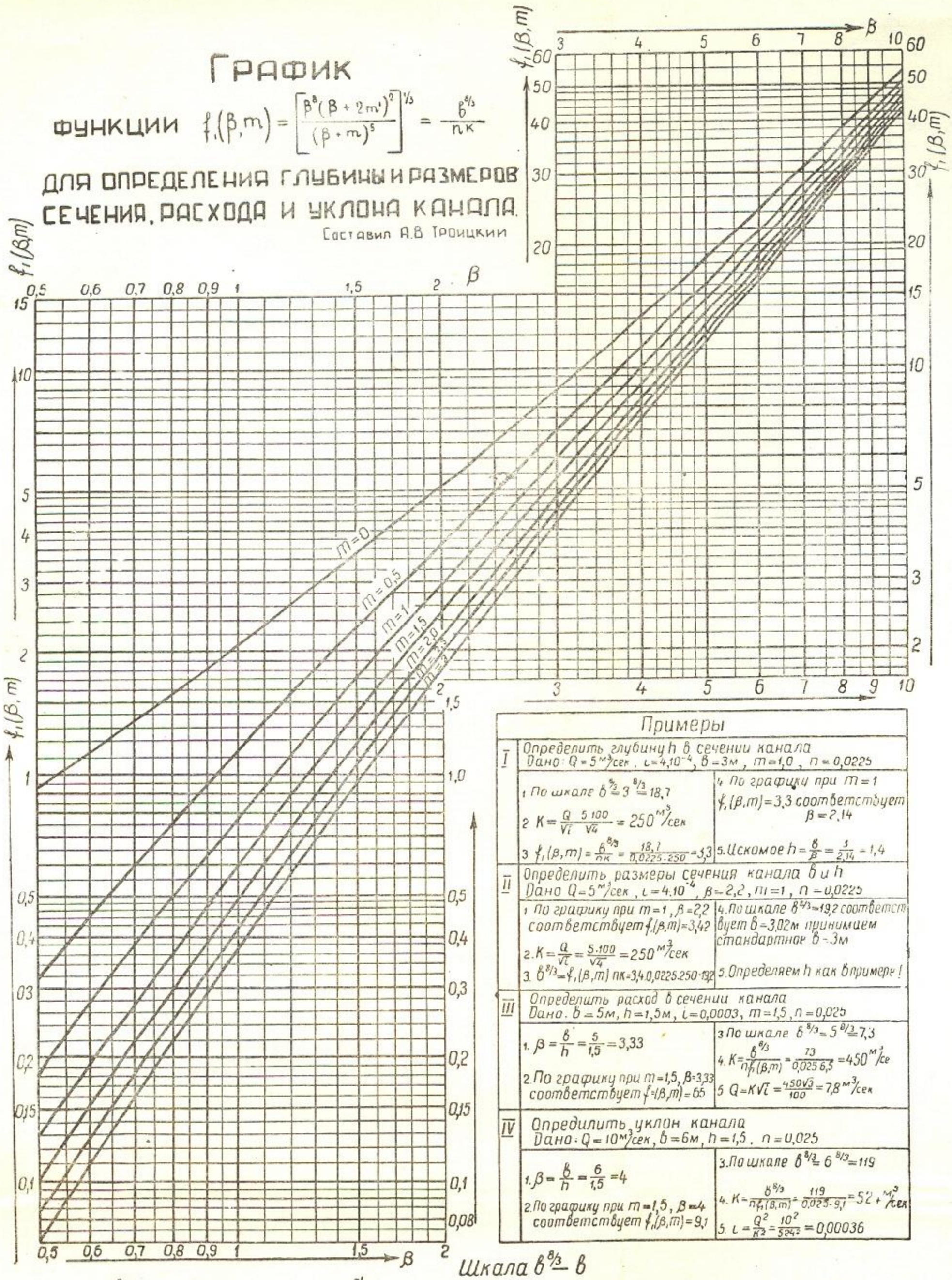
д) При $Q = 20$ м³/сек, $i = 0{,}003$ и $b = 5$ м определяем $h = 2{,}33$ м, решая, как в пункте 1.

График

функции $f_1(\beta, m) = \left[\frac{\beta^8(\beta + 2m')^2}{(\beta + m)^5}\right]^{1/3} = \frac{b^{8/3}}{nK}$

для определения глубины и размеров сечения, расхода и уклона канала.

Составил А.В. Троицкий



Примеры

I Определить глубину h в сечении канала
Дано: $Q = 5\ м^3/сек$, $i = 4{,}10^{-4}$, $b = 3м$, $m = 1{,}0$, $n = 0{,}0225$

1. По шкале $b^{5/3} = 3^{8/3} = 18{,}7$
2. $K = \frac{Q}{\sqrt{i}} \frac{5\,100}{\sqrt{4}} = 250\ м^3/сек$
3. $f_1(\beta, m) = \frac{b^{8/3}}{nK} = \frac{18{,}7}{0{,}0225 \cdot 250} = 3{,}3$
4. По графику при $m = 1$ $f_1(\beta, m) = 3{,}3$ соответствует $\beta = 2{,}14$
5. Искомое $h = \frac{b}{\beta} = \frac{3}{2{,}14} = 1{,}4$

II Определить размеры сечения канала b и h
Дано $Q = 5\ м^3/сек$, $i = 4.10^{-4}$, $\beta = 2{,}2$, $m = 1$, $n = 0{,}0225$

1. По графику при $m = 1$, $\beta = 2{,}2$ соответствует $f_1(\beta, m) = 3{,}42$
2. $K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{5.100}{\sqrt{4}} = 250\ м^3/сек$
3. $b^{8/3} = f_1(\beta, m)\, nK = 3{,}4\, 0{,}0225 \cdot 250 = 19{,}2$
4. По шкале $b^{8/3} = 19{,}2$ соответствует $b = 3{,}02м$ принимаем стандартное $b = 3м$
5. Определяем h как в примере I

III Определить расход в сечении канала
Дано. $b = 5м$, $h = 1{,}5м$, $i = 0{,}0003$, $m = 1{,}5$, $n = 0{,}025$

1. $\beta = \frac{b}{h} = \frac{5}{1{,}5} = 3{,}33$
2. По графику при $m = 1{,}5$, $\beta = 3{,}33$ соответствует $f_1(\beta, m) = 65$
3. По шкале $b^{8/3} = 5^{8/3} = 73$
4. $K = \frac{b^{8/3}}{n f_1(\beta, m)} = \frac{73}{0{,}025\, 6{,}5} = 450\ м^3/се$
5. $Q = K\sqrt{i} = \frac{450\sqrt{3}}{100} = 7{,}8\ м^3/сек$

IV Определить уклон канала
Дано: $Q = 10\ м^3/сек$, $b = 6м$, $h = 1{,}5$, $n = 0{,}025$

1. $\beta = \frac{b}{h} = \frac{6}{1{,}5} = 4$
2. По графику при $m = 1{,}5$, $\beta = 4$ соответствует $f_1(\beta, m) = 9{,}1$
3. По шкале $b^{8/3} = 6^{8/3} = 119$
4. $K = \frac{b^{8/3}}{n f_1(\beta, m)} = \frac{119}{0{,}025 \cdot 9{,}1} = 52\ м^3/сек$
5. $i = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{10^2}{524^2} = 0{,}00036$

Шкала $b^{8/3}$ — b

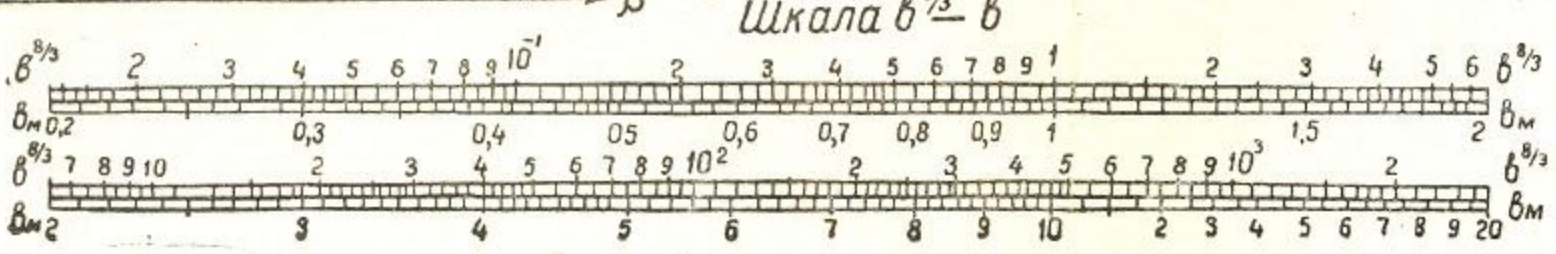


Рис. 111—40.

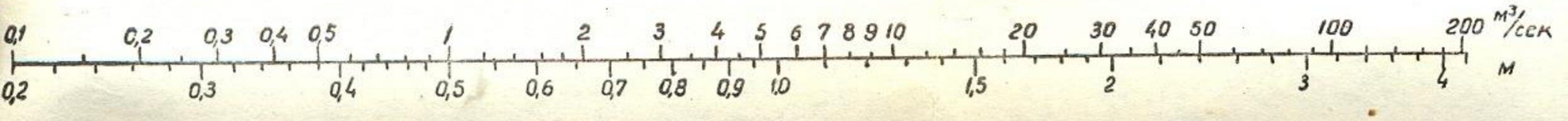


Рис. 111 — 41.

При задании любых гидравлических величин из шести (Q, v, i, h, b, β) для определения трех остальных могут быть решены двадцать различных задач, порядок решения их приведен в сводной таблице (III—33).

§ 8. ВЫБОР РАЗМЕРОВ СЕЧЕНИЯ КАНАЛОВ

Выбор величин, характеризующих форму и размеры сечения канала можно производить по статистическим зависимостям С. А. Гиршкана:

$$\beta = 3\sqrt[4]{Q} - m; \qquad h = (0{,}7 - 1{,}0)\sqrt[3]{Q} \qquad \text{(III—107)}$$

в среднем $h = 0{,}85\sqrt[3]{Q}$; $R = 0{,}5\ Q^{0.4}$. (III—108)

Для определения b рекомендуется зависимость:

$$b = (1{,}2 \div 1{,}4)\, Q^{0.5}. \qquad \text{(III—109)}$$

Коэффициент 1,4 берут для малых каналов, 1,2—для больших в среднем

$$b = 1{,}3Q^{0.5}. \qquad \text{(III—109}^1\text{)}$$

Для ширин по дну b установлены следующие стандартные размеры в метрах

$b = 0{,}2$; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,5; 1,8; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0 и т. д. через 1 м.

При назначении размеров по зависимостям С. А. Гиршкана необходимо иметь в виду, что при заданных Q и i или Q и v может быть выбрана только одна величина (β, h, b, R). Остальные должны быть выявлены расчетом.

Для предварительного определения допустимой скорости на размыв помимо формулы (III—96) может быть использована формула III—95 А. А. Черкасова, в которой R в этом случае определяют по формуле III—108, для которой на рис. III—41 дана бинарная шкала.

§ 9. РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ НОВЫХ КАНАЛОВ

В практике расчета новых каналов наиболее часто встречается задача, когда известен расход канала Q и грунт, в котором проходит канал и требуется найти уклон и размеры сечения канала.

В этом случае коэффициенты откоса m и шероховатости n, а также допускаемую для грунта канала скорость определяют по соответствующим таблицам главы 8 раздела V. Недостающую третью величину выбирают по формулам III—106—III—109^1. Наиболее удобно в этом случае для расчета выбирать ширину канала b, определяя предварительную величину ее по формуле III—109^1, а принимая за расчетное ближайшее стандартное b.

В некоторых случаях в качестве третьей расчетной величины принимают β, определяя ее по формуле III—106.

Ниже приводится решение задачи при выборе b и β.

Определение уклона и размеров сечения канала (b и h), если задан расход и грунт, в котором проходит канал.

Решение при выборе b.

По соответствующим таблицам главы 8 раздела V по заданному грунту и расходу Q определяют m и n.

По формуле (III—108) $R = 0{,}5Q^{0.4}$, используя бинарную шкалу рис. III—41, определяют R.

Таблица III—33

	Дано	Найти	Порядок решения						
1	β, s, h	Q, v, i	не имеет решения						
2	β, s, Q	h, v, i	$\chi_0 = f(\beta)$	$\omega_s = \frac{\beta + m}{\beta^2}$	$\omega = \text{tv} s^2$	$h = \frac{s}{\beta}$	$V = \sqrt{\frac{Q}{\omega}}$	$K = \frac{\text{tv}}{n}\sqrt[3]{\frac{\text{tv}}{\chi_0}}$	$i = \frac{Q^2}{K^2}$
3	β, s, v	h, Q, i	"	"	"	"	$Q = \text{tv} v$	$W = \frac{1}{n}\sqrt[3]{\frac{\text{tv}}{\chi_0}}$	$i = \frac{v^2}{W^2}$
4	β, s, i	h, Q, v	"	"	"	"	$W = \frac{1}{n}\sqrt[3]{\frac{\text{tv}}{\chi_0}}$	$v = W\sqrt{i}$	$Q = \omega$. v
5	β, h, Q	s, v, i	"	$\omega_h = \beta + m$	$\omega = \omega_h h^2$	$s = \beta h$	"	как	№ 2
6	β, h, v	s, Q, i	"	"	"	"	"	как	№ 3
7	β, h, i	s, Q, v	"	"	"	"	"	как	№ 4
8	β, Q, v	s, h, i	"	"	$\omega = \frac{Q}{v}$	$h = \sqrt{\frac{\omega}{\omega_h}}$	$s = \beta h$	как	№ 3
9	β, Q, i	s, h v	"	"	$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$	$h = \sqrt{\frac{\chi_0 n^3 K^2}{\omega_h}}$	"	$\omega = \omega_h h^2$	$v = \frac{Q}{\omega}$
10	β v, i,	s, h, Q	"	"	$W = \frac{v}{\sqrt{i}}$	$h = \sqrt{\frac{\chi_0 n^3}{\omega_h} - W^3}$	"	"	$Q = \omega v$
11	h, s, Q	β, v, i	$\beta = \frac{h}{h}$	$\chi_0 = f(\beta)$	$\omega_h = \beta + m$	$\omega = \omega_h h^2$	$v = \frac{Q}{\omega}$	как	№ 3
12	h, s, v	β, Q, i	"	"	"	"	$Q = \omega v$	"	"
13	h, s, i	β, Q, v	"	"	"	"	$W = \frac{1}{n}\sqrt[3]{\frac{\omega}{\chi_0}}$	$v = W\sqrt{i}$	$Q = \omega v$

	Дано	Найти	Порядок решения						
14	h, Q, i	β, s, i	$\omega = \frac{Q}{v}$	$\omega_h = \frac{\omega}{h^2}$	$\beta = \omega_h - m$	$\gamma_0 = f(\ )$	•	$i = \frac{v^2}{W^2}$	$s = \beta \cdot h$
15	h, Q, i	β, s, v	$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$	$\sqrt[3]{\frac{\gamma_\cdot}{\omega_h{}^4}} = \frac{h^{3/2}}{nK}$	$f_1(\ ) = \sqrt[3]{\frac{\gamma_0}{\omega^4 h}}$	$s = \beta h$	$\omega_h = \beta + m$	$\omega = \omega_h \cdot h_{\cdot}$	$v = \frac{Q}{\omega}$
16	h, v, i	β, s, Q	$W = \frac{v}{\sqrt{i}}$	$R_h = \frac{(nW)^{2/3}}{h}$	$\beta = \frac{2m' R_h - m}{1 - R_h}$	•	•	•	$Q = \omega v$
17	s, Q, i	β, h, v	$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$	$\sqrt[3]{\frac{\gamma_\cdot}{\omega_s{}^4}} = \frac{s^{3/2}}{nK}$	$f_2(\ ) = \sqrt[3]{\frac{\gamma_0}{\omega_\beta{}^4}}$	$h = \frac{s}{\beta}$	•	•	$v = \frac{Q}{\omega}$
18	s, v, i	β, h, Q	$W = \frac{v}{\sqrt{i}}$	$K_s = \frac{(nW)^{2/3}}{s}$	$\beta = \frac{1 \sqrt{(2m' R_s - 1)^2 + 4m R_s} - (2m' R_s - 1)}{2\omega_s}$	•	•	•	$Q = \omega v$
19	s, Q, v	β, h, i	$\omega = \frac{Q}{v}$	$\omega_s = \frac{\omega}{s^2}$	$\beta = \frac{J + \sqrt{1 + 4m\omega_s}}{2\omega_s}$	•	$\gamma_0 = f(\cdot)$	как	№ 3
20	Q, v, i	β, s, h	•	$W = \frac{v}{\sqrt{i}}$	$\gamma_0 = \frac{\omega}{W^3 n^3}$	$\beta_{1,2} = f(\gamma_\cdot)$	$\omega_{h_{1,2}} \times \beta_{1,2} + m$	$h_{1,2} = \sqrt{\frac{\omega}{\omega h_{1,2}}}$	$s_{1,2} = \beta_{1,2}\ h_{1,2}$

По формуле (III—95[1]) $v_p = v_0 R^{1/4}$, выбирая v_0 по соответствующим таблицам главы 8 раздела V, находят v_p и за расчетное принимается $v = 0{,}95\, v_p$, чтобы иметь запас.

По формуле (III—109[1]) $b = 1{,}3Q^{2/3}$ вычисляют предварительное значение b и по нему принимают стандартное b.

Определяют $\omega_b = \dfrac{Q}{v b^2}$.

По формуле $\beta = \dfrac{1 + \sqrt{1 + 4m\omega_b}}{2\omega_b}$ отыскивают β.

По полученному β и принятому m по графику рис. III—34 определяют χ_0.

Уклон i вычисляют по формуле $i = v^2 n^2 \left(\dfrac{\chi_0}{\omega_b b^2}\right)^{2/3}$.

Находят глубину в сечении канала $h = \dfrac{b}{\beta}$.

Пример. Канал с расходом $Q = 10$ м³/сек проходит в легком суглинистом грунте. Требуется определить его размеры и уклон.

Для заданных условий $m = 1{,}25$ и $n = 0{,}0225$.

Предварительно устанавливают значение $R = 0{,}5^{0{,}4}$, определяя его величину по бинарной шкале рис. III—41, при $Q = 10$ м³/сек, $R = 1{,}25$ м.

Допускаемая скорость на размыв при $v_0 = 0{,}6$ м/сек
$v_p = v_0 R^{1/4} = 0{,}6 \cdot 1{,}25^{1/4} = 0{,}65$ м/сек расчетную принимают:
$v = 0{,}95$, $v_p = 0{,}95 \cdot 0{,}65 = 0{,}615$ м/сек.

Выбирают $b = 1{,}3\, Q^{2/3} = 1{,}3\, 10^{2/3} = 6{,}05$ м. Принимают стандартное $b = 6{,}0$ м

$$\omega_b = \frac{Q}{vb^2} = \frac{10}{0{,}615 \cdot 6^2} = 0{,}452.$$

$$\beta = \frac{1 + \sqrt{1 + 4m\omega_b}}{2\omega_b} = \frac{1 + \sqrt{1 + 4 \cdot 1{,}25 \cdot 0{,}452}}{2 \cdot 0{,}452} = 3{,}11.$$

По графику $\chi_0 = f(\beta, m)$ на рис. III—34 при $m = 1{,}25$ и $\beta = 3{,}11$ находят $\chi_0 = 9{,}15$.

Уклон $i = n^2 v^2 \left|\dfrac{\chi_0}{\omega b b^2}\right|^{2/3} = \dfrac{(2{,}25 \cdot 0{,}615)^2}{10^4} \left|\dfrac{9{,}15}{0{,}452 \cdot 6^2}\right|^{2/3} = 1{,}8 \cdot 10^{-4}$.

Глубина в сечении $h = \dfrac{b}{\beta} = \dfrac{6{,}0}{3{,}11} = 1{,}93$.

Решение при выборе β.
По таблицам III. По заданному грунту и расходу Q определяют m и n.

По формуле $R = 0{,}5Q^{0{,}4}$ используя бинарную шкалу рис. III—41 определяют R.

По формуле (III—95) $v_p = v_0 R_p^{1/4}$, выбирая v_0 по соответствующим таблицам гл. 8 раздела V, находят v_p и за расчетное принимают $v = 0{,}95\, v_p$, чтобы иметь запас.

По формуле определяют $\beta = 3\sqrt[4]{Q} - m$.

Определяют $\omega = \dfrac{Q}{v}$.

По формуле $b = \beta \sqrt{\dfrac{\omega}{\beta + m}}$ определяют b и выбирают ближайшее $b_{ст}$.

Определяют по формуле $h = \dfrac{\sqrt{b_{ст} + 4m\omega} - b}{2m}$ глубину канала h, затем новое $\beta = \dfrac{b_{ст}}{h}$.

По графику III—34 $x_0 = f(\beta, m)$ определяют x_0.

Определяют уклон канала $i = n^2 v^2 \left(\frac{x_0}{\omega}\right)^{2/3}$.

Пример. Условия предыдущего примера, в котором принято: $Q = 10$ м³/сек; $m = 1{,}25$; $n = 0{,}0225$; $v_0 = 0{,}6$ м/сек. По шкале на рис. III—41 для $Q = 10$ м³/сек гидравлический радиус $R = 1{,}25$ м; размывающая скорость $v_р = v_1 R^{1/4} = 0{,}6 \cdot 1{,}25^{1/4} = 0{\cdot}65$ м/сек; принимают $v = 0{,}95\ v_р = 0{,}95 \cdot 0{,}65 = 0{,}615$ м/сек. Определяем $\beta = 3\sqrt[4]{Q - m} = 3\sqrt[4]{10 - 1{,}25} = 4{,}10$ и $\omega = \frac{Q}{v} = \frac{10}{0{,}615} = 16{,}28$ м². Ширина по дну $b = \beta\sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}} = 4{,}10 \cdot \sqrt{\frac{16{,}25}{4{,}10 + 1{,}25}} = 7{,}15$ м; принимаем ближайшее стандартное $b_{ст} = 7{,}0$ м; ему соответствует глубина в канале $h = \frac{\sqrt{b_{ст}^2 + 4m\omega} - b}{2m} = \frac{\sqrt{7{,}0^2 + 4 \cdot 16{,}25 \cdot 1{,}5} - 7{,}0}{2 \cdot 1{,}25} = 1{,}76$ м и новое $\beta = \frac{b_{ст}}{h} = \frac{7{,}0}{1{,}76} = 3{,}98$.

По графику III—34 при $m = 1{,}25$ и $\beta = 3{,}98$ имеем $x_0 = 10$ и уклон канала будет:

$$i = n^2 v^2 \left|\frac{x_0}{\omega}\right|^{2/3} = (0{,}0225 \cdot 0{,}615)^2 \left(\frac{10}{16{,}25}\right)^{2/3} = 1{,}37 \cdot 10^{-4}.$$

§ 10. ПРОВЕРКА СЕЧЕНИЙ КАНАЛОВ НА РАЗМЫВ И ЗАИЛЕНИЕ

Полученное при расчете сечение канала должно быть проверено на размыв и заиление путем сопоставления скорости в канале с допускаемыми скоростями на размыв и заиление, определяемыми по формулам § 5 настоящей главы.

Пример: Дано $Q = 5{,}0$ м³/сек; $m = 1{,}0$; $n = 0{,}0225$, $i = 4{,}10^{-4}$, $b = 3$ м и определено расчетом $h = 1{,}4$ м, $Q = 0{,}886$ м и $v = 0{,}81$ м/сек.

Задано, что канал проходит в среднем суглинке, для которого $v_0 = 0{,}8$ м/сек и транспортирует содержащие более 0,1 кг/м³ глинистых частиц наносы. Общая мутность $\rho = 2$ кг/м³, состав наносов следующий:

Фракции	I	II	III	IV	Примечание
d мм	0,50—0,25	0,25—0,05	0,05—0,01	0,01	$d_{макс} = 0{,}46$ мм
P %	2	14	29	55	

Проверяют сечения на заиление по формуле Е. А. Замарина. Определяют гидравлическую крупность фракции по формуле (III—101), беря w из таблицы III—30.

$$w_1 = \frac{43{,}2 + 3 \cdot 27 \cdot 0}{4} = 31{,}05\ ^{мм}/_{сек}, \qquad w_2 = \frac{27{,}0 + 3{,}173}{4} = 8{,}05\ ^{мм}/_{сек}.$$

$$w_3 = \frac{1{,}73 + 3 \cdot 0{,}0692}{4} = 0{,}48\ ^{мм}/_{сек}, \qquad w_4 = \frac{0{,}0692 + 3 \cdot 0}{4} = 0{,}017\ ^{мм}/_{сек}.$$

Средневзвешенная гидравлическая крупность по формуле III—100

$$w = \frac{31{,}05 \cdot 2 + 8{,}05 \cdot 14 + 0{,}48 \cdot 29 + 0{,}017 \cdot 55}{100} = 1{,}9\ ^{мм}/_{сек}.$$

Так как $w < 2$ мм/сек, то $w_0 = 2$ мм/сек и

$$A = 0{,}0127 \sqrt[3]{\rho^2 w_0^2 w} = 0{,}0127 \sqrt[3]{2^2 \cdot 2^2 \cdot 1{,}9} = 0{,}0397.$$

(„А" можно определить по номограмме рис. III—37). По формуле III—98

$$v_3 = \frac{A}{\sqrt[3]{R^2}} = \frac{0{,}0397}{\sqrt[3]{0{,}886 \cdot 0{,}0004}} = 0{,}56^{\text{м}}/_{\text{сек}}.$$

Так как $v = 0{,}81$ м/сек $v_3 = 0{,}56$ м/сек, то сечение не должно заиляться.

Проверка на размыв. Наносы, транспортируемые каналом, содержат более 0,1 кг/м³ глинистых частиц, поэтому в формулу III—95 должен быть введен коэффициент $k = 1{,}15$, определяемый из соответствующей таблицы главы 8 раздела V и $v_p = k v_0 R^{1/4} = 1{,}15 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}886^{1/4} = 0{,}885$ м/сек.

Так как $v = 0{,}81$ м/сек $< v_p = 0{,}885$ м/сек, то сечение канала не должно размываться.

В том случае, если при расчете получится $v < v_3$ или $v > v_p$, то следует канал перепроектировать, изменив форму сечения или его уклон.

Если v немного больше v_p, то следует попробовать расширить сечение канала, увеличив β. Если v много больше v_p, то следует уменьшить уклон, определив величину его по допускаемой скорости на размыв.

Если v немного меньше v_3, то следует сузить сечение канала, уменьшив β. Если v много меньше v_3, то нужно увеличить уклон, но настолько, чтобы не вызвать размыва. Метод расчета незаиляемых, неразмываемых сечений каналов, исходя из заданных условий на размыв и заиление, позволяет без проб установить форму и размеры искомого сечения или установить, что такого сечения для заданных условий не может быть даже при изменении уклона.

§ 11. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ШЕРОХОВАТОСТИ СУЩЕСТВУЮЩЕГО КАНАЛА

В эксплуатационной практике в некоторых случаях приходится определять коэффициенты шероховатости существующих каналов.

Определение коэффициента шероховатости n существующего канала, если согласно гидрометрическим замерам на канале определены в крайних и среднем сечениях участка канала: ω_1, $\omega_{ср}$, ω_2, χ_1, $\chi_{ср}$, χ_2, замерен расход Q и падение Δz горизонта воды между крайними сечениями при расстоянии между ними l. Уклон канала $i = \frac{\Delta z}{l}$, средняя площадь сечения на участке $\omega \frac{\omega_1 + 2\omega_{ср} + \omega_2}{4}$, средний смоченный периметр $\chi = \frac{\chi_1 + 2\chi_{ср} + \chi_2}{4}$, средний гидравлический радиус $R = \frac{\omega}{\chi}$, средняя скорость на участке $v = \frac{Q}{\omega}$.

Таким образом, получены все данные для определения n по формуле Шези-Маннинга из (III—90¹), $n = \frac{R^{1/6}\sqrt{i}}{v}$.

Пример. Определить коэффициент шероховатости n существующего канала, в результате замеров на котором получены следующие данные. Площади живых сечений в створах $\omega_1 = 4{,}33$ м², $\omega_{ср} = 4{,}50$ м², $\omega_2 = 4{,}62$ м². Смоченные периметры там же $\chi_1 = 6{,}80$ м, $\chi_{ср} = 7{,}20$ м,

$\chi_2 = 7{,}40$ м; $Q = 3{,}5$ м³/сек, длина участка между створами $l = 100$ м и падение горизонта воды $\Delta z = 0{,}05$ м.

Расчетные значения для участка

$$\omega = \frac{4{,}38 + 2{,}4 \cdot 50 + 4{,}62}{4} = 4{,}50 \text{ м}^2; \quad \chi = \frac{6{,}80 + 2 \cdot 7{,}20 + 7{,}40}{4} = 7{,}15 \text{ м};$$

$$R = \frac{4{,}50}{7{,}15} = 0{,}63 \text{ м}; \quad v = \frac{3{,}5}{4{,}5} = 0{,}78 \text{ м/сек}; \quad i = \frac{0{,}05}{100} = 5 \cdot 10^{-4},$$

а потому $n = \frac{0{,}63^{2/3}\sqrt{5}}{0{,}78 \cdot 100} = 0{,}0211.$

Глава 6

НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

Неравномерное движение воды наблюдается в руслах при переломах уклонов, сужениях и расширениях русла канала, при подходе и протекании потока через гидротехнические сооружения и т. п.

При неравномерном движении потока в канале устанавливаются глубины, отличающиеся от глубины, соответствующей равномерному движению, и в этом случае называющейся нормальной (h_0).

При рассмотрении вопросов неравномерного движения широко пользуются понятиями „удельная энергия сечения" — Э и „критическая глубина" — h_k.

§ 1. УДЕЛЬНАЯ ЭНЕРГИЯ СЕЧЕНИЯ И КРИТИЧЕСКАЯ ГЛУБИНА

Удельной энергией сечения называется удельная энергия потока, отнесенная к самой низкой точке дна данного сечения (рис. III—42),

$$\Im = h + \frac{\alpha v^2}{2g}, \qquad \text{(III—110)}$$

где h — наибольшая глубина воды в сечении; v — средняя скорость; α — коэффициент кинетической энергии,

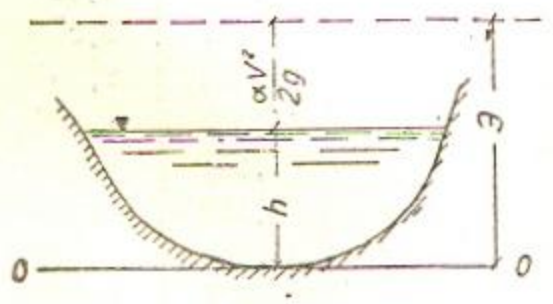


Рис. III—42.

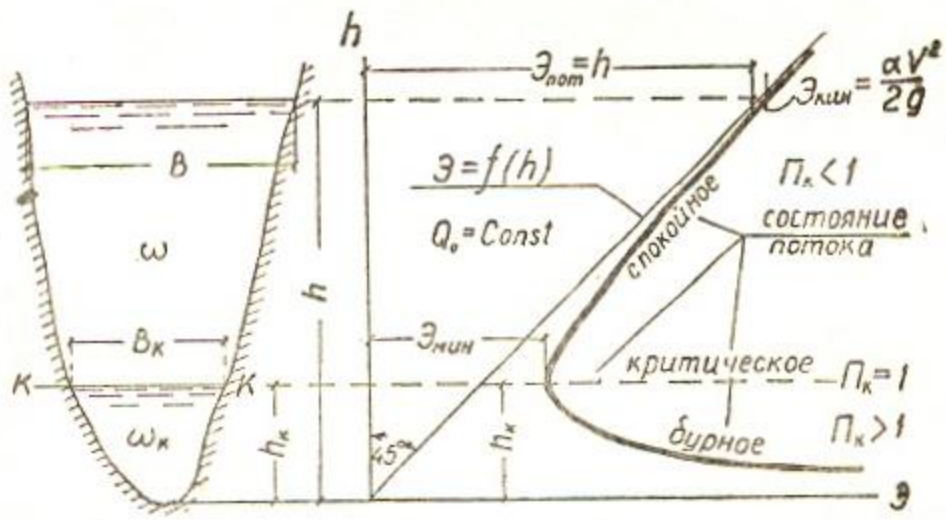


Рис. III—43.

учитывающий неравномерность распределения скоростей в сечении.

Кривая $\Im = f(h)$ при $Q = \text{Const}$ представлена на рис. III—43: она имеет минимум при глубине, называемой критической h_k.

Общее выражение для определения критической глубины в сечении любой формы:

$$\frac{\omega_k^3}{B_k} = \frac{\alpha Q^2}{g}, \qquad \text{(III—111)}$$

где ω_k и B_k — площадь живого сечения и ширина его по верху при критической глубине.

Таблица III—34

Значение критической глубины (h_k) для прямоугольного сечения

q м³/сек/м	h_k		q м³/сек/м	h_k		q м³/сек/м	h_k	
	$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$		$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$		$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$
0,05	0,064	0,066	2,30	0,814	0,840	4,55	1,282	1,328
0,10	0,100	0,104	2,35	0,826	0,852	4,60	1,292	1,383
0,15	0,132	0,136	2,40	0,837	0,864	4,65	1,301	1,343
0,20	0,160	0,165	2,45	0,848	0,876	4,70	1,310	1,352
0,25	0,186	0,192	2,50	0,861	0,889	4,75	1,320	1,362
0,30	0,209	0,216	2,55	0,872	0,900	4,80	1,330	1,372
0,35	0,232	0,240	2,60	0,883	0,912	4,85	1,338	1,381
0,40	0,254	0,262	2,65	0,894	0,924	4,90	1,348	1,390
0,45	0,274	0,283	2,70	0,905	0,934	4,95	1,357	1,400
0,50	0,295	0,304	2,75	0,917	0,946	5,00	1,366	1,410
0,55	0,314	0,323	2,80	0,928	0,958	5,05	1,375	1,420
0,60	0,332	0,343	2,85	0,939	0,969	5,10	1,384	1,429
0,65	0,350	0,362	2,90	0,950	0,980	5,15	1,393	1,438
0,70	0,368	0,380	2,95	0,961	0,991	5,20	1,402	1,447
0,75	0,385	0,397	3,00	0,972	1,003	5,25	1,411	1,456
0,80	0,402	0,415	3,05	0,983	1,014	5,30	1,420	1,465
0,85	0,419	0,432	3,10	0,993	1,025	5,35	1,428	1,474
0,90	0,435	0,449	3,15	1,001	1,035	5,40	1,437	1,484
0,95	0,451	0,465	3,20	1,014	1,047	5,45	1,446	1,493
1,00	0,467	0,482	3,25	1,025	1,038	5,50	1,455	1,502
1,05	0,483	0,498	3,30	1,035	1,069	5,55	1,464	1,511
1,10	0,497	0,513	3,35	1,046	1,080	5,60	1,473	1,520
1,15	0,512	0,529	3,40	1,056	1,090	5,65	1,482	1,529
1,20	0,527	0,544	3,45	1,068	1,100	5,70	1,491	1,538
1,25	0,542	0,559	3,50	1,077	1,110	5,75	1,500	1,549
1,30	0,556	0,574	3,55	1,087	1,122	5,80	1,509	1,557
1,35	0,570	0,589	3,60	1,096	1,130	5,85	1,518	1,566
1,40	0,584	0,604	3,65	1,107	1,143	5,90	1,527	1,575
1,45	0,598	0,618	3,70	1,118	1,153	5,95	1,534	1,584
1,50	0,612	0,632	3,75	1,128	1,164	6,00	1,543	1,593
1,55	0,626	0,646	3,80	1,137	1,174	6,05	1,551	1,601
1,60	0,639	0,660	3,85	1,147	1,183	6,10	1,559	1,609
1,65	0,652	0,673	3,90	1,157	1,194	6,15	1,568	1,618
1,70	0,665	0,687	3,95	1,167	1,204	6,20	1,577	1,628
1,75	0,678	0,700	4,00	1,176	1,214	6,25	1,586	1,637
1,80	0,692	0,714	4,05	1,186	1,224	6,30	1,595	1,646
1,85	0,704	0,727	4,10	1,196	1,235	6,35	1,601	1,653
1,90	0,716	0,740	4,15	1,206	1,245	6,40	1,610	1,662
1,95	0,729	0,753	4,20	1,216	1,255	6,45	1,618	1,670
2,00	0,742	0,765	4,25	1,225	1,265	6,50	1,627	1,680
2,05	0,754	0,778	4,30	1,235	1,275	6,55	6,636	1,689
2,10	0,766	0,790	2,35	1,246	1,285	6,60	1,644	1,698
2,15	0,778	0,803	4,40	1,255	1,294	6,65	1,653	1,705
2,20	0,790	0,815	4,45	1,264	1,304	6,70	1,661	1,714
2,25	0,802	0,829	4,50	1,274	1,314	6,75	1,670	1,723

q м³/сек/м	h_k		q м³/сек/м	h_k		q м³/сек/м	h_k	
	$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$		$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$		$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$
6,80	1,677	1,731	8,55	1,953	2,018	10,30	2,212	2,283
6,85	1,686	1,740	8,60	1,961	2,023	10,35	2,219	2,290
6,90	1,694	1,749	8,65	1,969	2,032	10,40	2,226	2,298
6,95	1,703	1,758	8,70	1,977	2,040	10,45	2,238	2,305
7,00	1,710	1,765	8,75	1,983	2,048	10,50	2,240	2,312
7,05	1,717	1,773	8,80	1,990	2,055	10,55	2,247	2,319
7,10	1,726	1,782	8,85	1,998	2,062	10,60	2,258	2,331
7,15	1,735	1,790	8,90	2,005	2,070	10,65	2,265	2,338
7,20	7,743	1,799	8,95	2,013	2,077	10,70	2,272	2,345
7,25	1,750	1,806	9,00	2,020	2,085	10,75	2,275	2,348
7,30	1,759	1,815	9,05	2,028	2,093	10,80	2,282	2,356
7,35	1,769	1,823	9,10	2,036	2,102	10,85	2,289	2,363
7,40	1,774	1,831	9,15	2,043	2,109	10,90	2,296	2,370
7,45	1,782	1,839	9,20	2,051	2,116	10,95	2,303	2,377
7,50	1,790	1,847	9,25	2,058	2,124	11,00	2,310	2,384
7,55	1,798	1,856	9,30	2,066	2,132	11,05	2,317	2,391
7,60	1,806	1,865	9,35	2,073	2,140	11,10	2,324	2,399
7,65	1,813	1,872	9,40	2,080	2,148	11,15	2,330	2,405
7,70	1,821	1,880	9,45	2,089	2,155	11,20	2,338	2,413
7,75	1,830	1,888	9,50	2,097	2,162	11,25	2,345	2,420
7,80	1,838	1,896	9,55	2,105	2,171	11,30	2,352	2,427
7,85	1,845	1,905	9,60	2,111	2,179	11,35	2,358	2,434
7,90	1,853	1,913	9,65	2,119	2,188	11,40	2,366	2,441
7,95	1,861	1,920	9,70	2,125	2,194	11,45	2,373	2,448
8,00	1,868	1,928	9,75	2,132	2,200	11,50	2,379	2,455
8,05	1,876	1,936	9,80	2,139	2,208	11,55	2,386	2,463
8,10	1,885	1,945	9,85	2,146	2,215	11,60	2,393	2,470
8,15	1,893	1,953	9,90	2,154	2,223	11,65	2,400	2,477
8,20	1,900	1,961	9,95	2,161	2,230	11,70	2,407	2,483
8,25	1,908	1,970	10,00	2,168	2,237	11,75	2,414	2,491
8,30	1,915	1,977	10,05	2,175	2,245	11,80	2,421	2,498
8,35	1,923	1,985	10,10	2,182	2,252	11,85	2,428	2,505
8,40	1,930	1,993	10,15	2,190	2,260	11,90	2,434	2,512
8,45	1,938	2,000	10,20	2,198	2,268	11,95	2,441	2,519
8,50	1,945	2,009	10,25	2,205	2,276	12,00	2,448	2,529

Для прямоугольного сечения $h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$, (III—112)

что даст

$$h_k = 0{,}482\ q^{2/3} \text{ при } \alpha = 1{,}1 \qquad \text{(III—112}^1\text{)}$$

$$h_k = 0{,}467\ q^{2/3} \text{ при } \alpha = 1{,}0 \qquad \text{(III—112}^2\text{)}$$

Значения h_k для прямоугольного сечения даны в табл. (III—34) Для трапецоидальных сечений h_k может быть определена по формуле:

$$h_k = Kh_{кп}, \qquad \text{(III—113)}$$

где $h_{кп}$ — критическая глубина для прямоугольного сечения при расходе на единицу ширины по дну $q = \frac{Q}{b}$, определяемая по формуле (III—112) или табл. III—34.

График

для определения $h_к$ в трапецоидальных сечениях по форм. $h_к = K \cdot h_{кп}$, где

$h_{кп} = 1.482\, q^{2/3}$ при $\alpha = 1.1$

$h_{кп} = 0.467 \cdot q^{2/3}$ при $\alpha = 1.0$ $\Big\}\ q = \frac{Q}{b}$

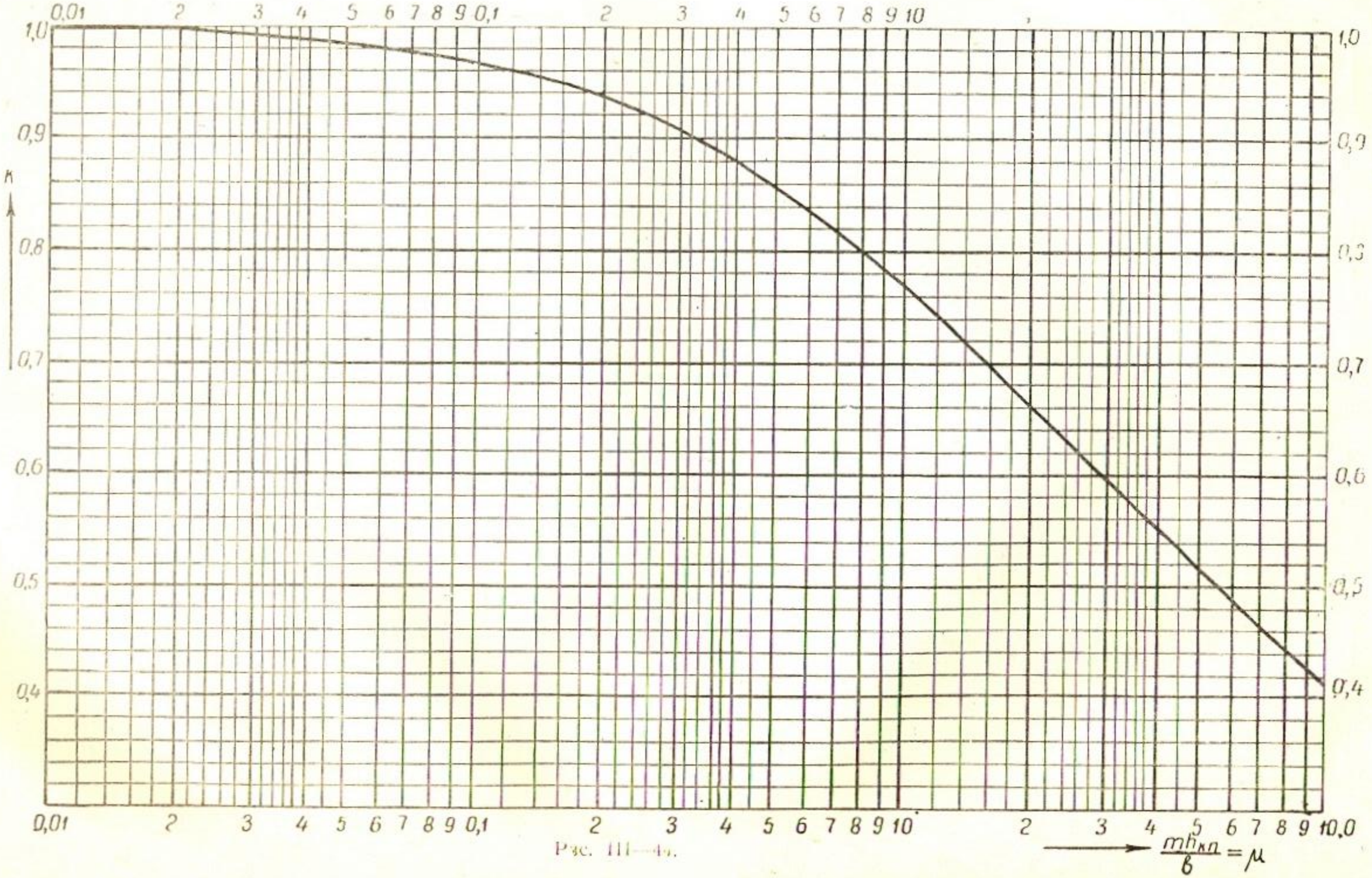


Рис. III—44.

K — поправочный коэффициент, учитывающий влияние формы сечения. Его определяют в зависимости от значения $\mu = \frac{mh_{кп}}{b}$ и находят по графику рис. III—44.

Пример. Определить критическую глубину для трапецоидального сечения при $Q = 54{,}3$ м³/сек, $b = 7{,}0$ м, $m = 1{,}0$, $\alpha = 1{,}1$. Имеем $q = \frac{Q}{b} = \frac{54{,}3}{7} = 7{,}76$ м³/сек/м, $h_{кп} = 0{,}482\ q^{2/3} = 0{,}482 \cdot 7{,}76^{2/3} = 1{,}88$ м.

$\mu = \frac{1{,}0 \cdot 1{,}88}{7} = 0{,}27$. По графику при $\mu = 0{,}27$ имеем $k = 0{,}92$, а потому глубина для трапецоидального сечения будет

$$h_k = Kh_{кп} = 0{,}92 \cdot 1{,}88 = 1{,}73 \text{ м}.$$

Критическим уклоном $i_к$ называется уклон дна русла, при котором нормальная глубина равна критической ($h_0 = h_k$).

$$i_к = \frac{Q^2}{\omega_k^2\, C_k^2\, R_k} \qquad \text{(III—114)}$$

или

$$i_к = \frac{g}{\alpha C_k^2} \cdot \frac{\chi_k}{B_k}. \qquad \text{(III—115)}$$

Русла, у которых уклон дна i больше критического, называются быстротоками ($i > i_k$).

Потоки, у которых глубины меньше критической, находятся в бурном состоянии; у которых же глубины больше критической, находятся в спокойном состоянии. Бурное или спокойное состояние потока может быть независимо от того будет ли $I \lessgtr I_к$.

Состояние потока характеризуется безразмерной величиной, называемой параметром кинетичности:

$$П_к = \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}. \qquad \text{(III—116)}$$

Если $П_к < 1$ поток находится в спокойном состоянии, при $П_к > 1$ — в бурном состоянии, при $П_к = 1$ — в критическом состоянии.

§ 2. ПЛАВНОМЕНЯЮЩЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ В ПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЛАХ

В зависимости от состояния потока, уклона дна i и глубины h в потоке устанавливаются различные формы свободной поверхности:

а) кривые подпора, при которых глубина потока возрастает по направлению движения;

б) кривые спада, при которых глубина потока убывает по направлению движения.

Кривые свободной поверхности могут быть выпуклые и вогнутые в зависимости от зоны течения (зона A, B, C), в которой располагается кривая (рис. III—45, III—46, III—47).

На рис. III—45 *а*, *б*, *в* показаны зоны течений и формы кривых свободной поверхности при прямом уклоне дна $i > 0$ для трех случаев $0 < i < i_к$, $0 < i > i_к$ и $0 < i = i_к$.

На рис. III—46 и III—47 показаны зоны течения и формы кривых при горизонтальном дне, $i = 0$ и обратном уклоне, $i < 0$.

В отношении кривых свободной поверхности в призматическом русле могут быть установлены следующие общие положения:

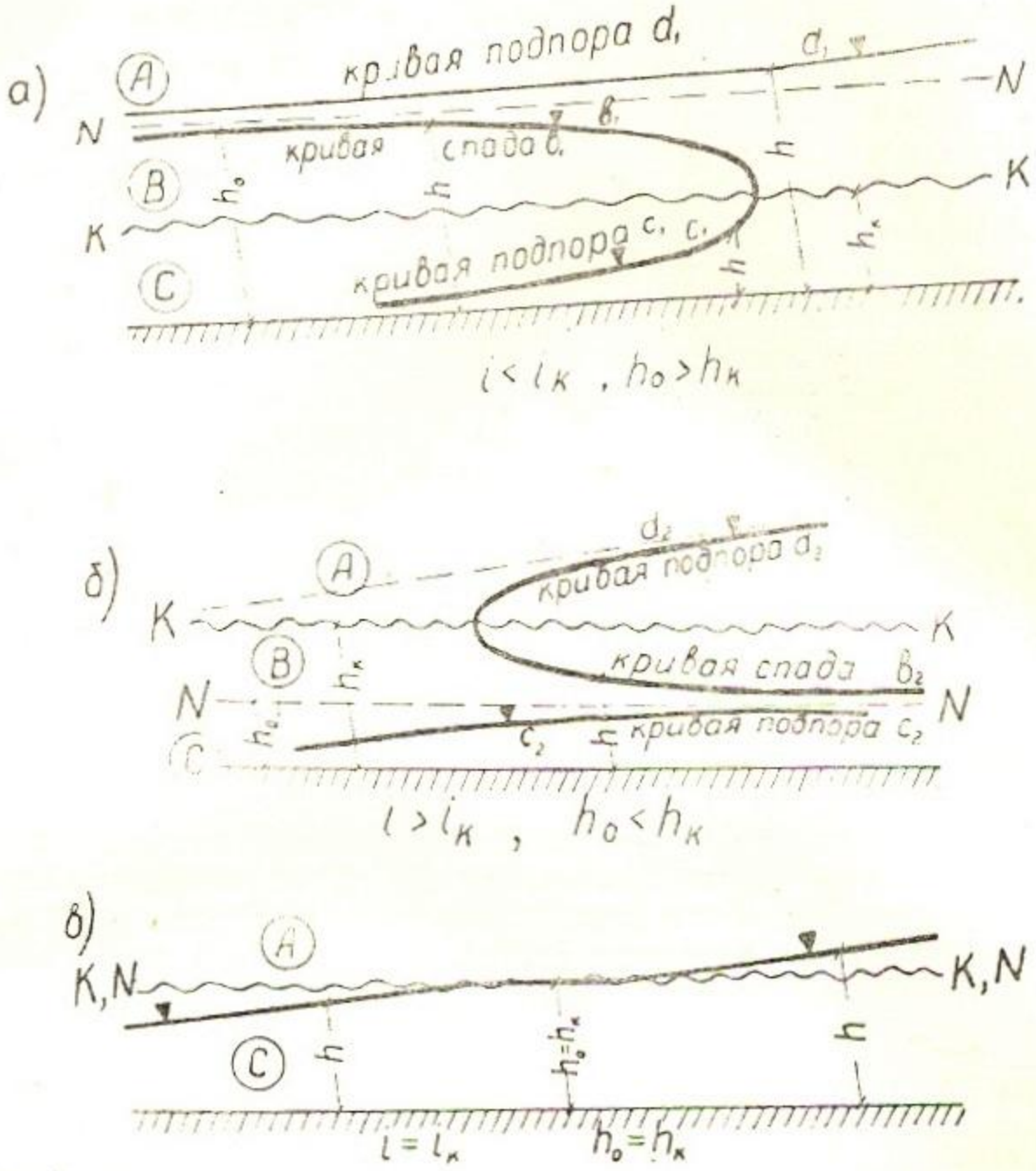


Рис. III—45.

Полная длина кривой подпора $L = 4778$ м.

1. Каждой зоне течения соответствует только одна форма кривой свободной поверхности.

2. В зонах A и C всегда кривые подпора, а в зоне B — кривые спада.

3. Кривые свободной поверхности приближаются к глубинам равномерного режима асимптотически; к глубинам критическим — под углом 90 или 270°.

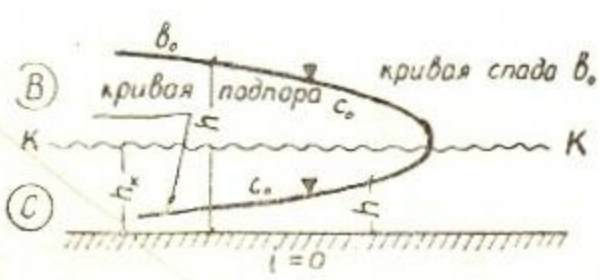


Рис. III—46.

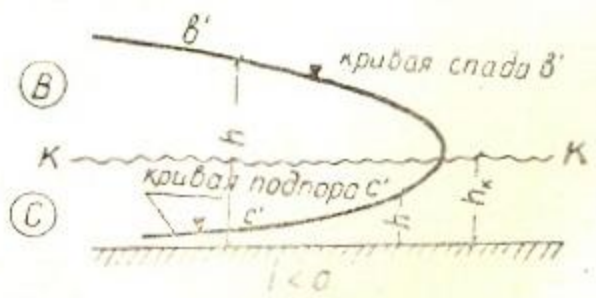


Рис. III—47.

4. Переход от глубин более критических к глубинам менее критическим сопровождается резким понижением уровня воды (водопад) и от глубин менее критических к глубинам более критическим — резким повышением уровня (гидравлический прыжок), однако переход от глубин менее критических к глубинам более критическим при $i = i_к$ совершается плавно.

Построение кривых свободной поверхности производится по их уравнениям, дающим связь между расстоянием и глубинами потока.

Виды получаемых уравнений для различных случаев уклона, таблицы для их решения, а также примеры задач можно найти в соответствующих курсах гидравлики, а также в справочниках по гидравлическим расчетам.

В первом приближении длина кривой подпора в призматических руслах при спокойном состоянии потока при $i < i_к$ определяется по формуле Бахметева:

$$L = \frac{h}{i}, \qquad \text{(III--117)}$$

где h — глубина воды в нижнем сечении; i — уклон дна.

§ 3 ПОСТРОЕНИЕ КРИВЫХ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ В ПРИЗМАТИЧЕСКИХ И НЕПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЛАХ

Построение кривых свободной поверхности в призматических и непризматических руслах при плавноменяющемся движении производится с разбивкой всей длины русла створами на отдельные участки (рис. III—48). Для определения глубин в створах каждого участка применяется энергетическое уравнение В. И. Чарномского:

$$\mathcal{Э}_2 = \mathcal{Э}_1 + (i - i_m)\,\delta l, \qquad \text{(III—118)}$$

где $\mathcal{Э}_1$ и $\mathcal{Э}_2$ — удельная энергия сечения в верховом и низовом створах, причем:

$$\mathcal{Э}_1 = h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g};$$

$$\mathcal{Э}_2 = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g};$$

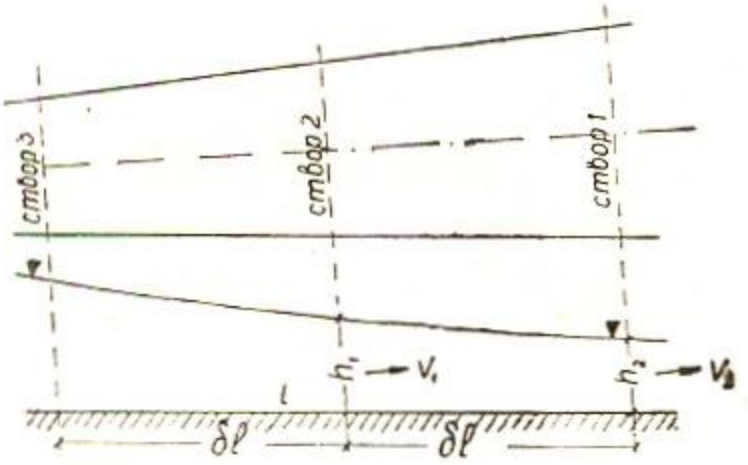


Рис. III—48.

i — уклон дна; δl — расстояние между створами.

При неравномерном уклоне дна $i\delta l$ — падение дна между створами;

i_m — средний гидравлический уклон или „уклон трения" на участке между створами, равный:

$$\overline{i_m} = \frac{i'_m + i''_m}{2}, \qquad \text{(III—119)}$$

где

$$i'_m = \frac{Q^2}{\omega_1^2 C_1^2 R_1}$$

$$i''_m = \frac{Q^2}{\omega_2^2 C_2^2 R_2}$$

ω_1, C_1, R_1 и ω_2, C_2 R_2 — гидравлические элементы потока в сечениях верхового и низового створов.

№ створа	h, м	ω, м²	χ, м	R, м	c, $м^{1/2}$/сек	v, м/сек	h_v, м	$э$, м
1	2,17	13,6	10,83	1,25	46,15	0,695	0,027	2,197
2	2,10	12,91	10,58	1,22	46,26	0,73	0,030	2,130
3	2,0	12,0	10,22	1,17	45,86	0,79	0,035	2,035
4	1,90	11,10	9,87	1,125	45,50	0,85	0,0476	1,9476
5	1,80	10,25	9,5	1,08	45,12	0,92	0,0515	1,8515
6	1,70	9,44	9,14	1,03	44,67	1,00	0,056	1,756
7	1,68	9,28	9,08	1,02	44,58	1,015	0,057	1,737

Иногда удобнее находить $\bar{i}_m$ по гидравлическим элементам, вычисленным для средней глубины $\bar{h} = \frac{h_1 + h_2}{2}$, где h_1 и h_2 — глубины в верхнем и нижнем створах и принимать $\bar{i}_m$ равным:

$$\bar{i}_m = \frac{\bar{v}^2}{\bar{C}^2 R}, \qquad \text{(III—120)}$$

где $\bar{v}$, $\bar{C}$, R — значения гидравлических элементов, вычисленных при средней глубине.

При построении кривой свободной поверхности в призматическом русле путем определения расстояния между створами, глубины в которых задаются, пользуются уравнением III—118 в следующем виде:

$$\delta l = \frac{\delta Э}{i - \bar{i}_m}, \qquad \text{(III—121)}$$

где $\delta Э = Э_2 - Э_1$. Во всех других случаях удобнее пользоваться энергетическим уравнением III—118.

При определении в трапецоидальных и прямоугольных руслах при заданном h и известном Q величины $Э$, или наоборот, при известных $Э$ и Q, соответствующих значений h_1 и h_2 при бурном и спокойном состояниях потока, удобно пользоваться графиком $Э^0 = f\left(\frac{h}{h_{кп}}, \frac{mh_{кп}}{b}\right)$, данным на рис. III—49, где $Э^0 = \frac{Э}{h_{кп}}$, а $h_{кп}$ — критическая глубина для прямоугольного сечения шириной, равной ширине по дну b трапецоидального сечения при погонном расходе в нем $q = \frac{Q}{b}$, при этом $h_{кп}$ определяется по формулам III—112, III—112′, или по табл. III—34, или по бинарной шкале $\sqrt{\alpha} \cdot q \cdot — h_{кп}$, помещенной внизу графика. На графике проведена линия AB, дающая $\varepsilon = \frac{h_{кт}}{h_{кп}}$, соответствующее критической глубине в трапецоидальном сечении — $h_{кт}$. Эту линию можно использовать для определения $h_{кт}$ и $Э_{кт}$, где $Э_{кт}$ — наименьшая удельная энергия в трапецоидальном сечении при заданном $\frac{mh_{кп}}{b}$.

Пример пользования энергетическим уравнением В. И. Чарномского.

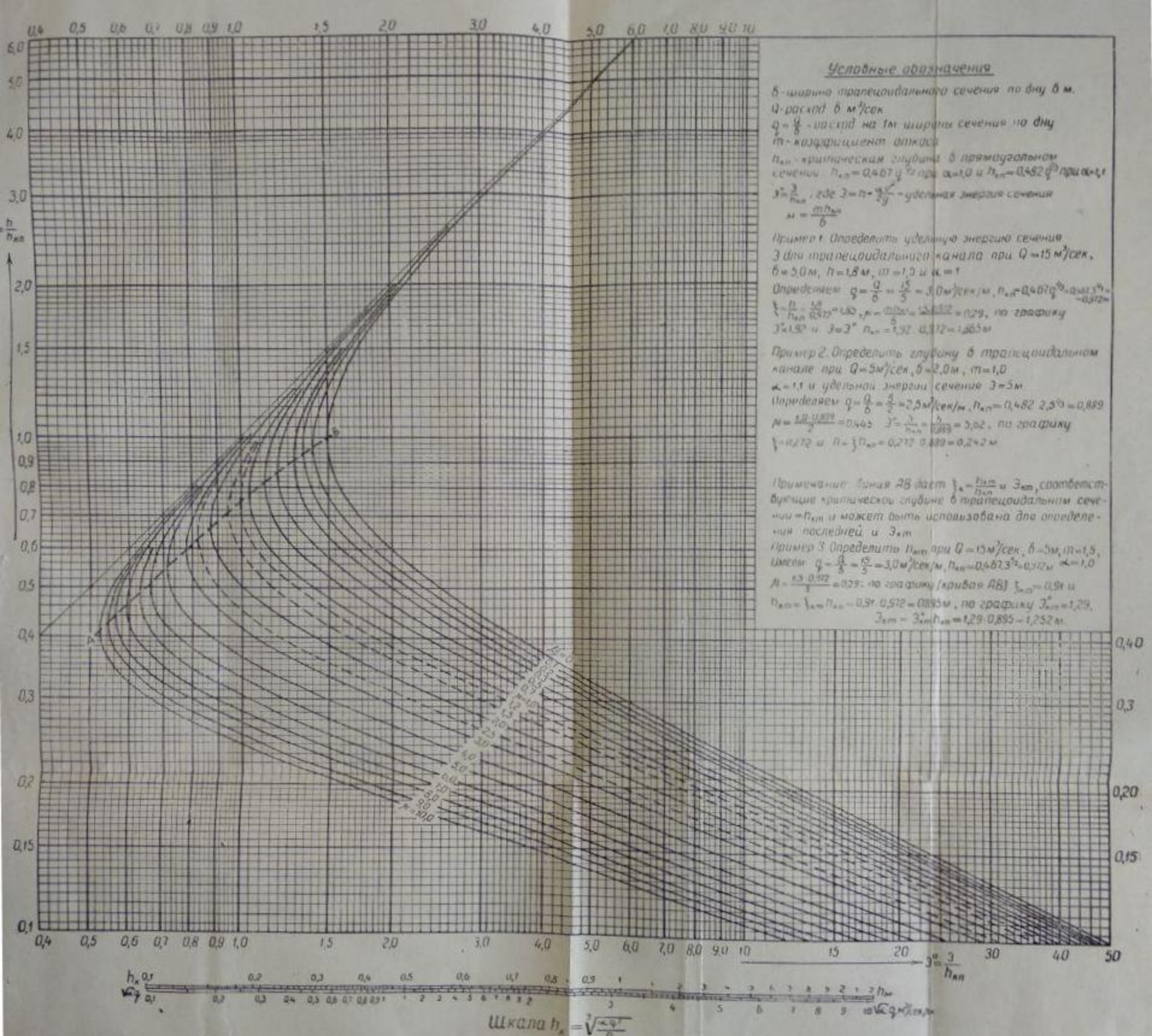

Условные обозначения
b - ширина трапецоидального сечения по дну в м.
Q - расход в м³/сек
q = Q/b - расход на 1м ширины сечения по дну
m - коэффициент откоса
h_кр - критическая глубина в прямоугольном сечении h_кр = 0,467 q^2/3 при α=1,0 и h_кр = 0,482 q^2/3 при α=1,1
3 = h/h_кр , где 3 = h + α v²/2g - удельная энергия сечения
м = mh_кр/b
Пример 1. Определить удельную энергию сечения 3 для трапецоидального канала при Q=15 м³/сек, b=5,0м, h=1,8м, m=1,5 и α=1
Определяем q = Q/b = 15/5 = 3,0м³/сек/м, h_кр = 0,467 q^2/3 = 0,467 3^2/3 = 0,972м
ζ = h/h_кр = 1,8/0,972 = 1,80, μ = mh_кр/2 = 1,5·0,972/2 = 0,729, по графику
3° = 1,92 и 3 = 3° h_кр = 1,92 · 0,972 = 1,865м
Пример 2. Определить глубину в трапецоидальном канале при Q=5м³/сек, b=2,0м, m=1,0
α=1,1 и удельной энергии сечения 3=5м
Определяем q = Q/b = 5/2 = 2,5м³/сек/м, h_кр = 0,482 2,5^2/3 = 0,889
μ = 1,0·0,889/2 = 0,445 3° = 3/h_кр = 5/0,889 = 5,62, по графику
ζ = 0,272 и h = ζ h_кр = 0,272 · 0,889 = 0,242м
Примечание. Линия AB дает ζ_кр = h_кр/h_кр и 3_кр, соответствующие критической глубине в трапецоидальном сечении = h_кр и может быть использована для определения последней и 3_кр
Пример 3. Определить h_кр при Q=15м³/сек, b=5м, m=1,5,
имеем q = 3,0м³/сек/м, h_кр = 0,467 3^2/3 = 0,972м, α=1,0
μ = 1,5·0,972/2 = 0,729, по графику (кривая AB) ζ_кр = 0,91 и
h_кр = ζ_кр h_кр = 0,91 · 0,972 = 0,885м, по графику 3°_кр = 1,29,
3_кр = 3°_кр h_кр = 1,29 · 0,885 = 1,252м
h/h_кр
Шкала h_x = ∛(αQ²/g)

Рис. III – 42.

Таблица III–35

$i_m\ 10^{-4}$	$\bar{i}_m\ 10^{-4}$	$(i-\bar{i}_m)10^{-4}$	$\delta\Theta$, м	δl, м	l_n, м	il_n, м	z_n м
					0	0	452,170
	1,945	3,05	0,067	219			
					219	0,109	452,209
	2,310	2,69	0,095	319			
54					538	0,269	432,269
	2,83	2,17	0,0874.	402			
12					940	0,470	452,370
	3,48	1,52	0,0961	632			
3,84					1572	0,786	452,586
	4,345	0,655	0,0955	1460			
4,85					3032	1516	453,216
	4, 92	0,08	0,019	2380			
4,99					5412	2706	454,386

Для установления отметок верха дамб вблизи сооружения, вызывающего подпор воды, требуется определить глубины воды в канале и отметки горизонтов воды выше сооружения. Даны: расход канала $Q = 9{,}45$ м³/сек, размеры, форма сечения и уклон канала: $b = 3{,}0$ м, $m = 1{,}5$ м, $n = 0{,}0225$, $i = 0{,}0005$, соответственно чему определена нормальная глубина в канале $h_0 = 1{,}67$ м.

Горизонт воды у сооружения подпирается на $\Delta h = 0{,}5$ м, дно канала у сооружения имеет отметку 450,00 м.

Задаваясь глубинами в створах канала, меньшими, чем глубина у сооружения $h_2 = h_0 + \Delta h = 1{,}67 + 0{,}5 = 2{,}17$ м, по уравнению III—121 определяют расстояния между створами.

Для пояснения подсчетов приводится определение расстояния, между двумя ближайшими к сооружению створами, в которых $h_2 = 2{,}17$ м и $h_1 = 2{,}10$ м.

Нижний створ $\omega_2 = (b + mh_2)\,h_2 = (3 + 1{,}5 \cdot 2{,}17)\,2{,}17 = 13{,}6$ м², $\chi_2 = b + 2m'h_2 = 3{,}0 + 3{,}61 \cdot 2{,}17 = 10{,}83$ м,

$$R_2 = \frac{\omega}{\chi} = \frac{13{\cdot}6}{10{\cdot}83} = 1{,}25 \text{ м},\quad C_2 = 46{,}15 \text{ м}^{1/2}/\text{сек} \text{ (взято по табл. III—31)}$$

$$v_2 = \frac{Q}{\omega_2} = \frac{9{,}45}{13{,}6} = 0{,}695 \text{ м/сек}.$$

$$h_{v_2} = \frac{\alpha v_2^2}{2g} = 0{,}056.\ v_2^2 = 0{,}056 \cdot 0{,}695^2 = 0{,}027 \text{ м},$$

$$\Theta_2 = h_2 + h_{v_2} = 2{,}17 + 0{,}027 = 2{,}197 \text{ м}$$

$$i_m'' = \frac{v_2^2}{C_2^2 R_2} = \frac{0{,}695^2}{46{,}15 \cdot 1{,}25} = 1{,}81 \cdot 10^{-4}.$$

Аналогично для верхнего створа: $h_1 = 2{,}10$ м, $\omega_1 = 12{,}915$ м², $x_1 = 0{,}58$ м, $R_1 = 1{,}22$ м, $C_1 = 45{,}95$ м$^{1/2}$/сек, $v_1 = 0{,}73$ м/сек, $h_{v_1} = 0{,}03$ м, $\Theta_1 = 2{,}13$ м, $i_m' = 2{,}08 \cdot 10^{-4}$.

Средний уклон трения $\bar{i}_m = \frac{i_m'' + i_m'}{2} = \frac{1{,}81 + 2{,}08}{2} \cdot 10^{-4} = 1{,}945 \cdot 10^{-4}$, $i - \bar{i}_m = (5 - 1{,}94^5)\,10^{-4} = 3{,}055 \cdot 10^{-4}$; $\delta\Theta = \Theta_2 - \Theta_1 = 2{,}197 - 2{,}130 = 0{,}067$ м и $\delta l = \frac{\delta\Theta}{i - \bar{i}_m} = \frac{0{,}067}{3{,}055 \cdot 10^{-4}} = 219$ м.

Для других створов все вычисления произведены аналогично и расположены в табл. III—35.

Отметка горизонта воды в n-ом створе z_n определяется по формуле:

$$z_n = z_{дн} + il_n + h_n, \qquad \text{(III—122)}$$

где $z_{дн}$ — отметка дна канала в начальном створе, l_n — расстояние от начального до n-го створа, h_n — глубина воды в n-ом створе.

Например. Отметка горизонта воды в 5-м створе:

$$z_5 = 45{,}\ldots + 0{,}0005 \cdot 1572 + 1{,}80 = 452{,}586 \text{ м}.$$

Полная длина кривой подпора по приближенной формуле Бахметева III—117

$$l = \frac{h}{i} = \frac{2{,}17}{0{,}0005} = 4340 \text{ м}.$$

Глава 7

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ ПРЫЖОК

§ 1. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ

Гидравлическим прыжком называется резкое повышение свободной поверхности при переходе потока из бурного состояния в спокойное (рис. III—50), переход от глубины потока $h_1 < h_k$ к глубине $h_2 > h_k$. Глубины h_1 до прыжка и h_2 за ним называются сопряженны-

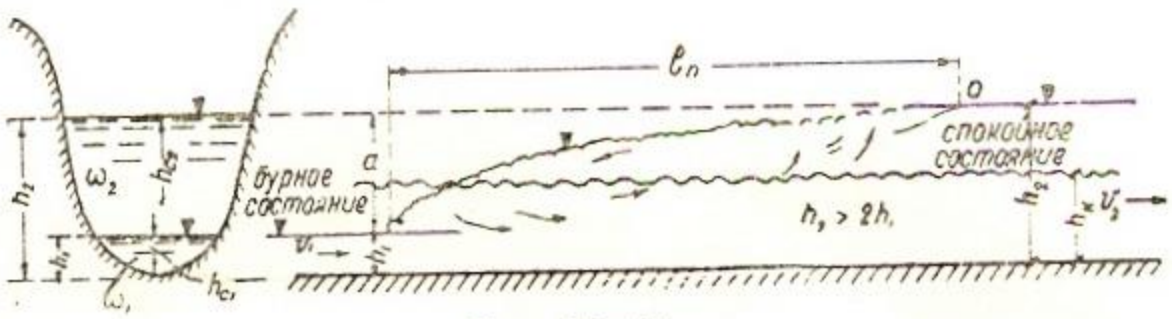


Рис. III—50.

ми. Разность между этими глубинами $a = h_2 - h_1$ называется высотой прыжка. Переход от глубины h_1 к h_2 (при $h_2 > 2h_1$) сопровождается образованием над основной струей водоворотной зоны, называемой поверхностным вальцом.

Точка O, от которой поверхностное течение направлено в разные стороны, называется раздельной точкой. Длина горизонтальной проекции поверхностного вальца называется длиной прыжка l_n. На этой длине происходит главная часть явлений преобразования потока из бурного состояния в спокойное, но достижение распределения скоростей, соответствующего равномерному движению, после раздельной точки происходит на значительной длине, называемой переходным участком.

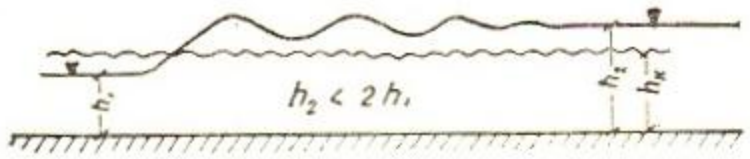


Рис. III—51.

При $\frac{h_2}{h_1} > 2$ имеет место совершенный прыжок, при $\frac{h_2}{h_1} < 2$ будет прыжок-волна, при котором не образуется вальца, а при переходе от h_1 к h_2 образуется ряд постепенно затухающих волн (рис. III—51).

§ 2. ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА СОВЕРШЕННОГО ПРЫЖКА

Основное уравнение прыжка, по которому могут определяться сопряженные глубины в русле любой формы, имеет вид

$$\frac{\alpha_1 Q^2}{g\omega_1} + \omega_1 \cdot h_{c_1} = \frac{\alpha_2 Q^2}{g\omega_2} + \omega \cdot h_{c_2}, \qquad \text{(III—123)}$$

где ω_1 и ω_2 — площади живых сечений перед и за прыжком,

h_{c_1} и h_{c_2} — расстояние от свободной поверхности до центра тяжести площадей ω_1 и ω_2,

α — коэффициент количества движения, часто принимаемый $\alpha = 1$.

Выражение $\frac{\alpha Q^2}{g\omega} + \omega h_c = \Pi(h)$ (III — 124) называется прыжковой функцией. Изменение $\Pi(h)$ в зависимости от h представлено на рис. III—52.

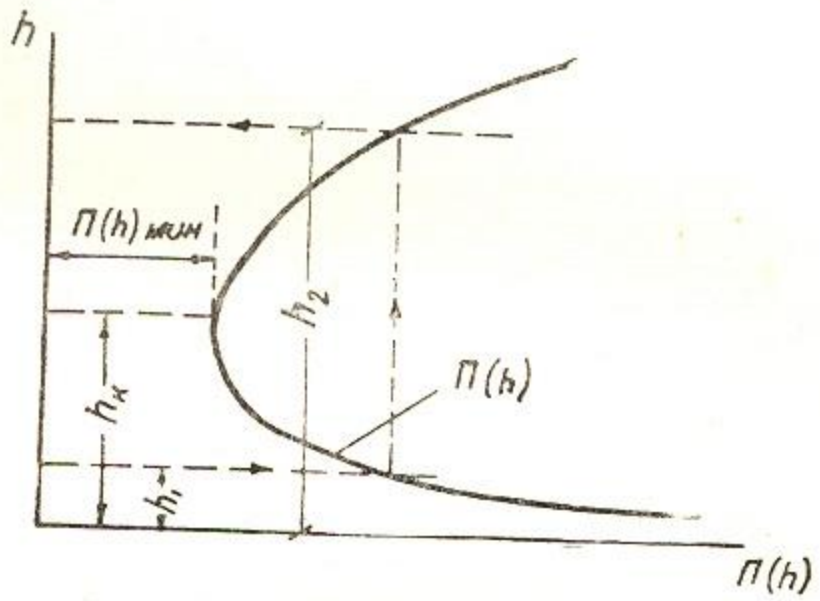


Рис. III—52.

Нахождение сопряженных глубин в руслах любой формы производится с помощью построенной для заданного русла и заданного Q кривой $\Pi(h)$. По ней при заданной глубине h_1 (рис. III—52) можно найти сопряженную с h_1 глубину h_2, для чего проводят прямую параллельно оси $\Pi(h)$ на расстоянии h_1, до встречи с нижней ветвью кривой $\Pi(h)$, через точку пересечения проводят вертикальную линию до пересечения с верхней ветвью кривой $\Pi(h)$. Координата h точки пересечения дает искомую вторую сопряженную глубину h_2.

Для прямоугольных русел сопряженные глубины определяются по формулам:

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1\right) \qquad \text{(III—125)}$$

$$h_1 = \frac{h_2}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_2^3}} - 1\right), \qquad \text{(III—126)}$$

где $q = \frac{Q}{b}$ — погонный расход.

Для определения h_1 и h_2 в прямоугольном русле может быть использован график рис. III—53, представленный в относительных глубинах $\xi_1 = \frac{h_1}{h_{кп}}$, $\xi_2 = \frac{h_2}{h_{кп}}$. При заданных q и h_1 определяют $h_{кп} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ и, имея $\xi_1 = \frac{h_1}{h_{кп}}$, по графику находится ξ_2 и далее $h_2 = \xi_2 h_{кп}$.

Пример. Определить сопряженную с $h_1 = 0{,}4$ м глубину в прямоугольном русле шириной $b = 4$ м при расходе $Q = 20$ м³/сек и $\alpha = 1{,}0$.

Имеем

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{20}{4} = 5 \text{ м}^3/\text{сек/м}.$$

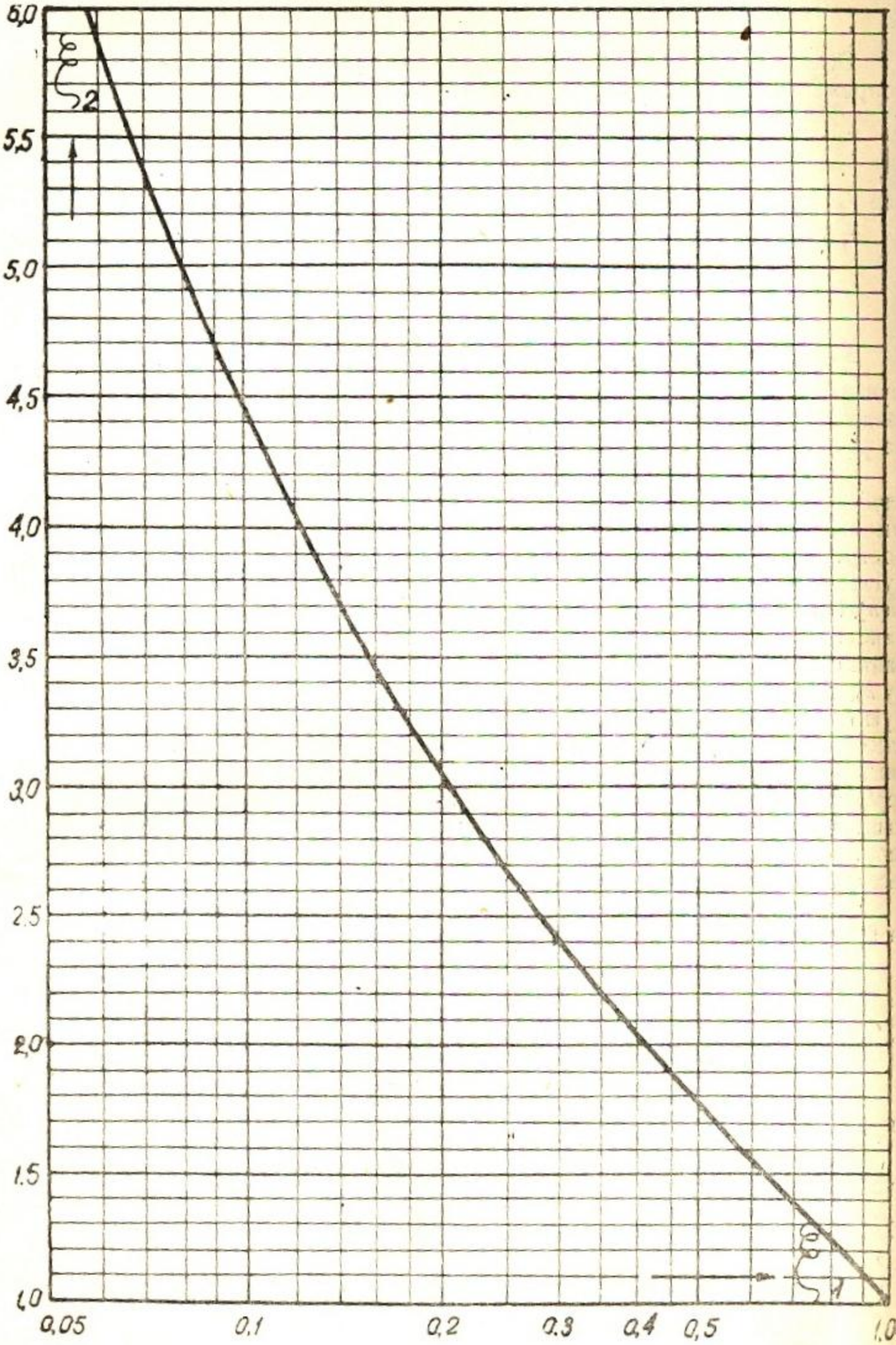


Рис. III — 53

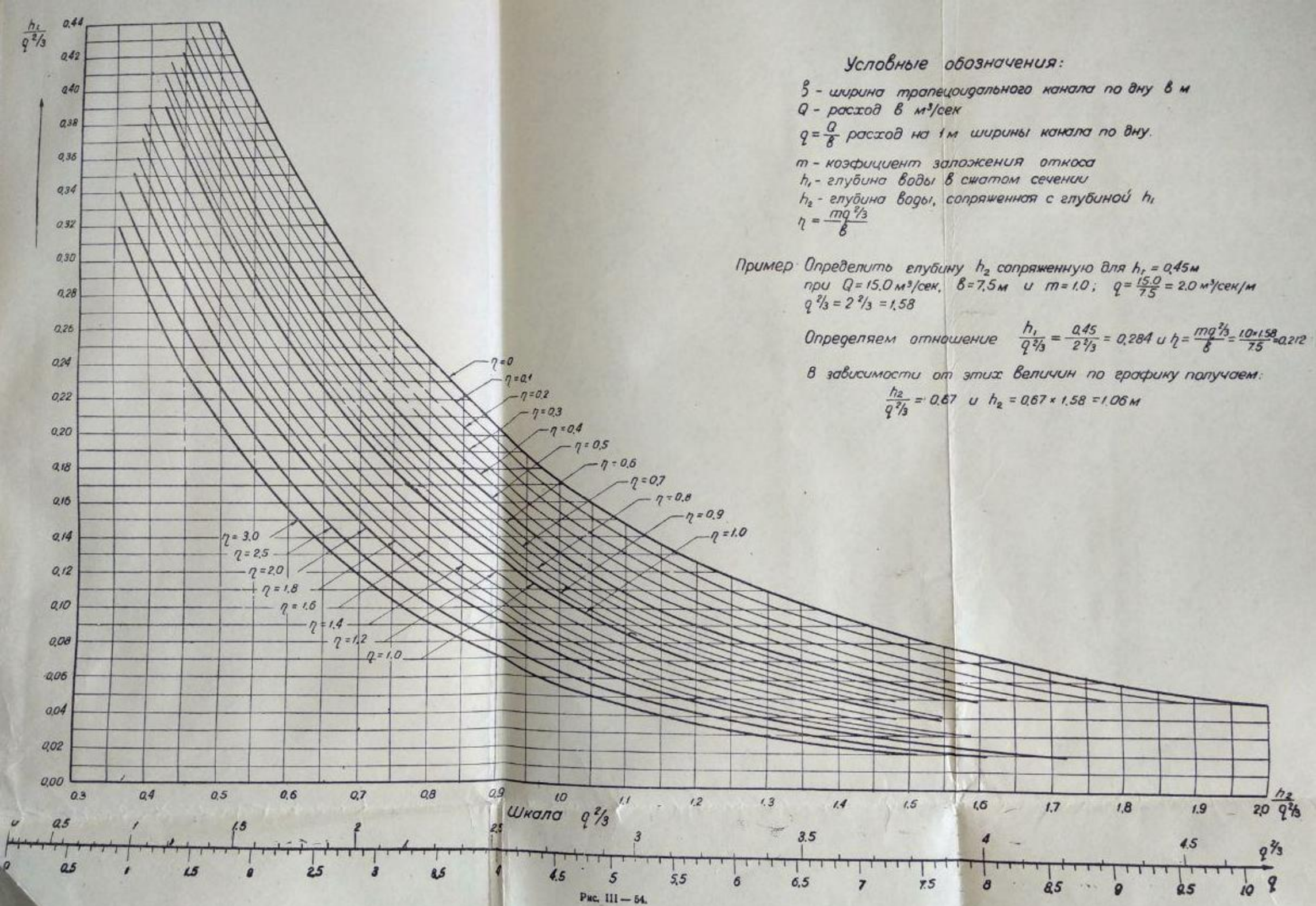


Рис. III — 54.

Условные обозначения:

b - ширина трапецоидального канала по дну в м

Q - расход в м³/сек

$q = \frac{Q}{b}$ расход на 1 м ширины канала по дну.

m - коэфициент заложения откоса

h_1 - глубина воды в сжатом сечении

h_2 - глубина воды, сопряженная с глубиной h_1

$\eta = \frac{mq^{2/3}}{b}$

Пример: Определить глубину h_2 сопряженную для $h_1 = 0{,}45$ м при $Q = 15{,}0$ м³/сек, $b = 7{,}5$ м и $m = 1{,}0$; $q = \frac{15{,}0}{7{,}5} = 2{,}0$ м³/сек/м

$q^{2/3} = 2^{2/3} = 1{,}58$

Определяем отношение $\frac{h_1}{q^{2/3}} = \frac{0{,}45}{2^{2/3}} = 0{,}284$ и $\eta = \frac{mq^{2/3}}{b} = \frac{1{,}0 \times 1{,}58}{7{,}5} = 0{,}212$

В зависимости от этих величин по графику получаем:

$\frac{h_2}{q^{2/3}} = 0{,}67$ и $h_2 = 0{,}67 \times 1{,}58 = 1{,}06$ м

По табл. III—34 находим $h_{кп} = 1{,}366$ и $\xi_1 = \frac{h_1}{h_{кп}} = \frac{0{,}4}{1{,}366} = 0{,}293$, по графику на рис. III—53 $\xi_2 = 2{,}45$ и $h_2 = \xi_2 h_{кп} = 2{,}45 \cdot 1{,}366 = 3{,}35$ м.

Для русел трапецоидальной формы определение сопряженных глубин производится построением кривой $\Pi(h)$, как для русел любой формы, или, используя график на рис. III—54, составленный по таблицам Башкировой в координатах $\frac{h_1}{q^{\frac{2}{3}}}$ и $\frac{h_2}{q^{\frac{2}{3}}}$ для различных трапецоидальных сечений, характеризуемых $\eta_1 = \frac{n q^{\frac{2}{3}}}{b}$.

Практическое использование кривых показано на числовом примере, приведенном на графике рис. III—54.

Длина вальца в прямоугольном русле определяется по формуле Н. Н. Павловского

$$l_n = 2{,}5\,(1{,}9\,h_2 - h_1) \qquad \text{(III—127)}$$

или по формуле

$$l_n = (4 \div 5)\,(h_2 - h_1). \qquad \text{(III—128)}$$

Полную длину участка гашения энергии, согласно М. Д. Чертоусову, можно принять:

$$l_n = (18 \div 21)\,h_6, \qquad \text{(III—129)}$$

где h_6 — бытовая глубина.

Для трапецоидального русла, в котором явление прыжка сопровождается образованием сбойного течения, длина прыжка определяется по формуле:

$$l_n = 5h_2\left(1 + 4\sqrt{\frac{B_2}{B_1} - 1}\right), \qquad \text{(III—130)}$$

где B_1 — ширина потока по верху в сечении до прыжка, B_2 — та же ширина в сечении после прыжка.

Потеря энергии в прыжке определяется по формуле:

$$\Theta_{пот} = \left(h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g}\right) - \left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g}\right), \qquad \text{(III—131)}$$

где h_1 и h_2 — глубины в сечениях до прыжка и после прыжка,
v_1 и v_2 — скорости в тех же сечениях.

В случае прямоугольного русла:

$$\Theta_{пот} = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2}. \qquad \text{(III—132)}$$

Глава 8

ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЙ И ИЗ-ПОД ЩИТОВ

§ 1. ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ ОТВЕРСТИЙ

При истечении из отверстия стенка считается тонкой, если вытекающая струя соприкасается с кромкой отверстия, обращенной внутрь сосуда, и не касается боковой поверхности отверстия. При истечении из отверстия происходит сжатие струи, величина которого характеризуется коэффициентом сжатия:

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega}, \qquad \text{(III—133)}$$

где ω_c — площадь живого сечения струи в сжатом сечении,
ω — площадь отверстия.

Сжатие будет совершенное тогда, когда на него не оказывают влияния стенки резервуара. Для этого стенки резервуара должны быть удалены от кромок отверстия на расстояние $c_1 > 3a$, $c_2 > 3b$ (рис. III — 55, случай 1). При невыполнении этих условий (случай 2) сжатие будет несовершенное — коэффициент сжатия увеличится.

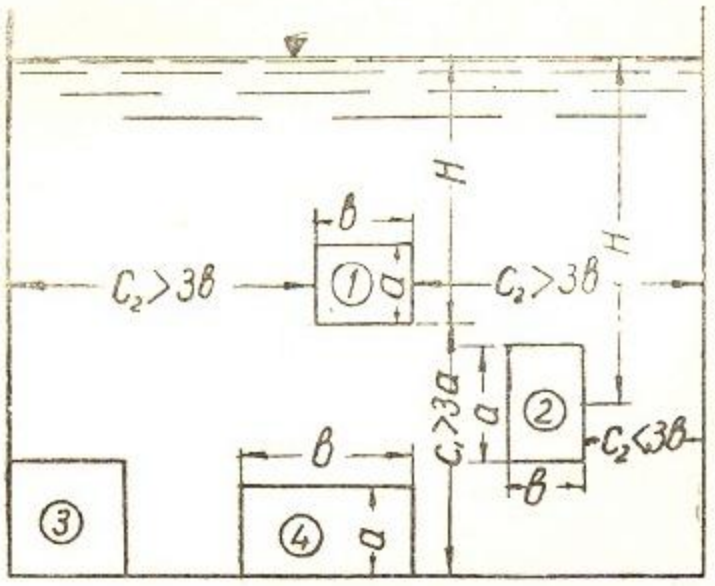


Рис. III—55.

Сжатие будет полным, когда струя сжимается по всему периметру отверстия. Сжатие неполное, когда на части периметра отверстия сжатие отсутствует (рис. III—55, случай 3), вследствие того, что к кромке отверстия примыкает стенка, что ведет к увеличению коэффициента сжатия.

В донных отверстиях (случай 4) создается неполное сжатие.

§ 2. ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ МАЛОГО ОТВЕРСТИЯ В ТОНКОЙ СТЕНКЕ

Малым отверстием считается такое, вертикальные размеры которого малы по сравнению с напором, а $< 0{,}1$ H.

При полном и совершенном сжатии в среднем $\mu = 0{,}64$.

Скорость в сжатом сечении (рис. III—56) при истечении из резервуара, давление на свободной поверхности жидкости в котором $P_0 = P_a$,

где $H_c = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ $\qquad v_c = \varphi\sqrt{2gH_c}$. (III—134)

Коэффициент скорости φ немного увеличивается с напором; при расчетах обычно принимают $\varphi = 0{,}97$.

Вытекающая из отверстия струя движется в воздухе по параболе (рис. III—57), уравнение которой:

$$y = \frac{x^2}{4\varphi^2 H\cos^2\theta} + x\operatorname{tg}\theta. \qquad \text{(III—135)}$$

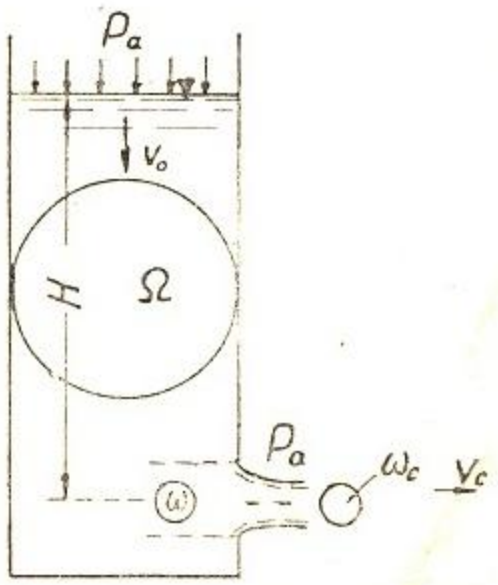


Рис. III—56.

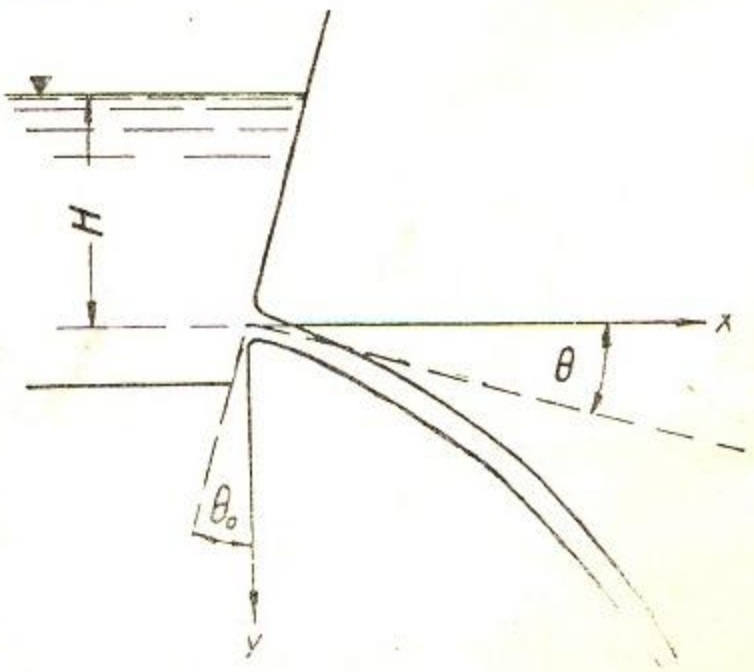


Рис. III—57.

где θ — угол наклона плоскости отверстия к вертикали.

Расход через отверстие определяется формулой:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH_0}, \qquad \text{(III—136)}$$

где μ — коэффициент расхода, равный:

$$\mu = \varepsilon\varphi. \qquad \text{(III—137)}$$

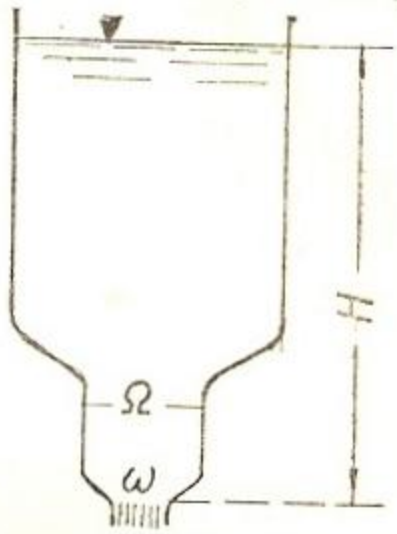


Рис. III—58.

Средние значения μ могут быть приняты для отверстий:

прямоугольного $= 0{,}634$
квадратного $= 0{,}625$
круглого $= 0{,}615$.

В случае несовершенного сжатия при центральном расположении отверстия (рис. III—58)

$$\mu_{кр} = \mu_{кр}(1 + K_1) \qquad \text{(III—138)}$$

$$\mu_{пр} = \mu_{пр}(1 + K_2), \qquad \text{(III—139)}$$

где значения K_1 и K_2 берутся из таблицы.

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,3	0,4	0,50	0,60	0,7
K_1	0,007	0,014	0,023	0,031	0,059	0,092	0,134	0,189	0,260
K_2	0,009	0,019	0,030	0,042	0,071	0,107	0,152	0,203	0,278

В случае неполного сжатия коэффициент $\mu_{неп}$ определяется формулой:

$$\mu_{неп} = \left(1 + K\frac{n}{\chi}\right), \qquad \text{(III—140)}$$

где n — часть периметра, на которой устранено сжатие,

χ — полный периметр отверстия,

K — коэффициент для отверстий:

круглого — 0,157
квадратного — 0,152
прямоугольного — 0,157

Н. Н. Павловский рекомендует принимать для $\frac{n}{\chi}$ близкого к единице — $K = 0{,}4$.

2) Истечение из малого отверстия в тонкой стенке под уровень (рис. III—59)

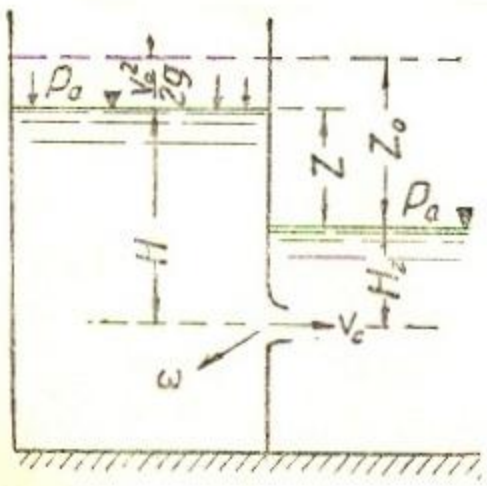


Рис. III—59.

В этом случае

$$v_c = \varphi\sqrt{2gz_0} \qquad \text{(III—141)}$$

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gz_0} \qquad \text{(III—142)}$$

Причем $z_0 = z + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$,

а $z = H - H_2$ — разность уровней в резервуарах.

Значения φ и μ принимают такими же, как при истечении в атмосферу.

§ 3. ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ БОЛЬШИХ ОТВЕРСТИЙ

При истечении из больших отверстий могут быть три случая (рис. III—60)

1. Уровень воды нижнего бьефа ниже нижней кромки отверстия (рис. III—60*а*) — истечение свободное.

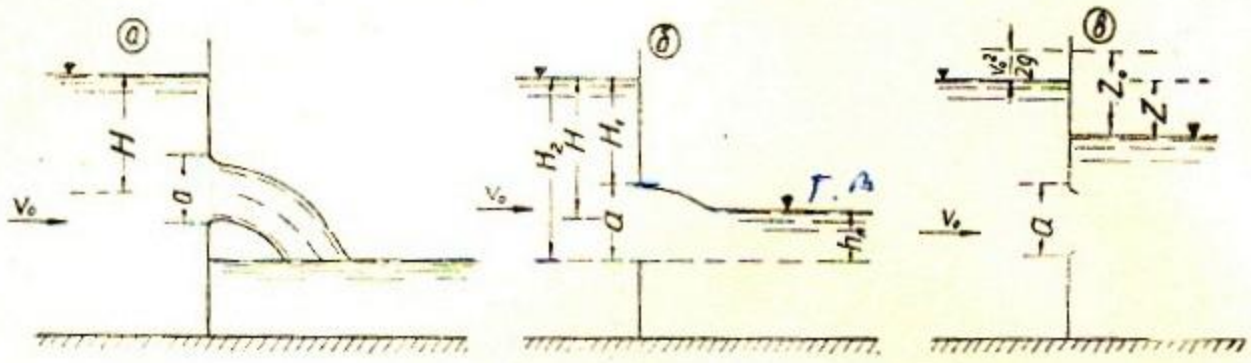


Рис. III—60.

2. Уровень воды нижнего бьефа находится между нижней и верхней кромками отверстия (рис. III—60*б*) — истечение полузатопленное.

3. Уровень воды нижнего бьефа выше верхней кромки отверстия (рис. III—60*в*) — истечение затопленное.

В первом случае расход при прямоугольных отверстиях определяется по формуле:

$$Q = \mu b \sqrt{2gH_0}, \qquad \text{(III—143)}$$

где μ согласно Н. Н. Павловскому берется:

а) Для прямоугольных отверстий средних размеров со сжатием струи со всех сторон при отсутствии направляющих стенок, в среднем $\mu = 0{,}65$.

б) Для прямоугольных отверстий больших размеров с несовершенным, но всесторонним сжатием, в среднем $\mu = 0{,}7$.

Во втором случае расход определяется по формуле:

$$Q = \sigma_n \mu b \sqrt{2gH_0}, \qquad \text{(III—144)}$$

где σ_n — коэффициент подтопления берется по табл. III—36, в которой

$$\eta = \frac{h_n}{H_2} \quad \text{и} \quad \psi = \frac{H_1}{H_2}.$$

Таблица III—36

Значение σ_n для полузатопленных отверстий

η \ ψ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	0,991	0,989	0,987	0,985	0,983	0,981	0,979	0,977	0,975	0,973	
0,2	0,981	0,977	0,973	0,968	0,963	0,958	0,953	0,948	0,943		
0,3	0,970	0,963	0,956	0,945	0,934	0,922	0,914	0,907			
0,4	0,956	0,947	0,932	0,917	0,898	0,879	0,866				
0,5	0,937	0,922	0,901	0,874	0,840	0,816					
0,6	0,907	0,885	0,845	0,803	0,756						
0,7	0,856	0,817	0,762	0,679							
0,8	0,778	0,712	0,577								
0,9	0,621	0,426									
1,0	0,000										

Значение μ берется по Н. Н. Павловскому (III—145) как в первом случае.

В третьем случае

$$Q = \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2gz_0}, \qquad \text{(III—145)}$$

где $z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g}$, а z — разность уровней в верхнем и нижнем бьефах.

μ берется как в первом случае.

§ 4. ДОННЫЕ ОТВЕРСТИЯ (ИСТЕЧЕНИЕ ИЗ-ПОД ЩИТА)

1. Отверстия 1-го рода, когда непосредственно за отверстием имеется стенка падения, так что дно отводного русла не оказывает влияния на форму вытекающей из отверстия струи (рис. III—61).

При этом

$$p > 0 \text{ и } \delta < h_{щ}.$$

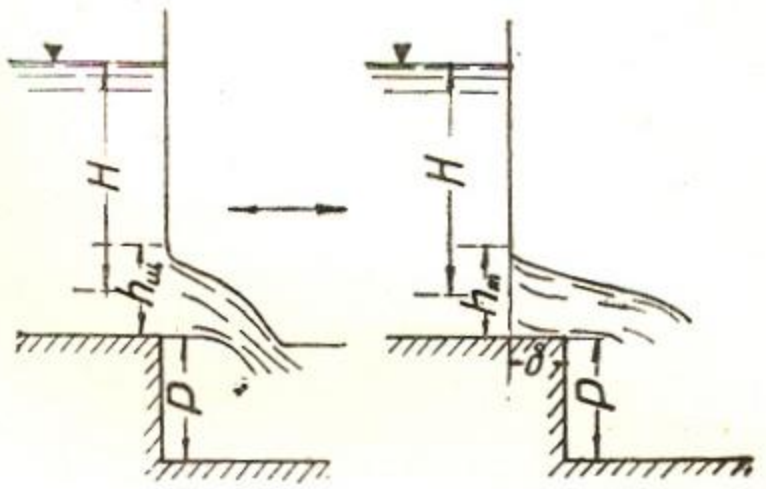


Рис. III—61.

Расчет их производится по предыдущему параграфу, но с изменением значения коэффициентов расхода μ, а именно: по Н. Н. Павловскому.

1. Донные отверстия:

со значительным влиянием бокового сжатия $\mu = 0{,}65 - 0{,}70$,

с умеренным влиянием бокового сжатия $\mu = 0{,}70 - 0{,}75$,

с плавными боковыми подходами $\mu = 0{,}80 - 0{,}85$,

с весьма плавными подходами воды со всех сторон $\mu = 0{,}9$.

2. Отверстия II рода, когда истечение струи из отверстия (из-под щита) происходит в лоток, так что дно отводящего русла оказывает влияние на форму вытекающей струи ($p = 0$ или $p > 0$, но $\delta > h_{щ}$) (рис. III—62,64).

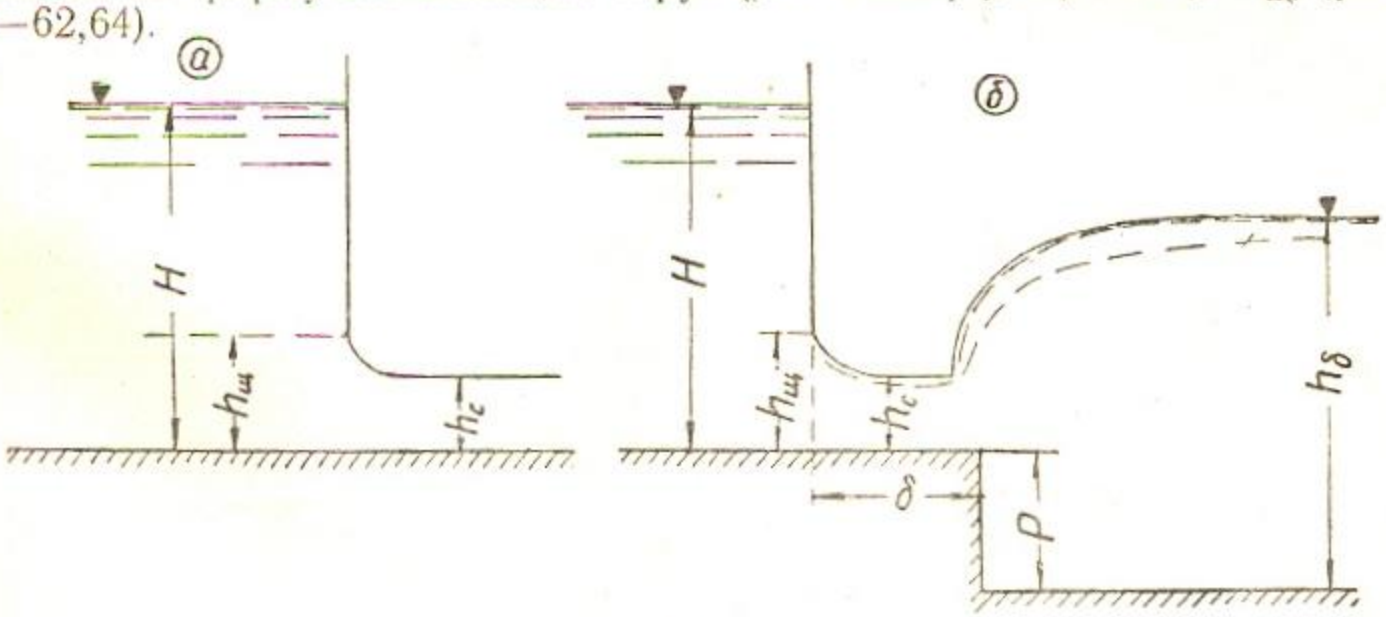


Рис. III—62.

а) Истечение свободное, (рис. III—62), когда

$$h_\delta - p < h_c'',$$

где h_c'' — глубина сопряженная с $h_c = \varepsilon_h h_{щ}$, а

ε_h — коэффициент вертикального сжатия.

Значение ε_h в зависимости от относительного открытия щита $\frac{h_{щ}}{H}$ и угла наклона его Θ дано на графике рис. III—63, на котором

также даны кривые $\frac{h_c}{H_0}$ и $\varphi\left(\frac{h_c}{H_0}\right) = \frac{q}{\varphi H_0^{3/2}}$, (III—146), где q — погонный расход. Последними кривыми удобно пользоваться при расчете истечений из-под щита.

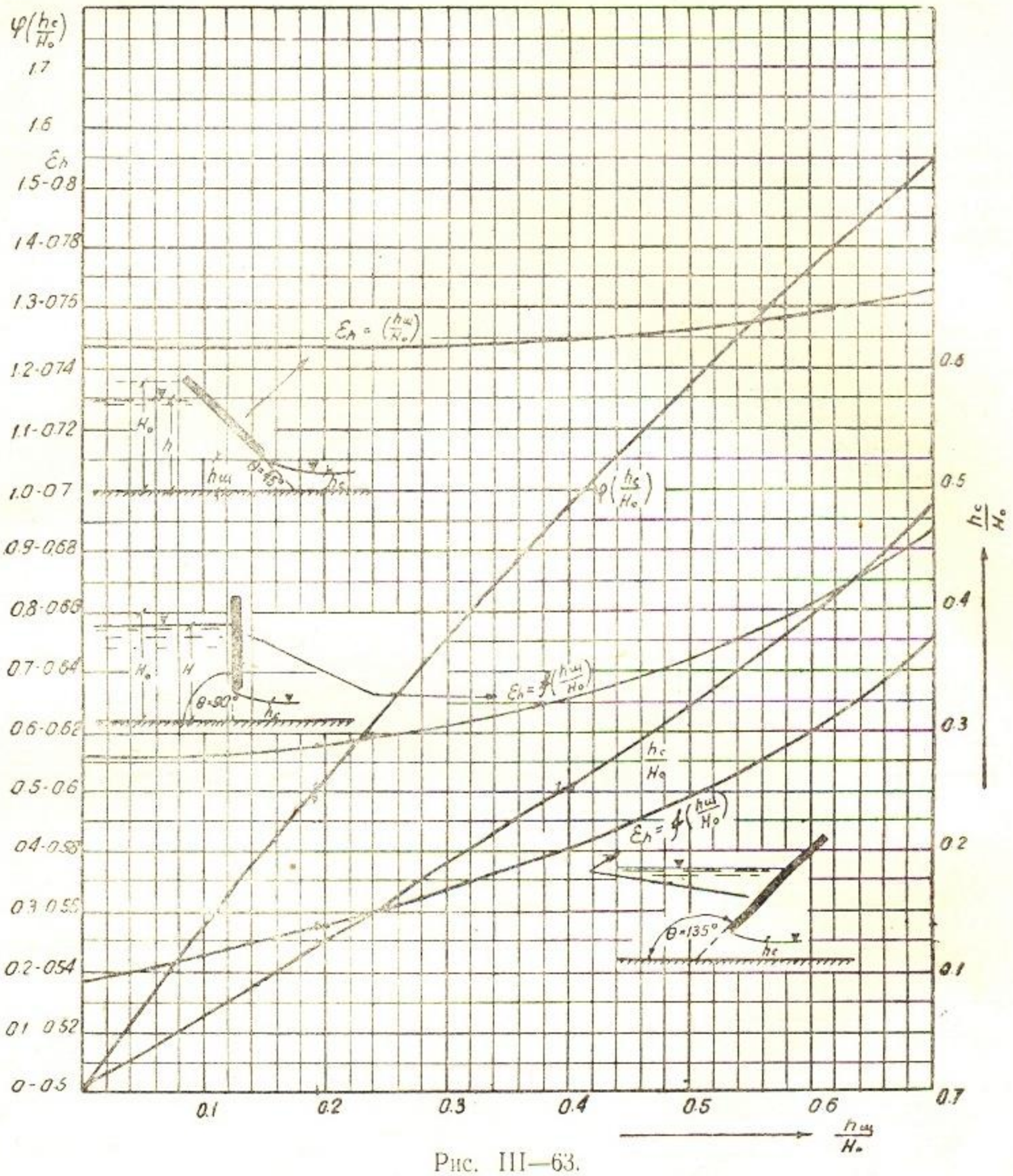


Рис. III—63.

Примечание. На рис. III—63 кривые $\varphi\left(\frac{h}{H}\right)$ и $\frac{h_s}{H_0}$ даны для вертикального щита.

При свободном истечении и отсутствии бокового сжатия расход определяется формулой:

$$Q = \mu h_{щ} b \sqrt{2g\,(H_0 - \varepsilon_h h_{щ})}, \qquad \text{(III—147)}$$

где $\mu = \varepsilon_h \varphi$ — значение ε_h определяется по графику рис. III—63, φ — коэффициент скорости, равный $\varphi = 0{,}98 - 0{,}97$.

б) Несвободное истечение (рис. III—64).

При несвободном истечении без бокового сжатия расход определяется формулой:

$$Q = \mu h_{щ} b \sqrt{2g(H_0 - h_z)}, \qquad (III-148)$$

где h_z — глубина за щитом в сжатом сечении и равна

$$h_z = \sqrt{h_c^2 - L\left(H_0 - \frac{L}{4}\right)} + \frac{L}{2} \quad (III-149) \quad \text{где } L = 4\mu^2 h_{щ}^2 \frac{h_c - h_c}{h_c h_c}$$

μ — имеет значение как при свободном истечении.

При несвободном истечении и относительных открытиях щита $\frac{h_{щ}}{H} > 0{,}8$ расход определяется формулой

$$Q = \mu h_{щ} b \sqrt{2g(H_0 - h_c)}, \quad (III-149),$$

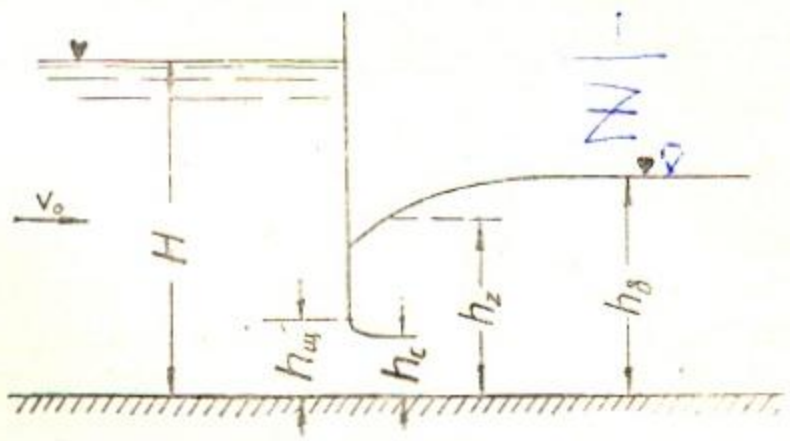


Рис. III—64.

в которой коэффициент расхода μ берется как для донных отверстий, в нем учитывается и боковое сжатие

При наличии бокового сжатия в формулы III—147 и III—148 вводится коэффициент бокового сжатия ε_b, определяемый по формуле Е. А. Замарина

$$\varepsilon_b = 1 - K\frac{H}{H + b}, \qquad (III-150)$$

где $K = 0{,}2$ для прямоугольного, $K = 0{,}1$ для полуциркульного или треугольного и $K = 0{,}05$ для криволинейного заостренного очертания оголовка бычка (рис. III—65)

Во всех случаях работы только одного из нескольких отверстий $K = 0{,}2$.

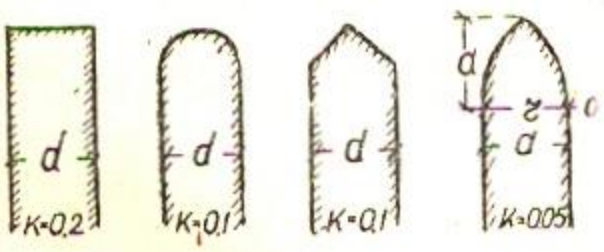


Рис. III—65.

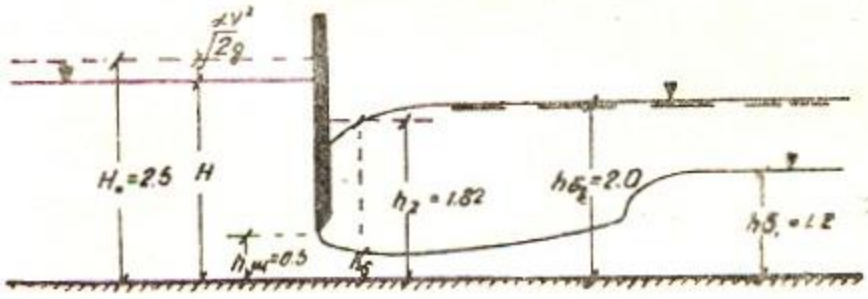


Рис. III—66.

Порядок решения задач при истечении из-под щита показан на примерах.

Пример 1. Определить расходы, вытекающие из-под вертикально поставленного щита (рис. III—66), если $H_0 = 2{,}5$ м, ширина отверстия $b = 3{,}0$ м, щит поднят на высоту $h_{щ} = 0{,}5$ м, при глубинах за щитом $h_{з_1} = 1{,}2$ м и $h_{б_2} = 2{,}0$ м; $\varphi = 0{,}97$. Боковое сжатие отсутствует.

1. Устанавливаем характер истечения:

$\frac{h_{щ}}{H_0} = \frac{0{,}5}{2{,}5} = 0{,}2$ по графику рис. III—63 ему соответствует при $\theta = 90°$ (вертикальный щит) $\varepsilon_h = 0{,}616$, поэтому $h_c = \varepsilon_h h_{щ} = 0{,}616 \cdot 0{,}5 = 0{,}308$ м; $\mu = 0{,}616 \cdot 0{,}97 = 0{,}598$.

2. Определяем погонный расход, считая истечение свободным:

$$q = \frac{Q}{b} = \mu h_{щ} \sqrt{2g(H_0 - h_c)} = 0{,}598 \cdot 0{,}5 \sqrt{2g\,(2{,}5 - 0{,}308)} = 1{,}95 \text{ м}^3/\text{сек/м},$$

этому q при $\varkappa = 1{,}0$ по табл. III—34 соответствует $h_{кп} = 0{,}729$ м. По графику на рис. III—53 определяем h''_c.

Имеем при

$$\xi_1 = \frac{h_c}{h_{кп}} = \frac{0{,}308}{0{,}729} = 0{,}422$$

$$\xi_2 = 1{,}98 \text{ и } h''_c = \xi_2 h_{кп} = 1{,}98 \times 0{,}729 = 1{,}44 \text{ м}.$$

При меньшей глубине $h_{б_1} = 1{,}2$ м $< h''_c = 1{,}44$ м будет свободное истечение, при большей глубине $h_{б_2} = 2$ м $> h''_c = 1{,}44$ м будет несвободное истечение.

3. Устанавливаем расход

В первом случае ($h_{б_1} = 1{,}2$ м) определенный ранее погонный расход соответствует свободному истечению, а потому $Q = qb = 1{,}95 \times \times 3{,}0 = 5{,}85$ м³/сек. Во втором случае ($h_{б_2} = 2{,}0$ м) расход определяется по формуле III—148 для несвободного истечения, а глубина за щитом в сжатом сечении h_z — по формуле III—149, где

$$L = 4\mu^2 h_{щ}^2 \frac{h_{б_2} - h_c}{h_{б_2} h_c} = 4 \times 0{,}598^2\, 0{,}5^2 \frac{2 - 0{,}308}{2 \cdot 0{,}308} = 0{,}985$$

$$\text{и } h_z = \sqrt{h_{б_1}^2 - L\left(H_0 - \frac{L}{4}\right)} + \frac{L}{2} = \sqrt{2{,}0^2 - 0{,}985\left(2{,}5 - \frac{0{,}985}{4}\right)} + \frac{0{,}985}{2} = 1{,}82 \text{ м}.$$

а потому:

$$Q = \mu b h_{щ} \sqrt{2g(H_0 - h_z)} = 0{,}598 \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}5 \sqrt{2g\,(2{,}5 - 1{,}82)} = 3{,}28 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Пример 2. Определить, на какую высоту нужно поднять щит для пропуска расхода $Q = 6{,}0$ м³/сек при $H_0 = 2{,}58$ м, ширине отверстия $b = 3{,}0$ м, $\varphi = 0{,}97$, если глубина воды в нижнем бьефе $h_б = = 1{,}3$ м.

Предполагая истечение свободным, определяем по формуле III—146:

$$\varphi\left(\frac{h_c}{H_0}\right) = \frac{q}{\varphi H_0^{3/2}} = \frac{6}{3 \cdot 0{,}97 \cdot 2{,}58^{3/2}} = 0{,}497.$$

По графику рис. III—63 $\varphi\left(\frac{h_c}{H_0}\right) = 0{,}497$ соответствует $\frac{h_{щ}}{H_0} = 0{,}195$, а потому открытие щита $h_{щ} = 0{,}195 H_0 = 0{,}195 \cdot 2{,}58 = 0{,}503$ м.

Проверяем условия затопления:

По графику рис. III—63 $\varphi\left(\frac{h_{щ}}{H_0}\right) = 0{,}195$ соответствует $\frac{h_c}{H_0} = 0{,}122$, а потому $h_c = 0{,}122\, H_0 = 0{,}122 \cdot 2{,}58 = 0{,}315$ м.

По таблице III—34 $q = \frac{Q}{b} = \frac{6{,}0}{3{,}0} = 2{,}0$ м³/сек/м соответствует $h_{кп} = = 0{,}742$ м и $\xi = \frac{h_c}{h_{кп}} = \frac{0{,}315}{0{,}742} = 0{,}425$. По графику рис. III—53 $\xi_2 = = 1{,}95$ и $h''_c = 1{,}95 \cdot 0{,}742 = 1{,}45$ м $> h_б = 1{,}3$ м.

Истечение действительно свободное. Открытие щита определено правильно.

Для определения открытия наклонного щита первоначально узнают открытие $h_{щ}$ для вертикального щита и результат умножают на $\frac{\varepsilon h \text{ верт.}}{\varepsilon h \text{ наклон.}}$.

При несвободном истечении вопрос решается подбором. Нужно найти такое открытие щита $h_{щ}$, при котором будет проходить заданный расход, определяя его при принятом $h_{щ}$ по формуле III—148.

Глава 9

ВОДОСЛИВЫ

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Водосливом называется порог (преграда) в потоке со свободной поверхностью, через который переливается вода (рис. III—67)

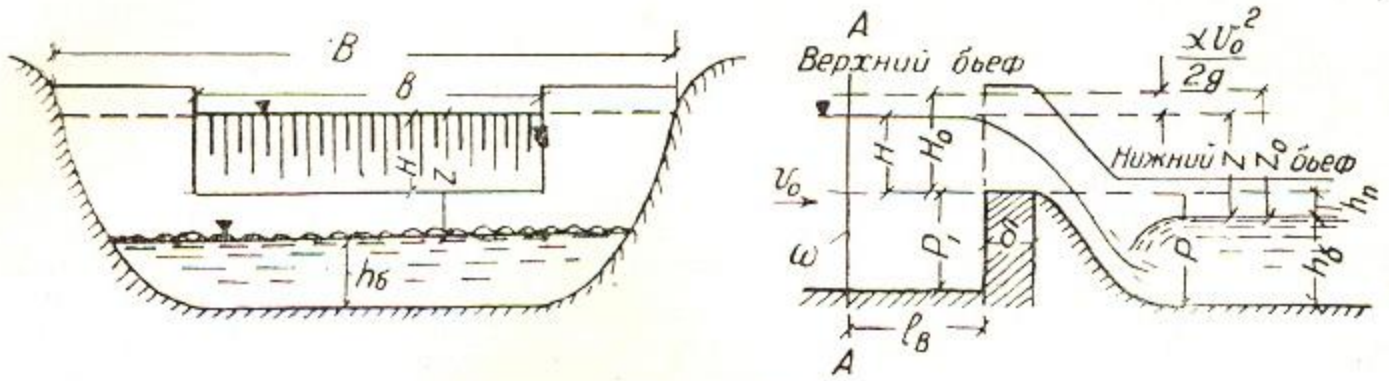


Рис. III—67.

При расчете водосливов принимаются следующие обозначения:

H и z — напор и перепад на водосливе,

H_0 и z_0 — напор и перепад, исправленные на скорость подхода, $H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ и $z_0 = z + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$, где v_0 — скорость подхода равна $v_0 = \frac{Q}{\omega}$, где ω — площадь живого сечения потока в сечении $A—A$.

p_1 и p — высота водосливной стенки со стороны верхнего и нижнего бьефов;

$h_б$ — глубина воды в нижнем бьефе;

B — ширина русла верхнего бьефа;

b — ширина водослива;

δ — толщина водосливной стенки по верху;

$h_п$ — глубина подтопления водослива, $h_п = h_б - p$.

Водосливы различают:

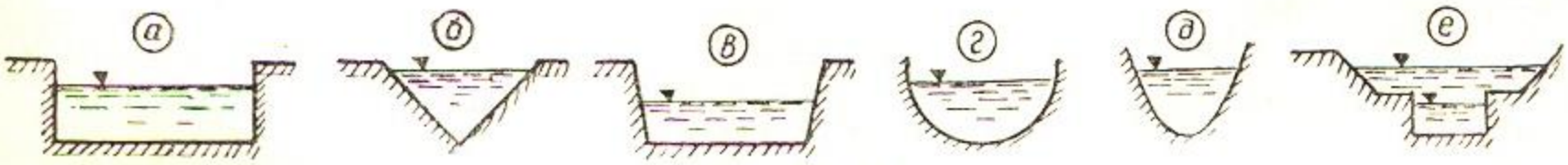


Рис. III—68.

1. В зависимости от формы водосливного отверстия (рис III-68):
а) прямоугольные водосливы,
б) треугольные водосливы,
в) трапецоидальные водосливы
г) круговые водосливы,
д) параболические водосливы,
е) водосливы со сложным очертанием отверстия.

2. В зависимости от формы и размеров поперечного сечения водосливной стенки (рис. III—69):

а) водосливы с тонкой стенкой, если протекающая через водослив струя соприкасается

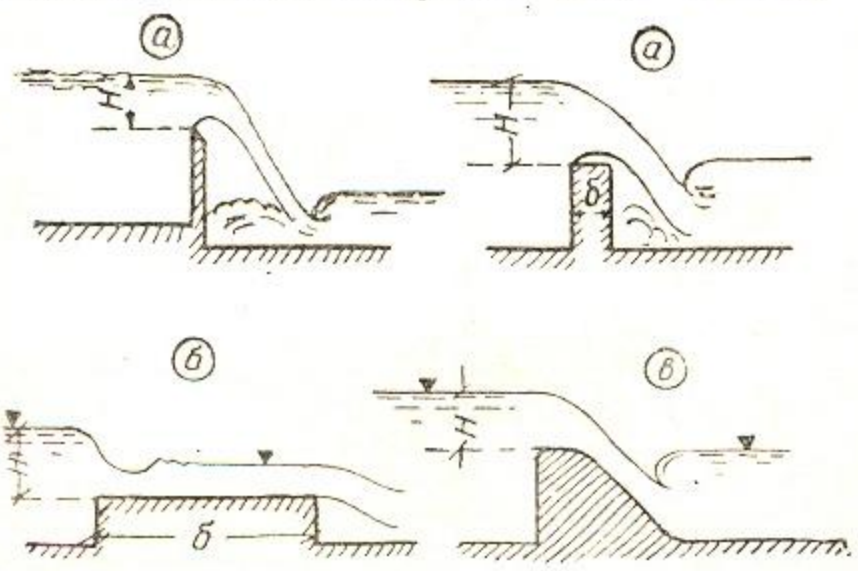


Рис. III—69.

только с кромкой водосливного отверстия, обращенной внутрь верхнего бьефа, и не касается боковой поверхности отверстия. В этом случае $\delta < 0{,}67H$;

б) водосливы с широким порогом — водосливы с водосливной стенкой любой высоты с произвольно очерченными верховой и низовой гранями и горизонтальным гребнем с δ в пределах

$$2H < \delta < 10H;$$

в) водосливы со стенкой практического профиля — водосливы, стенка которых не удовлетворяет условию а и б.

3. В зависимости от начертания гребня водосливной стенки в плане:

а) водосливы с прямолинейным гребнем водосливной стенки, разделяющиеся в зависимости от расположения их по отношению к направлению течения в верхнем бьефе на прямые (рис. III—70 а, α), косые (рис. III—70 а, β) и боковые (рис. III—70 а, γ);

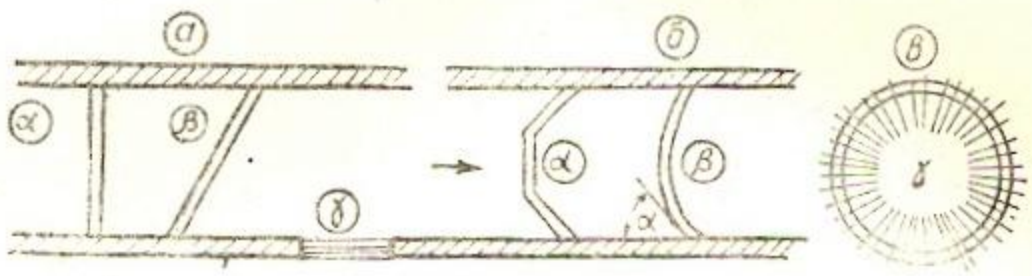


Рис. III—70.

б) водосливы с непрямолинейным в плане гребнем водосливной стенки разделяются на полигональные (рис. III—70 б, α), криволинейные (рис. III—70 б, β), замкнутые (кольцевые) (рис. III—70 б, γ).

4. В зависимости от влияния нижнего бьефа на истечение:

а) неподтопленные водосливы, когда Q и H зависят от $h_п$ (рис. III—71 а, а′);

б) подтопленные водосливы, когда Q и H зависят от $h_п$ (рис. III—71 б).



Рис. III—71.

5. По условиям подхода потока к водосливу (рис. III—72):

а) водосливы без бокового сжатия $b = B$;

б) водосливы с боковым сжатием $b < B$.

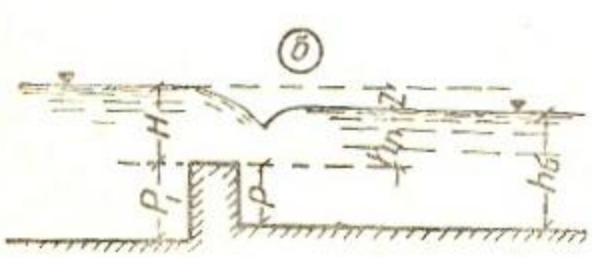


Рис. III—71 б.

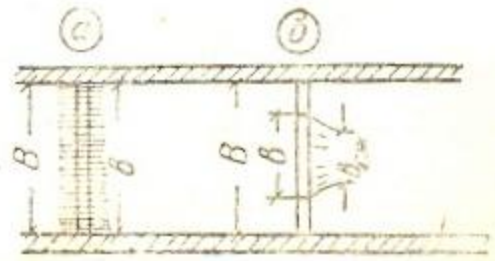


Рис. III—72.

6. В зависимости от наклона передней грани водослива (рис. III—73 а, б, в)

а) с передней гранью, наклоненной назад,

б) с передней гранью, наклоненной вперед,

в) с вертикальной передней гранью.

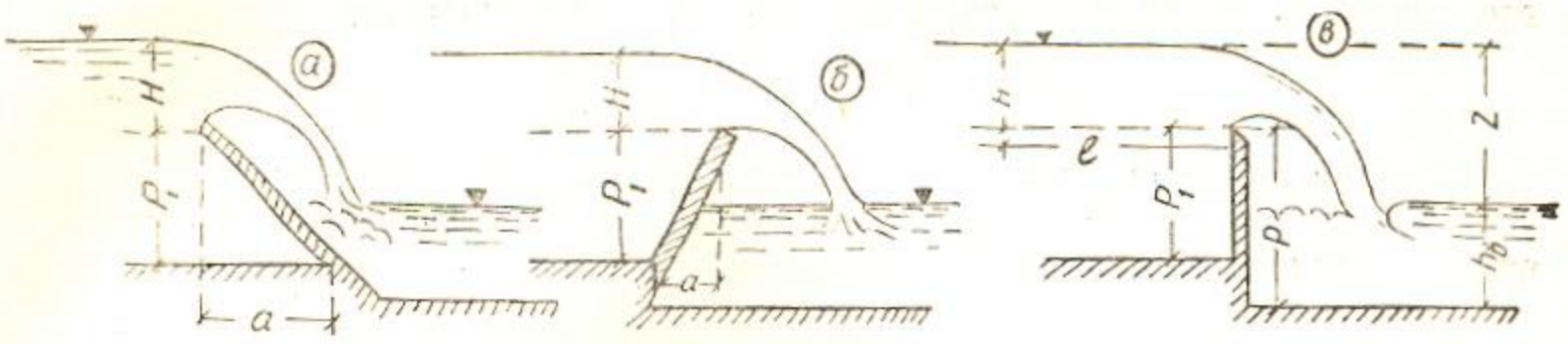


Рис. III—73.

При определении пропускной способности водослива должны быть учтены: профиль стенки водослива, форма водосливного отверстия, скорость подхода, боковое сжатие струи, затопление струи, расположение гребня водослива в плане, наклон передней грани водослива и др.

§ 2. ВОДОСЛИВЫ С ТОНКОЙ СТЕНКОЙ

Водосливы с тонкой стенкой широко применяются как достаточно точные измерители расхода и как элементы гидротехнических сооружений (шандорные и водобойные стенки и т. п.).

В дальнейшем рассматриваются водосливы со свободной струей, когда под струю имеется свободный доступ воздуха.

1. Прямой прямоугольный водослив с вертикальной стенкой

I. Незатопленный водослив.

Расчетная формула

$$Q = m_0 b \sqrt{2g}\, H^{3/2}. \qquad \text{(III—151)}$$

а) При отсутствии бокового сжатия коэффициент расхода

$$m_0 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}0027}{H}\right)\left[1 + 0{,}55\,\frac{H^2}{(H+P_1)^2}\right]. \qquad \text{(III—152)}$$

Последний множитель учитывает скорость подхода v_0.

При малой скорости подхода

$$v_0 < 0{,}361\sqrt{H}\ \text{м/сек} \qquad \text{(III—153)}$$

этот множитель приближенно может быть равным единице.

Значение m_0 приведено в табл. III—37.

б) При наличии бокового сжатия

$$m_0 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}0027}{H} - 0{,}03\,\frac{B-b}{B}\right)\left[1 + 0{,}55\,\frac{b^2}{B^2}\cdot\frac{H^2}{B^2\,(H+P_1)^2}\right].$$

Незатопленный водослив будет в том случае, если $h_б < p$ или $h_б > p$, но при этом $\frac{z}{p} > \left(\frac{z}{p}\right)_к$.

В последнем случае образуется отогнанный прыжок (рис. III—71 а′).

Значение $\left(\frac{z}{p}\right)_к$ зависит от $\frac{H}{p}$ и определяется по табл. III—38.

В случае, если $h_б > p$ и при этом $\frac{z}{p} < \left(\frac{z}{p}\right)_x$, то будет затопленный водослив.

2. Затопленный водослив

Расчетная формула

$$Q = \sigma_n m_0 \sqrt{2g}\ H^{3/2}, \qquad \text{(III—155)}$$

где значение m_0 определяется также, как и в предыдущих случаях

$$\sigma_n = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\,\frac{h_n}{p}\sqrt[3]{\frac{z}{H}}\right). \qquad \text{(III—156)}$$

Числовые значения σ_n даны в табл. III—39.

Наклон водосливной стенки увеличивает коэффициент расхода при наклоне стенки вперед (рис. III—73 б) и уменьшает при наклоне

Таблица III—37

Значение коэффициента расхода m_0 для водослива с тонкой стенкой без бокового сжатия

Напор H, м	Высота водосливной стенки p, м									
	0.2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0	∞
0,05	0,469	0,464	0,462	0,461	0,461	0,460	0,460	0,459	0,459	0,459
0,06	0,463	0,457	0,454	0,453	0,452	0,451	0,451	0,450	0,450	0,450
0,08	0,458	0,449	0,446	0,443	0,442	0,441	0,440	0,439	0,439	0,439
0,10	0,458	0,447	0,442	0,439	0,437	0,435	0,434	0,433	0,433	0,432
0,12	0,461	0,447	0,440	0,436	0,434	0,432	0,430	0,429	0,428	0,428
0,14	0,464	0,448	0,440	0,436	0,433	0,430	0,428	0,426	0,425	0,424
0,16	0,468	0,450	0,441	0,436	0,432	0,428	0,426	0,424	0,423	0,422
0,18	0,472	0,453	0,442	0,436	0,432	0,428	0,425	0,423	0,422	0,420
0,20	0,476	0,455	0,444	0,437	0,433	0,428	0,425	0,422	0,420	0,419
0,22	0,480	0,459	0,446	0,439	0,434	0,428	0,425	0,421	0,420	0,417
0,24	0,484	0,462	0,448	0,440	0,435	0,428	0,425	0,421	0,419	0,416
0,26	0,488	0,467	0,451	0,442	0,436	0,429	0,425	0,420	0,418	0,415
0,28	0,492	0,468	0,453	0,444	0,438	0,430	0,426	0,420	0,418	0,415
0,30	0,496	0,471	0,456	0,446	0,439	0,431	0,426	0,420	0,418	0,414
0,35	—	0,479	0,462	0,451	0,444	0,434	0,428	0,421	0,418	0,413
0,40	—	0,486	0,468	0,457	0,448	0,437	0,430	0,422	0,418	0,412
0,45	—	0,492	0,474	0,462	0,452	0,440	0,433	0,423	0,419	0,411
0,50	—	0,499	0,480	0,467	0,457	0,444	0,436	0,425	0,419	0,410
0,60	—	—	0,491	0,477	0,466	0,451	0,441	0,428	0,421	0,410
0,70	—	—	0,500	0,485	0,474	0,458	0,447	0,432	0,424	0,409

назад (рис. III—73а). Коэффициент расхода при наклонной стенке будет определяться формулой

$$m_{\text{накл}} = K m_0, \qquad \text{(III—157)}$$

где K определяется на табл. III—40.

Влияние косого расположения водослива в плане изложено ниже (см. § 6).

Таблица III – 38

Значение $\left(\frac{z}{p}\right)x$ для водослив в с тонкой стенкой

$\frac{H}{p}$	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	2,75	3,0
$\left(\frac{z}{p}\right)x$	1	0,8	0,72	0,68	0,66	0,66	0,67	0,69	0,70	0,73	0,76	0,80	0,85

Таблица III—39

Значение коэффициента затопления σ_n для водослива с тонкой стенкой

$\frac{z}{p}$	$\frac{h_n}{p}$ 0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
0,05	1,05	0,84	0,74	0,68	0,64	0,58	0,54	0,52	0,50
0,10	1,05	0,93	0,85	0,80	0,76	0,70	0,66	0,64	0,61
0,20	1,05	0,98	0,94	0,90	0,87	0,82	0,79	0,76	0,74
0,30	1,05	1,01	0,97	0,94	0,92	0,88	0,85	0,83	0,81
0,40	1,05	1,02	0,99	0,97	0,95	0,92	0,90	0,88	0,87
0,50	1,05	1,03	1,01	1,99	0,98	0,95	0,93	0,92	0,90
0,60	1,05	1,03	1,02	1,00	0,99	0,98	0,96	0,94	0,93
0,70	1,05	1,04	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,96	0,96

$\frac{z}{p}$	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
0,05	0,48	0,47	0,46	0,45	0,45	0,44	0,44	0,44	0,43
0,10	0,60	0,58	0,57	0,57	0,56	0,55	0,55	0,54	0,54
0,20	0,72	0,71	0,70	0,69	0,69	0,68	0,68	0,67	0,67
0,30	0,80	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,76	0,75	0,75
0,40	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,82	0,82	0,81	0,81
0,50	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,87	0,86	0,86	0,86
0,60	0,92	0,92	0,91	0,91	0,90	0,90	0,90	0,90	0,89
0,70	0,95	0,95	0,94	0,94	0,93	0,93	0,93	0,93	0,92

Таблица III – 40

Значение K для водосливов с наклонной стенкой

Направление наклона	$\frac{a}{F_1}$ 0	1/3	2/3	1/1	2/1	4/1
Вперед (рис. III—73б).	1,0	1,04	1,07	1,10	1,12	1,09
Назад (рис III—73а).	1,0	0,96	0,94	0,93	—	—

При применении прямоугольного водослива без бокового сжатия, как измерителя, для получения точных результатов (точность 1,0—1,5%) требуется соблюдение следующих условий и пределов, в которых получены формулы для коэффициента расхода:

а) ширина водослива должна быть в пределах $0{,}1 < b < 2$ м;

б) напор на водосливе должен быть $0{,}05 < H < 1{,}24$ м;

в) водослив должен быть без бокового сжатия и последующего расширения струи;

г) под струю должен поступать воздух, чтобы под ней не создавалось вакуума;

д) напор надо замерять на достаточном удалении от ребра водослива, где уже незаметно понижение горизонта воды: на расстоянии $l > 3H$ (рис. III — 73 *в*).

Для выполнения условий в и г водосливы снабжают боковыми щеками (*щ*) (рис. III — 74).

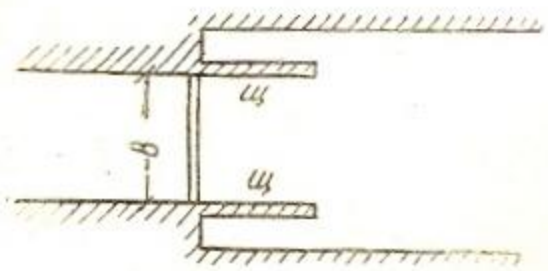


Рис. III—74.

3. Треугольный водослив.

Расход через водослив с треугольной формой отверстия, с углом $\theta = 90°$ (рис. III — 75) определяют по формуле Томсона:

$$Q = 1{,}4\,H^{5/2} \qquad \text{(III — 158)}$$

или по более точной формуле Кинга:

$$Q = 1{,}343H^{2{,}47} \qquad \text{(III — 159)}$$

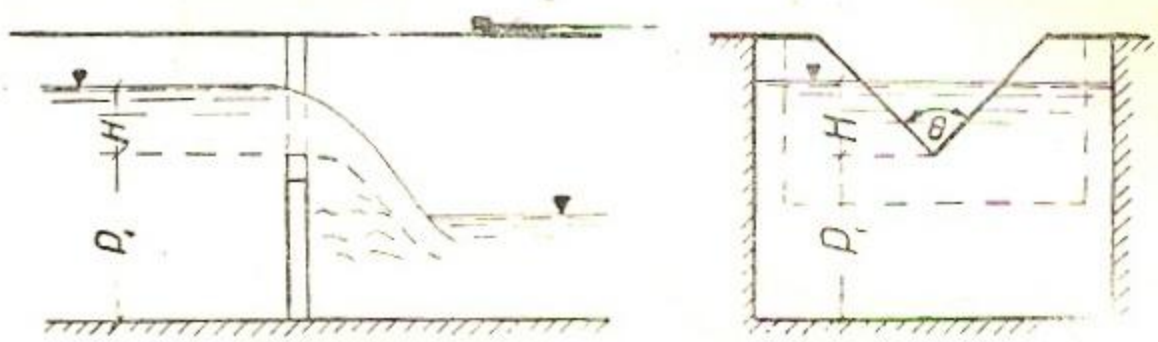
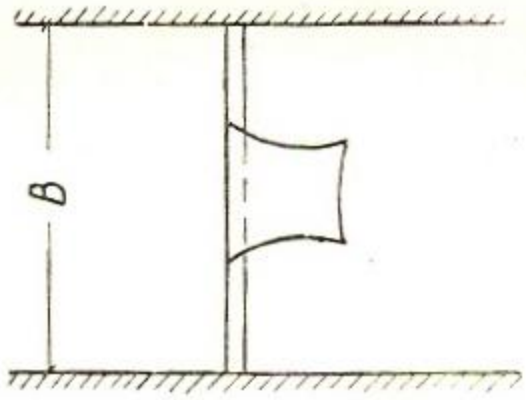


Рис. III—75.



Величины расходов по этой формуле даны в табл. III — 41.

Таблица III — 41

Величина расхода для треугольного водослива с тонкой стенкой при $\theta = 90°$

H, см	*Q*, л/сек	*H*, см	*Q*, л/сек	*H*, см	*Q*, л/сек	*H*, см	*Q*, л/сек
3	0,23	9	3,50	18	19,43	40	139,9
4	0,47	10	4,55	20	25,29	45	186,9
5	0,81	12	7,14	25	43,82	50	242,7
6	1,29	14	10,45	27,5	55,36	55	306,0
7	1,88	15	12,40	30	68,67	60	380,1
8	2,62	16	14,54	35	100,4	65	463,2

При применении треугольного водослива для получения точных результатов скорость подхода должна быть малой. Это достигается при $H + p \geqslant 3H$ и $B \geqslant 5H$, где B — ширина прямоугольного подводящего русла

Если необходимо учесть скорость подхода, то в формулы III-158 и III-159 можно подставлять напор, исправленный на скорость подхода, $H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$, где $\alpha = 1{,}4$

Для треугольных водосливов с другим углом θ рекомендуется делать тарировку.

3. Трапецоидальные водосливы широко используются для измерения расхода в каналах. Применяются два типа:

трапецоидальный водослив Чиполетти с откосом 1/4 (рис. III — 76)

трапецоидальный водослив А. И. Иванова с откосом 1/1 (рис. III — 77).

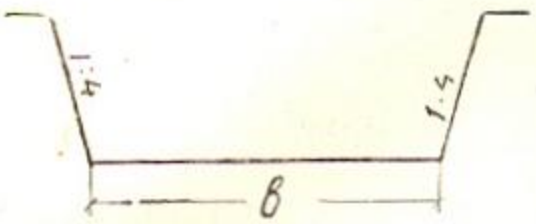


Рис. III—76.

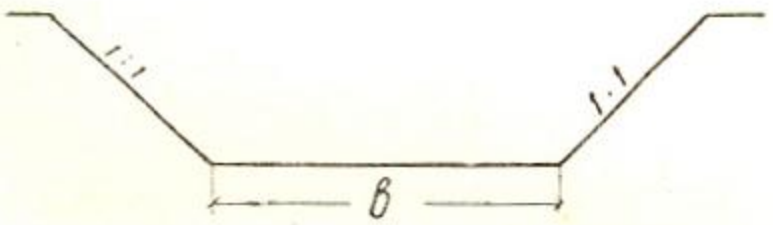


Рис. III—77.

При этом оба могут быть затопленными и незатопленными.

Расход водослива Чиполетти определяют по формулам:

незатопленного — $Q = 1{,}86\ b H^{3/2}$ (III — 160)

затопленного — $Q = 1{,}86\ b H^{3/2} - 0{,}725\ b h_n^{1{,}55}$ (III — 161).

В обоих формулах H — напор водослива в см, h_n — высота подтопления в см b — ширина водослива в м, расход Q получается в л/сек.

Расход через водослив А. И. Иванова определяют по формулам:

незатопленный — $Q = 1{,}86 \frac{b + H}{b + 0{,}25H} b \cdot H^{3/2}$ (III — 162)

затопленный $Q = 1{,}86 \frac{b + H}{b + 0{,}25H} b \cdot H^{3/2} - 0{,}676 b h_n^{1{,}585}$ (III—163)

Для получения правильных замеров расхода

1. При установке свободного водослива:

а) ребро должно быть на 2 — 3 см выше горизонта в нижнем бьефе;

б) ребро водослива должно быть горизонтально;

в) должен быть обеспечен доступ воздуха под струю;

г) скорость подхода должна быть малой. Считается, что скорость подхода v_0 не должна превышать предельных скоростей, представленных в таблице, для ширины водослива от 0,25 до 3,0 м.

Ширина водослива, м	0,25	0,50	0,75	1,25	1,50	2,0	2,5	3,0
Предельная скорость, м/сек	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75

д) должно быть обеспечено сжатие струи снизу, для чего ребро водослива должно возвышаться над дном канала в верхнем бьефе;

е) должно быть обеспечено сжатие струи с боков, для чего ширина канала по свободной поверхности B должна удовлетворять условию

B $b + 2{,}5H$ для водослива Чиполетти и

B $> b + 4H$ для водослива А. И. Иванова.

При этом водослив должен быть расположен центрально в живом сечении потока;

ж) должен быть обеспечен прямолинейный подход на протяжении 10 b в верхнем бьефе;

з) ширина водослива b должна быть больше 3H.

При установке затопленного водослива должны быть выполнены пункты б-з для незатопленного водослива. Кроме того, участок ниже водослива на протяжении 4 b должен быть прямолинейным. Не должно быть очень большого затопления: $h_n < 0{,}8H$.

Водосливы с другим вырезом стенки (круговые, параболические водосливы) получили малое распространение.

§ 3. ВОДОСЛИВ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ.

Водосливы с широким порогом являются одним из наиболее часто применяемых элементов большинства гидротехнических сооружений.

1. Прямой прямоугольный водослив с широким порогом.

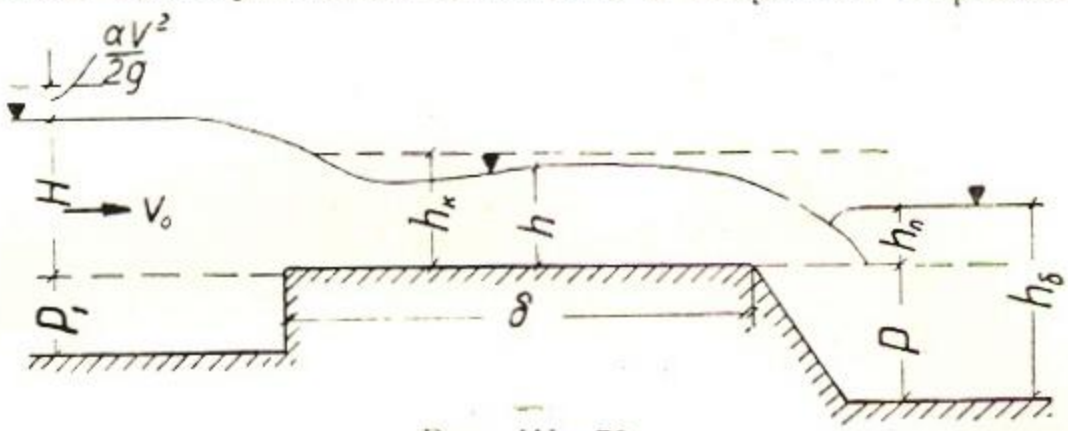


Рис. III—78.

Прямоугольным с широким порогом называется водослив (рис. III — 78), имеющий водосливную стенку любой высоты с горизонтальной верхней гранью, прямоугольным вырезом отверстия и произвольно очерченными верховой и низовой гранями; ширина горизонтальной грани должна удовлетворять условию: $2H < \delta < 10H$.

При $\delta > 10H$ водослив рассчитывается как канал с горизонтальным дном. Если $\delta < 20H$, в случае небольших сооружений Q и H можно определять по формулам водослива с широким порогом.

Длину подводящего участка $l_в$ (рис. III — 67) русла от сечения $A - A$, в котором измеряются H, v_o, B и p_1 следует принимать:

а) при отсутствии конструктивно оформленного (перед входным ребром водослива) подходного участка или при подходном участке длиной равной или менее (3÷5)H, образованном сходящимися верховыми гранями устоев и наклонной верхней гранью водосливной стенки по формуле:

$$l_в = (3 \div 5)H;$$

б) при конструктивно оформленном подходном участке длиной $(3 \div 5)H < l_в < (15 \div 20)H$ следует принимать равной длине этого участка, то есть сечение $A - A$ считать в начале подходного участка;

в) при конструктивно оформленном подходном участке длиной более $(15 \div 20)H$ равной:

$$l_в = (15 \div 20)H.$$

Водослив с широким порогом следует считать затопленным (рис. III — 79), когда:

$$h_п > 0{,}8\ H_0.$$

или

$$h_п > 1{,}30\ h_k.$$

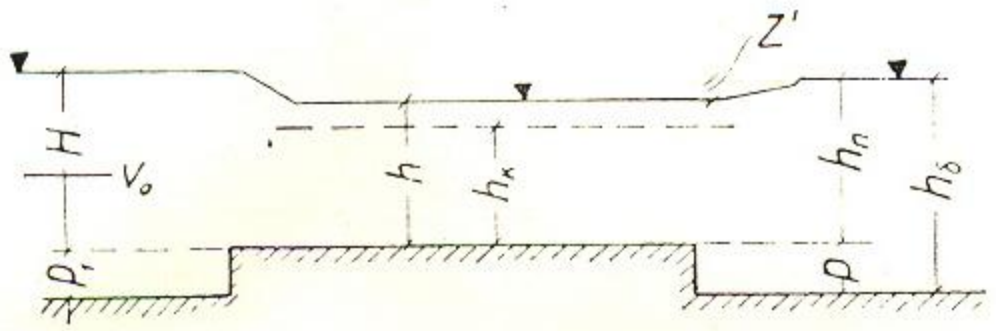


Рис III—79.

При несоблюдении этих условий водослив следует считать незатопленным (рис. III — 78).

Скоростью подхода v_0 можно пренебрегать, если она удовлетворяет условию (III — 153) или если $(H + p_1)B > 4b \cdot H$.

Расход через водослив с широким порогом определяют по формуле:

$$Q = \varepsilon\sigma_п m b \sqrt{2g}\, H^{3/2}, \qquad (III - 164)$$

где ε — коэффициент, учитывающий боковое сжатие; $\sigma_п$ — коэффициент, учитывающий затопление водослива; m — коэффициент расхода незатопленного водослива без бокового сжатия.

Значение коэффициента расхода m для водослива с вертикальной верховой гранью будет зависеть от формы входного ребра и отношения высоты стенки водослива со стороны верхнего бьефа p_1 к напору H (рис. III — 80 *а* и *б*). Его определяют по А. Р. Березинскому.

Таблица III — 42

Коэффициент расхода m

p_1 H / Форма входного ребра	0,00	0,25	0,50	0,76	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Прямоугольная (рис. III—80а)	0,385	0,363	0,350	0,342	0,387	0,330	0,325	0,323	0,32
Закругленная (рис. III — 80 б)	0,385	0,375	0,373	0,370	0,367	0,364	0,362	0,361	0,36

Для водослива со скошенным под углом 45° входным ребром (рис. III — 80в) коэффициент расхода можно принимать по табл. III—43.



Рис. III—80.

Таблица III—43

$\frac{p_1}{H}$ \ $\frac{a}{H}$	0,025	0, 5	0,10	⩾ 0,2	$\frac{p_1}{H}$ \ $\frac{a}{H}$	0,025	0,05	0,10	⩾ 0,2
0,0	0,385	0,385	0,385	0,385	1,0	0,353	0,358	0,363	0,367
0,2	0,371	0,374	0,376	0,377	2,0	0,347	0,353	0,358	0,363
0,4	0,364	0,367	0,370	0,373	4,0	0,342	0,349	0,355	0,361
0,6	0,359	0,363	0,367	0,370	6,0	0,341	0,348	0,354	0,360
0,8	0,356	0,360	0,365	0,368	∞	0,337	0,345	0,352	0,358

Коэффициент расхода водослива с широким порогом с наклонной верховой гранью (рис. III—80 г) можно принимать по табл. III—44.

Таблица III—44

$\frac{p_1}{H}$ \ $ctg\alpha$	0,5	1,0	1,5	2,0	⩾ 2,5	$\frac{p_1}{H}$ \ $ctg\alpha$	0,5	1,0	1,5	2,0	⩾ 2,5
0,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	1,0	0,355	0,367	0,374	0,377	0,378
0,2	0,372	0,377	0,382	0,382	0,382	2,0	0,349	0,363	0,371	0,375	0,377
0,4	0,365	0,373	0,377	0,380	0,381	4,0	0,345	0,361	0,370	0,374	0,376
0,6	0,361	0,370	0,376	0,379	0,380	6,0	0,344	0,360	0,369	0,374	0,376
0,8	0,356	0,368	0,375	0,378	0,379	∞	0,340	0,358	0,368	0,373	0,375

Величина коэффициента скорости φ и относительной глубины $K = \frac{h}{H_0}$, где h — глубина на пороге в конце входного участка, дана в зависимости от коэффициента расхода водослива (табл. III — 45)

Таблица III — 45

m	0,320	0,330	0,340	0,350	0,360	0,370	0,380	0,385
φ	0,951	0,954	0,961	0,967	0,974	0,983	0,994	1,000
κ	0,457	,477	0,500	0,527	0,558	0,595	0,641	0,667

Боковое сжатие на водосливе с широким порогом учитывается введением коэффициента бокового сжатия ε. На величину его влияют отношения $\frac{b}{B}$ и $\frac{p_1}{H}$; величина его может быть определена по графику (рис. III—81). Пазы в быках и устоях не оказывают заметного влияния на пропускную способность водослива с широким порогом.

Можно также учитывать влияние бокового сжатия по формуле Е. А. Замарина (III—150):

$$\varepsilon = 1 - a\frac{H}{H + b},$$

где $a = 0{,}2$ для прямоугольного, $a = 0{,}1$ для полуциркульного или треугольного и $a = 0{,}05$ для криволинейно заостренного оголовков бычка (рис. III—65).

Значение коэффициента расхода затопленного водослива определяют по формуле:

$$m_з = \sigma_з m = \varphi_з k\sqrt{1 - k}, \qquad \text{(III—165)}$$

где $k = \frac{h}{H_0}$; h — глубина на пороге водослива.

Значение $\sigma_з$ дано в табл III—46.

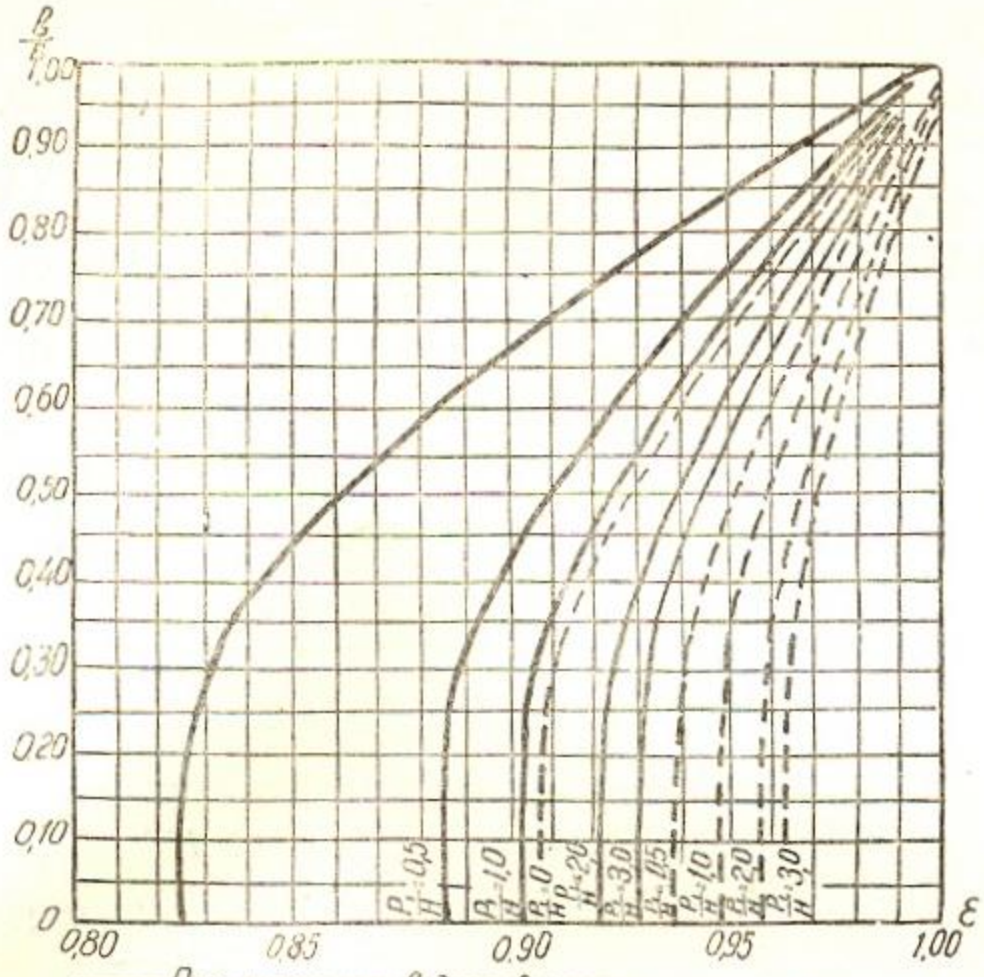


График зависимости $\varepsilon = f\left(\frac{B}{B}, \frac{P_1}{H}\right)$

Рис. III—81.

Таблица III—46

$\frac{h_n}{H_0}$	0,8	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88	0,89
$\sigma_з$	1,0	0,995	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95	0,93	0,90	0,87
$\frac{h_n}{H_0}$	0,90	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	
$\sigma_з$	0,84	0,82	0,78	0,74	0,70	0,65	0,59	0,50	0,40	

Для определения глубины h на пороге затопленного водослива можно пользоваться формулой:

$$h = h_n - z_1 , \qquad \text{(III—166)}$$

где z^1 — перепад восстановления (рис. III--79), равный

$$z^1 = k_{вс} h_k , \qquad \text{(III—167)}$$

где $$k_{вс} = 0{,}30 - \frac{h_n - 1{,}30h_k}{3{,}22h_n - 3{,}65h_k} . \qquad \text{(III—168)}$$

При составлении проектного задания, а также в первом приближении (в случае решения задачи методом последовательного приближения), составляя технический проект, перепадом восстановления энергии можно пренебречь и принять $h = h_n$.

При известной глубине на пороге для определения расхода через затопленный водослив с широким порогом пользуются также формулой

$$Q = \varphi_3 h\, в \sqrt{2g\,(H_0 - n)}\,; \qquad \text{(III—169)}$$

где значение φ_3 определяется по формуле:

$$\varphi_3 = \varphi - \frac{0{,}013}{m^3}\sqrt{\frac{h_n}{H_0} - 0{,}80}\,, \qquad \text{(III—170)}$$

где φ и m соответствуют незатопленному водосливу.

2. Водослив с широким порогом с непрямоугольным вырезом щели.

В этом случае можно считать, что водослив будет незатоплен, если $h_n < h_k$

h_k определяют по формуле (III—111).

Расход незатопленного водослива определяют по формуле:

$$Q = \varepsilon\varphi\omega_k \sqrt{2g\,(H_0 - n_k)}. \qquad \text{(III—171)}$$

Для водослива с трапецоидальным вырезом щели с шириной по дну b и откосом трапеции β:

$$Q = \varepsilon\varphi\,(b + \beta h_k)\,h_k \sqrt{2g\,(H_0 - h_k)}, \qquad \text{(III—172)}$$

которая с достаточной точностью может быть представлена так:

$$Q = 1{,}87\ \varepsilon\ (\varphi - 0{,}1)\ (b + 0{,}74\,\beta\,H_0)\ H_0^{3/2}. \qquad \text{(III—173)}$$

Расход затопленного водослива приближенно определяют формулой:

$$Q = \varepsilon\,\varphi\,\omega_n \sqrt{2g\,(H_0 - h_n)}\,, \qquad \text{(III—174)}$$

где ω_n соответствует глубине h_n.

Значение φ может быть взято как для водослива с прямоугольным вырезом щели.

§ 4. ВОДОСЛИВ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

Водосливы практического профиля применяют как элементы гидротехнических сооружений при устройстве: входа в сооружения, водобойных стенок, шандорных порогов и т. п. Их подразделяют по форме профиля водосливной стенки на 4 группы, наиболее характерные формы которых даны на рис. III—82.

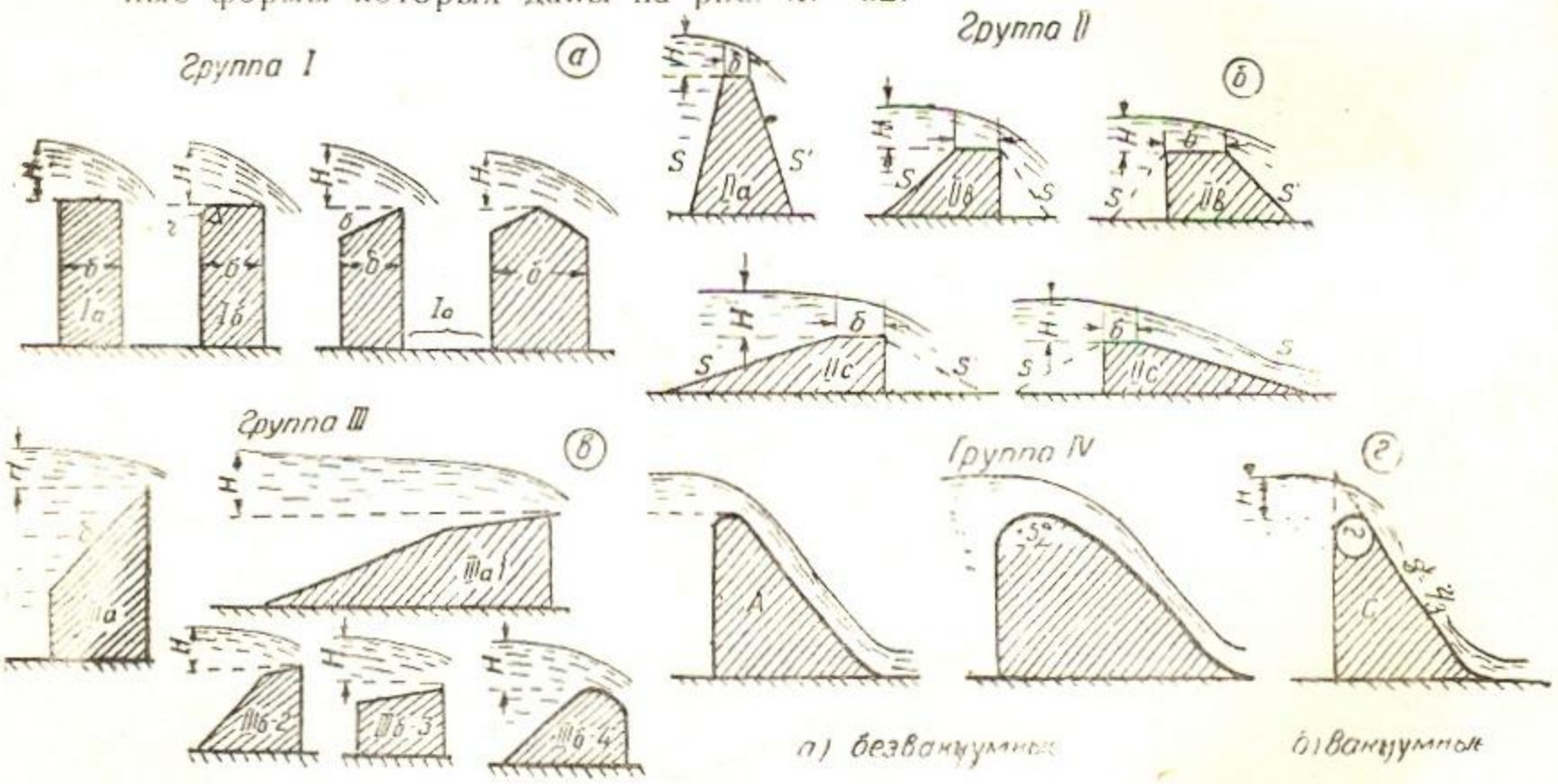


Рис. III—82.

Группа	Водослив со стенкой профиля:
I	прямоугольного
II	трапецоидального
III	полигонального
IV	криволинейного

Расчетная формула для водосливов практического профиля всех групп:

$$Q = \varepsilon \sigma_n \sigma_f \sigma_\kappa m_z \sqrt{2g} b H_0^{3/2}, \qquad \text{(III—175)}$$

где ε — коэффициент, учитывающий боковое сжатие; σ_n — коэффициент, учитывающий затопление; σ_f — коэффициент, учитывающий отклонение данной формы водослива от основного профиля; σ_κ — коэффициент, учитывающий влияние напора; m_z — коэффициент расхода основного профиля данной группы водосливов, для него $\sigma_f = 1$.

Коэффициент бокового сжатия ε определяют по формуле Е. А Замарина (III—150), при этом наличие в устоях и быках пазов для затворов уменьшает значение ε на $0{,}5 \div 1{,}0\%$.

Водослив практически можно считать затопленным, если

$$h_n > 0{,}4\ H_0 \text{ и при этом } \frac{z}{p} < \left(\frac{z}{p}\right)_x, \qquad \text{(III—176)}$$

определяемого по графику (рис. III—83).

Коэффициенты m_z, σ_f и σ_κ в зависимости от группы водослива определяют так.

Группа I — водослив со стенкой прямоугольного профиля (рис. III—82 *а*): $m_z = 0{,}42$; $\sigma_\kappa = 0{,}70 + 185 \frac{H}{\delta}$. (III—177)

Последняя формула применима в пределах $0{,}33 < \frac{H}{\delta} < 1{,}5$, в первом предельном случае водослив с широким порогом, во втором — с тонкой стенкой.

Тип 1—*а* чистый прямоугольный профиль, $\sigma_f = 1$.

Тип 1—*б* прямоугольный профиль с закругленным входным ребром, $\sigma_f = 1 + \frac{z}{H}$, в среднем $\sigma_f = 1{,}05$.

Тип 1—*в* — прямоугольный профиль с наклонным верхом:
при $S > 10$ $\sigma_f = 1$
при $S = 5 \div 10$ $\sigma_f = 1{,}05$,
где S — откос. Те же значения можно принять и для двускатного верха. Если имеется только обратный уклон, то $\sigma_f = 1$.

Сказанное относится к значениям S и $S^1 < 5$, ибо за этим пределом прямоугольный профиль переходит в полигональный.

Группы II и III — водосливы со стенками трапецоидального (рис. III—82 *б*) и полигонального (рис. III—82 *в*) профилей редко применяются в ирригационной практике; данные о них можно найти в соответствующих специальных справочниках.

§ 5. ВОДОСЛИВЫ СО СТЕНКОЙ КРИВОЛИНЕЙНОГО ПРОФИЛЯ

Водосливы со стенкой криволинейного профиля (рис. III—82 *г*) бывают:

а) безвакуумные, очерченные более полно, чем контур нижней поверхности падающей струи, что обеспечивает для заданного напора $H_{\text{пр}}$ плотное прилегание переливающейся струи к сливной поверхности,

б) вакуумные, очерченные в верхней части по эллипсу или кругу, а в нижней части по прямой, с давлением в пространстве между струей и водосливной гранью меньше атмосферного.

Для получения условий безвакуумного протекания потока очертание водосливной грани (рис. III—83) должно иметь координаты, определяемые по Кригеру — Офицерову, с помощью табл. III—47 для напора $H = 1$ м.

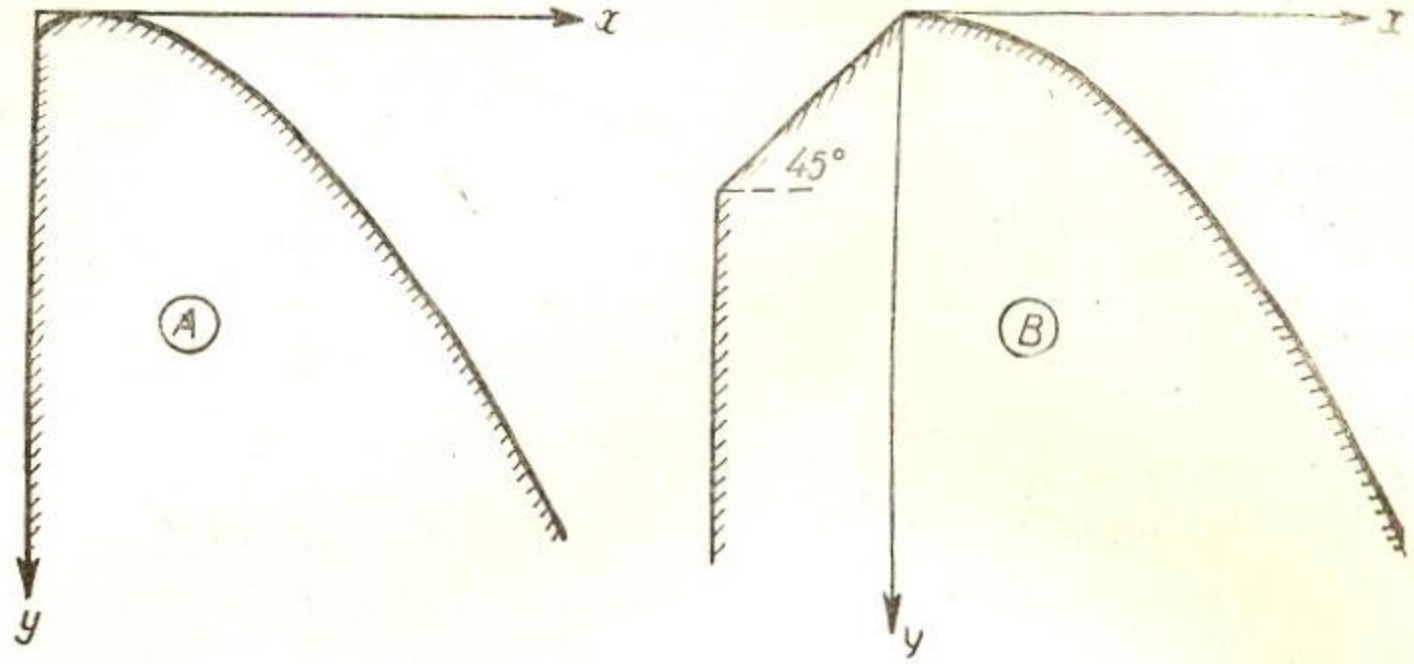


Рис. III—83.

Таблица III—47

x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0 1,2
Профиль *A*	0,126	0,036	0,007	0,000	0,007	0,060	0,147	0,256 0,393
Профиль *B*	0,043	0,010	0,000	0,005	0,023	0,09	0,189	0,321 0,480

x	1,4	1,4	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
Профиль *A*	0,565	0,873	1,235	1,960	2,824	3,818	4,93	6,22
Профиль *B*	0,665	0,992	1,377	2,14	3,06	4,08	5,24	6,58

Для напоров $H \neq 1$ м указанные координаты нужно умножить на величину напора $H_{пр.}$ при котором рассчитывают профиль.

Расход определяют по формуле (III—175).

При этом

для профиля *A*:

$$m_z = 0{,}49,\ \sigma_f = 1 \text{ и}$$

$$\sigma_н = 0{,}785 + 0{,}25\,\frac{H}{H_{пр}} \quad (\text{при } \frac{H}{H_{пр}} \leqslant 0{,}80) \qquad \text{(III—178)}$$

$$\sigma_н = 0{,}88 + 0{,}12\sqrt{\frac{H}{H_{пр}}} \quad (\text{при } \frac{H}{H_{пр}} > 0{,}8) \qquad \text{(III—179)}$$

для профиля B:

$$m_x = 0{,}48,\ \sigma_f = 1$$

$$\sigma_н = 0{,}805 + 0{,}31\,\frac{H}{H_{пр}}\ \ (\text{при}\ \frac{H}{H_{пр}} = 0{,}1 \div 0{,}5)\ \text{и} \qquad (\text{III}-180)$$

$$\sigma_н = 0{,}48\,\sqrt{\frac{H}{H_{пр}}}\ \ (\text{при}\ \frac{H}{H_{пр}} > 0{,}5) \qquad (\text{III}-181)$$

Влияние бокового сжатия учитывают по формуле Е. А. Замарина (III—150).

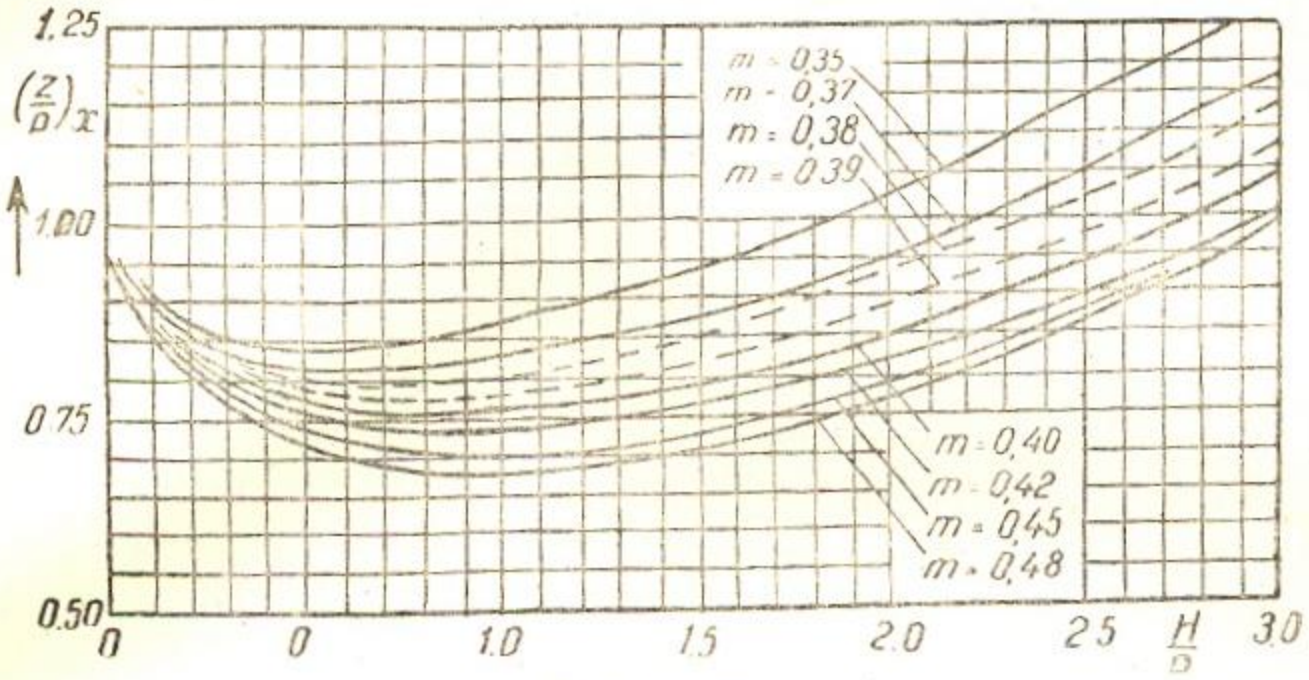


Рис. III—84.

Условия затопления:

$$h_п > 0{,}35\,H\ \text{и}\ \frac{z}{p} > \left(\frac{z}{p}\right)_x, \qquad (\text{III}-182)$$

где $\left(\frac{z}{p}\right)$ определяют по графику рис. III—84.

Величину $\sigma_п$ определяют по графику рис. III—85 в зависимости от $\frac{h_п}{H_0}$.

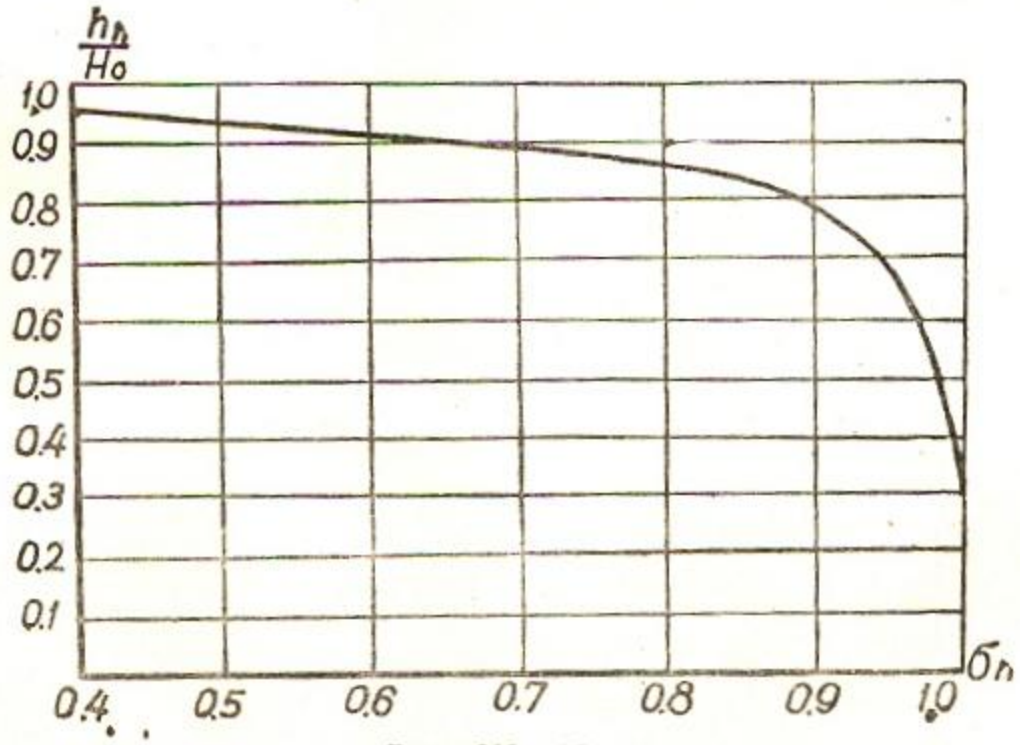


Рис. III—85.

§ 6. КОСЫЕ, БОКОВЫЕ И КРИВОЛИНЕЙНЫЕ В ПЛАНЕ ВОДОСЛИВЫ

При косом расположении в плане гребня водослива (рис. III—86) в формулы для его расхода вводят $\sigma_{кос}$ — поправочный коэффициент на косину водослива и

$$Q = \sigma_{кос}\, ml\, H^{3/2}, \qquad \text{(III—183)}$$

где m — коэффициент расхода с учетом всех факторов, влияющих на него, для водослива, расположенного нормально к оси движения, l — длина ребра водослива.

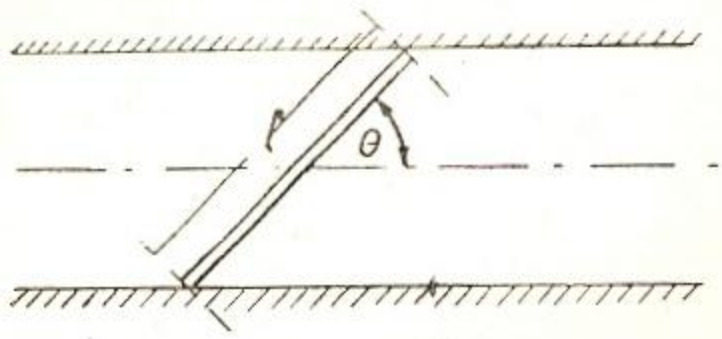


Рис. III—86.

Если выход воды с гребня косого водослива не стеснен вертикальными стенками, то $\sigma_{кос} = 1$.

Если такое стеснение имеется, то приближенно $\sigma_{кос}$ определяется по табл. III—48.

Таблица III—48

Значение $\sigma_{кос}$ для водослива

θ	15°	30°	45°	60°	90°
$\sigma_{кос}$	0,86	0,91	0,94	0,96	1,0

При боковом отводе (рис. III—87), согласно рекомендации Е. А. Замарина, при отводе на сторону воды не более 0,2 расхода магистрали и при скорости в ней $v < 0{,}8$ м/сек. $\sigma_{кос}$ берется 0,95÷0,90 в зависимости от угла отвода (при $\alpha = 90°$ $\sigma_{кос} = 0{,}90$).

При больших долях расхода отвода, а также при $v \geqslant 1{,}0$ м/сек $\sigma_{кос}$ берут по табл. III—49.

При криволинейном в плане водосливе (рис. III—70 б, в) в формулу расхода для прямого водослива вводится поправочный коэффициент $\sigma_{кр}$ — на кривизну водослива, величину которого для приближенных расчетов определяют по формуле:

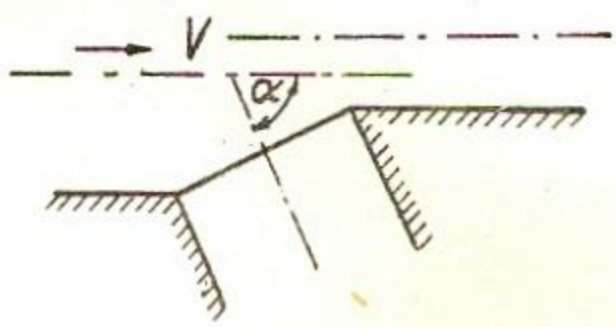


Рис. III—87.

Таблица III—49

Значение $\sigma_{кос}$ при боковом отводе воды

α	90°	75°	60°	45°	30°	0°
$\sigma_{кос}$	0,86	0,90	0,93	0,95	0,97	1,0

$$\sigma_{кр} = 1 - n\frac{H}{F_1}. \qquad \text{(III—184)}$$

где значение n в зависимости от угла α определяют по таблице.

Таблица III—50

Значение n для криволинейного в плане водослива

Русло	γ					
	15	30	45	60	75	90
Широкое . .	0,71	0,35	0,20	0,11	0,04	0
Узкое	0,83	0,48	0,28	0,13	0,04	0

Глава 10

ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ

§ 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

У гидротехнических сооружений удельная энергия потока $T_0 = T + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ (рис. III—88) в верхнем бьефе всегда больше, чем удельная энергия $E_2 = h_6 + \frac{\alpha v_c^2}{g}$ в нижнем бьефе. При протекании потока через сооружение в большинстве случаев излишняя энергия $T_0 - E_2$ не полностью расходуется на преодоление сопротивлений, неиспользованная часть ее вызывает размыв русла за сооружением, и поэтому должна быть погашена в пределах сооружения.

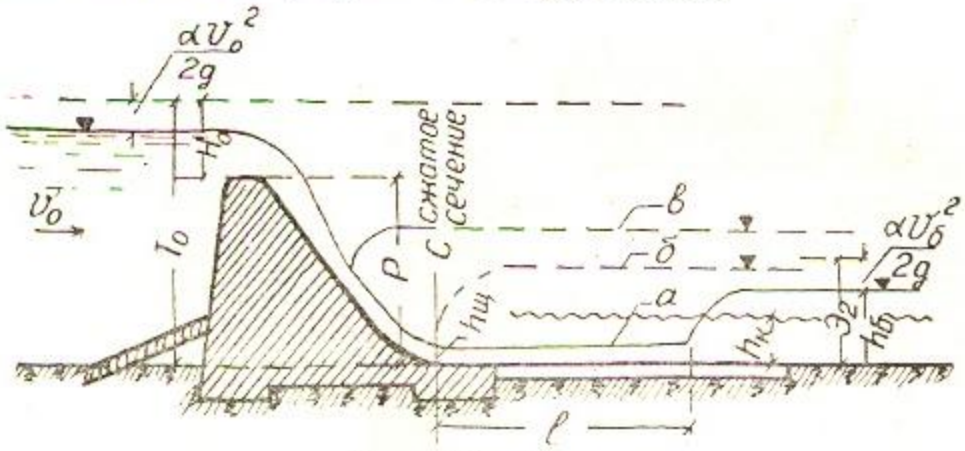


Рис. III—88.

Сопряжение бьефов при переливе потока через плотину, падении его с перепада, сбегании с быстротока, истечении из-под щита, то есть, когда поток за сооружением находится в бурном состоянии, возможно с образованием гидравлического прыжка и без него. Сопряжение будет беспрыжковым, если в нижнем бьефе за сооружением $i > i_k$ и бытовая глубина за ним меньше критической $h_6 < h_к$. При бытовой глубине $h_6 > h_к$ образуется прыжок.

При $i = i_к$ и $h_6 = h_к$ сопряжение будет совершаться без прыжка плавным переходом от глубины бурного к глубине спокойного состояния потока.

Три возможные формы сопряжения прыжком представлены на рис. III—88 и устанавливаются следующим образом.

В сжатом сечении $C - C$ нижнего бьефа (сечение с наименьшей глубиной) определяют глубину потока h_c и глубину с ней сопряженную h_c'' и

если $h_c'' > h_б$ — прыжок отогнан,

$h_c'' = h_к$ — начало прыжка в сжатом сечении,

$h_c'' < h_б$ — прыжок затоплен.

Местоположение сжатого сечения определяется:

при движении жидкости через перепады расстоянием ($l_{пад}$) сжатого сечения от напорной грани водослива или от плоскости щитов на нем;

при истечении из-под щитов — расстоянием его от плоскости щитов (l_1):

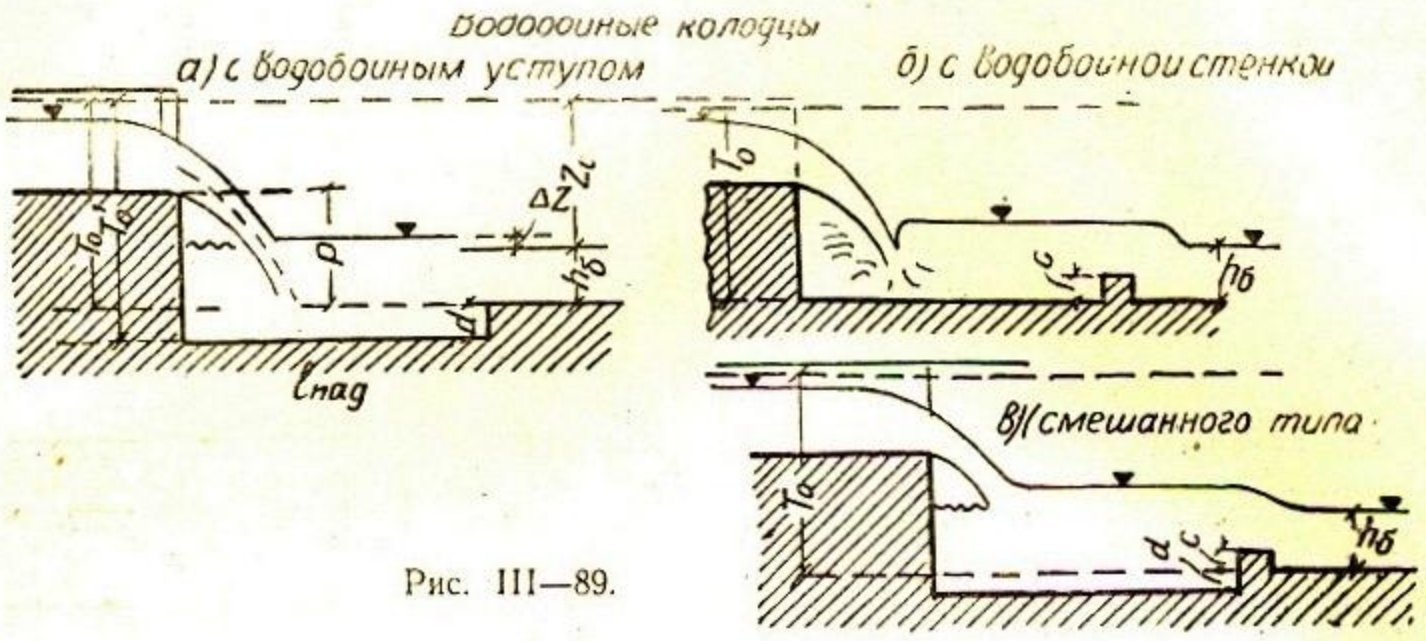


Рис. III—89.

на быстротоках сжатое сечение совпадает с конечным сечением быстротока, если прыжок не образуется на самом быстротоке.

Сопряжение с отогнанным прыжком, как требующее крепления русла нижнего бьефа на значительной длине, обычно не применяется.

Сопряжение без отгона прыжка достигается с помощью устройства водобойных колодцев или установки гасителей, увеличивающих потери энергии при прохождении через сооружение.

Водобойные колодцы устраивают трех видов (рис. III—89): с водобойным уступом, с водобойной стенкой и смешанного типа.

Наиболее часто применяют водобойные колодцы с водобойным уступом.

Устройство и расчет гасителей, а также расчет водобойных колодцев других типов можно найти в соответствующих руководствах.

§ 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ В СЖАТОМ СЕЧЕНИИ

Сжатую глубину h_c в случае истечения через водослив или из-под щита, при падении потока с перепада, при истечении из-под щита в лоток определяют по уравнению энергии, написанному для сечения в верхнем бьефе сооружения и сжатого сечения в нижнем:

$$\eta T_0 = \mathcal{Э}_2, \qquad (III-185)$$

где T_0 — энергия в верхнем бьефе, взятая относительно плоскости сравнения, проходящей через низшую точку дна сжатого сечения, а $\mathcal{Э}_2 = E_2 = h_c + \frac{\alpha v_c^2}{2g}$ — удельная энергия в сжатом сечении, η — коэффициент полезного действия преобразования энергии, равный

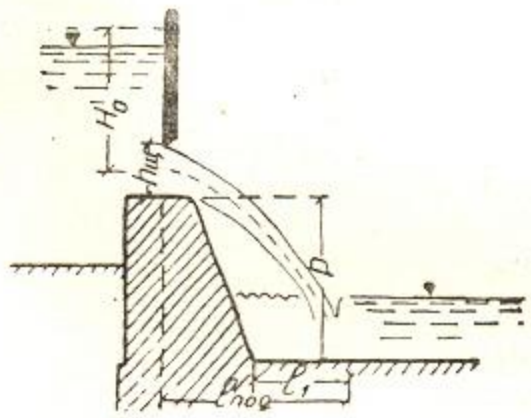
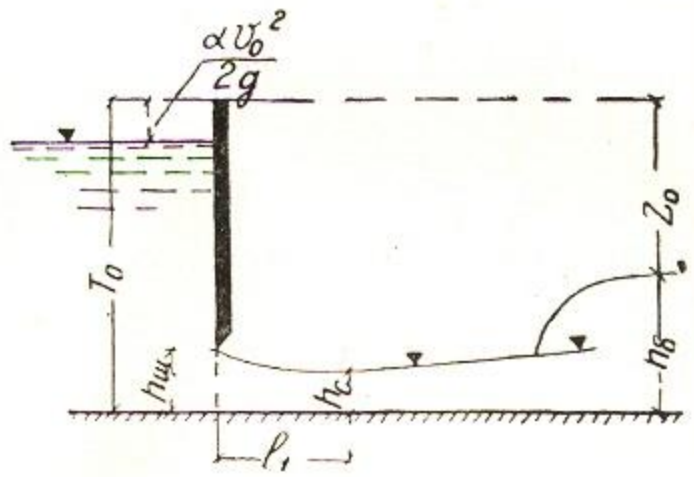
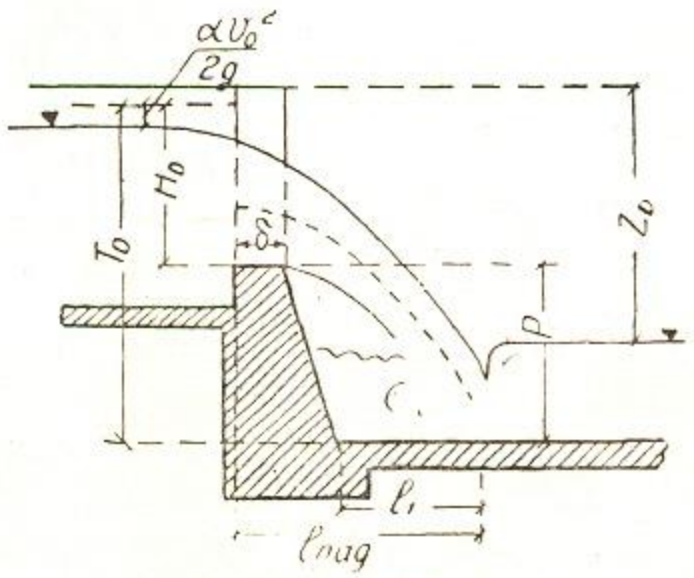
$$\eta = \frac{\mathcal{Э}_2}{T_0} \qquad (III-185^1)$$

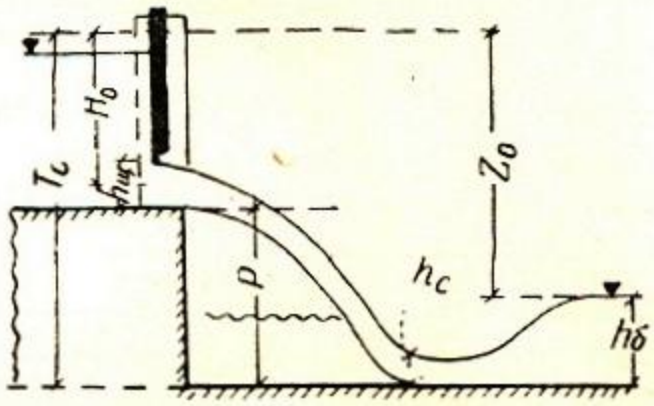
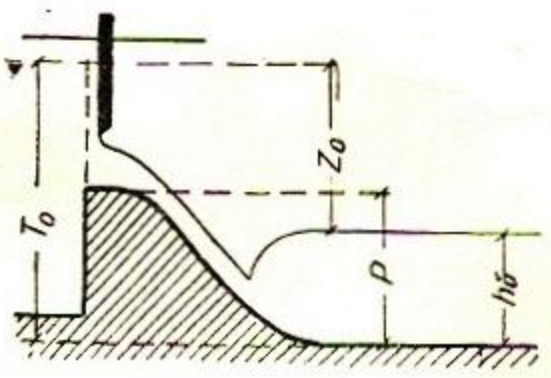
η_1 определяют в зависимости от коэффициента скорости φ, характеризующего потери энергии при прохождении воды от сечения в верхнем бьефе до сжатого сечения, по формуле:

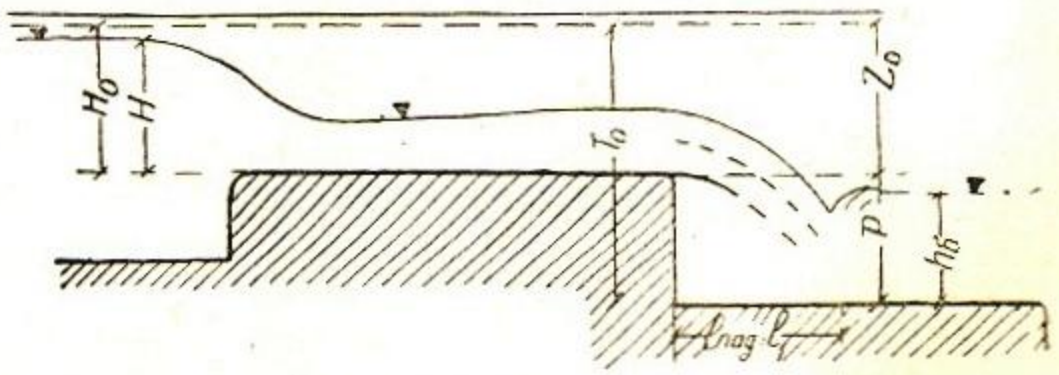
$$\eta_1 = \varphi^2 + (1 - \varphi^2)\frac{h_c}{T_0}. \qquad (III - 186)$$

Значение коэффициента φ можно взять по следующей таблице:

Таблица III — 51

Вид сооружения	Схема	φ
1. Истечение из отверстий непосредственно в атмосферу (без слива по поверхности плотины)	 рис. III—90	1,00 — 0,97
2. Истечение из донных отверстий	 рис. III—91	1,00 — 0,97
3. Перепады без щитов	 рис III—92	1,00

Вид сооружения	Схема	φ
4. Перепады со щитами	 (Рис. III—93)	1,0 — 0,97
5. Водосливы плавных форм без щитов при гладкой сливной поверхности		
а) при малой длине сливной поверхности	(рис. III—88)	1,0
б) при средней длине сливной поверхности		0,95
в) при большой длине сливной поверхности	 (рис. III—94)	0,90
6. Водосливы плавных форм со щитами (см. соответственно предыдущий пункт)		0,95 — 0,85
7. Водосливы более грубых форм при движении воды по их поверхности		0,90 — 0,80
8. Водосливы с широким порогом в зависимости от типа последнего		0,95 — 0,85



(рис III—95)

При шероховатых сливных поверхностях (например, бутовая кладка, ряжи) расчетные значения φ можно уменьшить примерно на 5%. Глубину h_c определяют в прямоугольных и трапецоидальных сечениях по рис. III—49 путем постепенного приближения.

В первом приближении принимают $\eta_1 = \varphi^2$ и по формуле III—185 имеют $\Theta_2 = \eta_1 T_0$. Соответственно заданному расходу Q и ширине русла по дну в сжатом сечении b_c находят $q = \frac{Q}{b_c}$ и определяют по формуле III—142 или таблице III—34 $h_{кп}$ и $\mu = \frac{m h_{кп}}{b_c}$, характеризующую форму трапецоидального сечения. По графику рис. III—49 при $\Theta^0 = \frac{\Theta_2}{h^2}$ находят $\xi_c = \frac{h_c}{h_{кп}}$, откуда $h_c = \xi_c h_{кп}$.

При втором приближении η определяют по формуле III—186, так как h_c известно.

Пример. Поток с перепада высотой $P = 3{,}0$ м и шириной $b = 3{,}0$ м при напоре $H_0 = 1{,}76$ м, выходя из-под щита (схема сооружений на рис. III—93) падает на водобой той же ширины. Определить h_c, если при открытии щита $h_щ = 0{,}48$ м; расход из-под него $Q = 6{,}0$ м^3/сек.

Согласно пункта 4 табл. III—51 принимают $\varphi = 0{,}97$; $T_0 = P + \frac{h_щ}{2} + H_0 = 3{,}0 + 1{,}76 + \frac{0{,}48}{2} = 5{,}0$ м; $q = \frac{6{,}0}{3,} = 2{,}0$ м^3/сек/м.

Этому расходу по табл III—34 соответствует $h_{кп} = 0{,}742$ м.

Принимая в первом приближении $\eta_1 = \varphi^2$, получают

$\Theta_2 = \eta_1 T_0 = \varphi^2 T_0 = 0{,}97^2 \cdot 5 = 4{,}7$ м.

$$\Theta^0 = \frac{\Theta_2}{h_{кп}} = \frac{4{,}7}{0{,}742} = 6{,}34, \qquad \frac{m h_{кп}}{b_c} = \frac{0 \cdot 0{,}742}{3} = 0.$$

По графику рис. III—49 при $\Theta^0 = 6{,}34$ и $\mu = 0$ определяют $\xi_c = 0{,}29$ и поэтому $h_c = \xi_c h_{кп} = 0{,}29 \cdot 0{,}742 = 0{,}215$ м.

Второе приближение

$$\eta_1 = \varphi^2 + (1 - \varphi^2)\frac{h_c}{T_0} = 0{,}97^2 + (1 - 0{,}97^2)\frac{0{,}215}{5} = 0{,}9426,$$

то есть расхождение менее 1%. И в данном случае второе приближение можно было бы не делать.

Глубина h_2, сопряженная со сжатой h_c по формуле рис. III—125 будет

$$h_2 = \frac{h_c}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g_c h^3}} - 1\right] =$$

$$\frac{0{,}215}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1{,}1 \cdot 2^2}{9{,}81 \cdot 0{,}215^3}} - 1\right] = 1{,}93.$$

Глубина h_2 могла быть определена по графику рис. III—53.

Поскольку $h_2 = 1{,}93 > h_б = 1{,}5$ м, постольку сопряжение в нижнем бьефе будет с отогнанным прыжком.

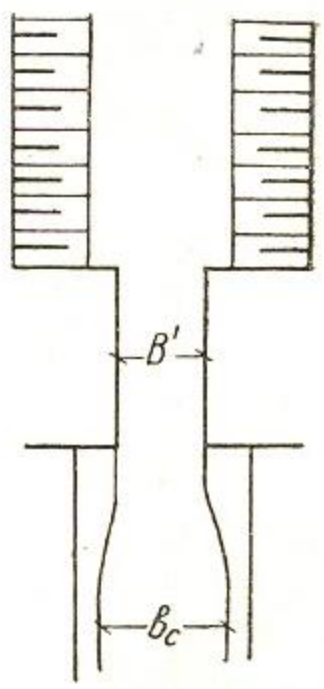


Рис. III—96.

При свободном падении струи, не стесненной с боков, происходит ее расширение, учитываемое при определении сжатой глубины. Если входная и водобойная части перепада имеют прямоугольную форму поперечного сечения, причем ширина входной части меньше ширины водобойной (рис. III—96), то расчетную ширину в сжатом сечении следует принимать по формуле Е. А. Замарина:

$$b_c = B^1 + 0{,}1\, l_{пад}. \qquad \text{(III—187)}$$

Если же входная и водобойная части потока имеют трапецоидальную форму поперечного сечения, причем ширина по дну входной части меньше ширины по дну водобойной части (рис. III—97), то можно рассматривать водобойную часть как прямоугольную и принимать:

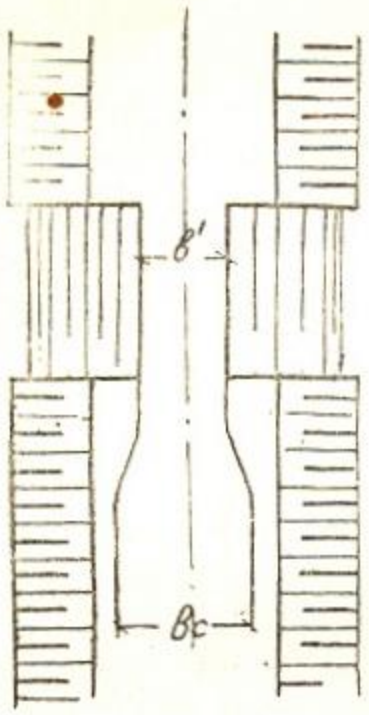


Рис. III—97.

$$b_c = b' + 0{,}8m'H + 0{,}1\,l_{пад}, \qquad (III-188)$$

где m^1 — откос трапеции входной части.

При движении потока по быстротоку h_c определяют при расчете лотка быстротока.

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАССТОЯНИЯ ДО СЖАТОГО СЕЧЕНИЯ $l_{пад}$

В зависимости от вида сооружения и условий протекания через него воды — расстояние до сжатого сечения определяют по формулам.

Водослив практического профиля (рис. III—92)

$$l_{пад} = 2 + 1{,}65\sqrt{H_0(P + 0{,}32H_0)}. \qquad (III-189)$$

Водослив с широким порогом (рис. III—95)

$$l_{пад} = 1{,}64\sqrt{H_0(P + 0{,}24H_0)} \qquad (III-190)$$

Истечение из-под щита на водосливе (рис. III—90, III—93)

$$l_{пад} = h_{щ} + 2\sqrt{H_0(P + 0{,}32h_{щ})}. \qquad (III-191)$$

Истечение из-под щита в лоток (рис. III—91)

$$l_1 = (2 \div 3)h_{щ}. \qquad (III-192)$$

§ 4. РАСЧЕТНЫЙ РАСХОД ПРИ РАСЧЕТАХ СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ

Сооружения на ирригационной сети работают при переменном расходе от $Q_{мин}$ до $Q_{макс}$. Это создает различные условия при сопряжении бьефов. Расчет сопряжения бьефов гидросооружений должен производиться для расхода, при котором требуется наибольшие длина крепления, размеры водобойных колодцев и других устройств по гашению энергии. Этот расход называется расчетным — $Q_р$.

Проф. Ф. И Пикалов доказывает, что расчетный расход соответствует наибольшей разности $h''_c - h_б$.

Расчетный расход при сопряжении бьефов для прямоугольного перепада с высотой стенки падения $p = 5$ м, шириной $b = 10$ м, при коэффициенте расхода $M = m\sqrt{2g} = 1{,}6$ и $\varphi = 0.95$ с $Q_{макс} = 50$ м³/сек определяют следующим образом. Отводящий канал имеет уклон $i = 0{,}0005$, $n = 0{,}0225$, $m = 1.0$, $b = 10$ м.

Для него связь $Q = f(h_б)$, полученная по линейке В. Ф. Пояркова, дана на графике рис. III—98.

Подсчет $h''_c - h_б$ для $Q = 50$ м³/сек,

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{50}{10} = 5 \text{ м}^3/\text{сек/м}, \quad H_0 = \left(\frac{q}{м}\right)^{2/3} = \left(\frac{5}{16}\right)^{2/3} = 2{,}14$$

по табл. III—34, находят $h_{кп} = 1{,}366$ м.

$$T_0 = 5 + 2{,}14 = 7{,}14 \text{ м}, \qquad Э'' = \frac{\varphi^2 T_0}{h_{кп}} = \frac{0{,}95^2 \cdot 7{,}14}{1{,}366} = 4{,}72$$

$$\frac{mh_{кп}}{b} = \frac{1{,}0 \cdot 1{,}366}{10} = 0{,}137.$$

По графику на рис. III—49 находят $\xi = \frac{h_c}{h_{кп}} = 0{,}323$. Для определения сопряженных глубин необходимо знать

$$\frac{h_c}{q} = \frac{h_c}{h_{кп}\sqrt[3]{g}} = \frac{0{,}323}{2{,}14} = 0{,}154 \text{ и}$$

$\frac{mq^{2/3}}{b} = \frac{mh_{кп}\sqrt[3]{g}}{b} = 0{,}137 \cdot 2{,}14 = 0{,}293$, по ним по графику рис. III—54 находят $\frac{h_c}{q} = 0{,}98$; $h'_c = 0{,}98q = 0{,}98 \cdot 2{,}92 = 2{,}86$ м. По графику $Q = f(h_б)$ рис. III—98:

$$h_б = 2{,}60 \text{ м и } h''_c - h_б = 2{,}86 - 2{,}60 = 0{,}26 \text{ м.}$$

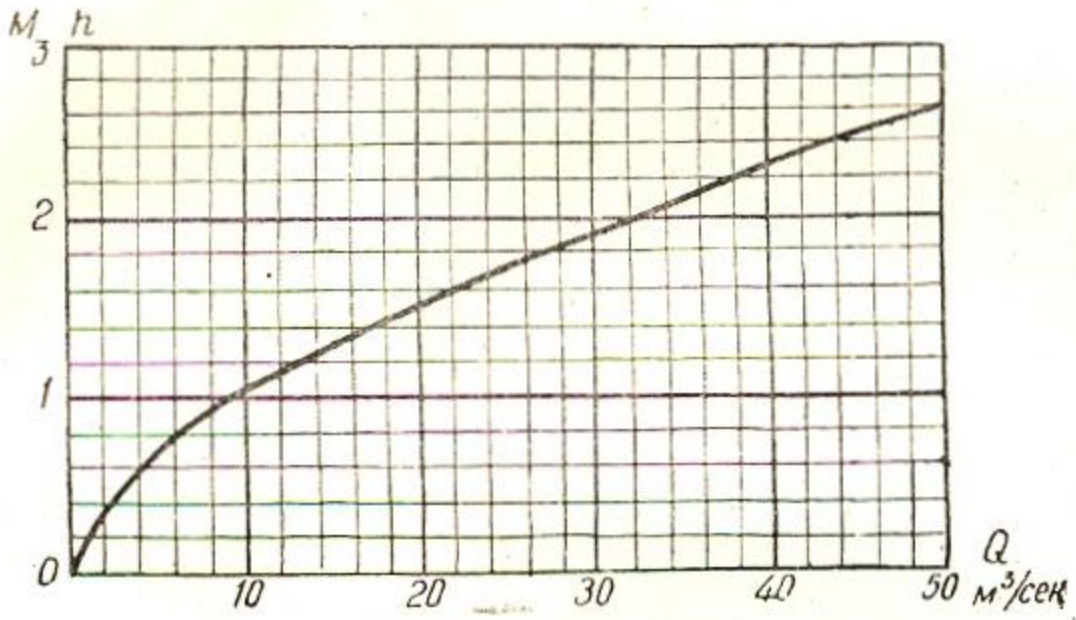


Рис. III—98.

В том же порядке вычисляют для q, равного последовательно 4; 3,5; 3; 2,5; 2; 1,5 и 1,0 м³/сек/м. Результаты вычислений помещены в сводной таблице:

№ пп	q м³/сек/м	H_0 м	T_0 м	$h_{кп}$ м	ϑ^0	$\frac{mh_{кп}}{b}$	$\frac{h_c}{h_{кп}}$	$\frac{h_c}{q^{2/3}}$	$\frac{mq^{2/3}}{b}$	$\frac{h'_c}{q^{2/3}}$	h''_c	$h_б$	$h''_c - h_б$
1	5	2,14	7,14	1,366	4,72	0,137	0,323	0,151	0,293	0,98	2,86	2,60	0,26
2	4	1,84	6,84	1,176	5,25	,118	0,308	0,144	0,252	1,03	2,59	2, 8	0,31
3	3,5	1,68	6,68	1,077	5,59	0,108	0,298	0,135	0,231	1,05	2,43	2,10	0,33
4	3,0	1,52	6,58	0,972	6,05	,097	0,289	0,135	0,208	1,07	2,27	1,93	0,34
5	2,5	1,34	6,34	0,861	6,64	0,086	0,275	0,128	0,184	1,11	2,05	1,72	0,33
6	2,0	1,16	6,16	0,742	7,50	0,074	0,258	0,125	0,158	1,15	1,82	1,50	0,32
7	1,5	0,96	5,96	,612	8,79	0,061	0,240	0,112	0,131	1,22	1,59	1,28	0,31
8	1,0	0,73	5,73	0,467	11,10	0,047	0,213	0,000	0,100	1,32	1,32	1,02	0,30

Из расчетной таблицы видно, что наибольшее значение $h''_c - h_б$ будет при расходе $q = 3{,}0$ м³/сек/м, то есть при $Q_р = qb = 3{,}0 \cdot 10 = 30$ м³/сек. Этот расход и принимают за расчетный.

Согласно исследованиям Б. А. Мацмана $Q_р$ в случае прямоугольного отводящего русла с уклоном $i < i_к$ равен половине расхода $Q_к$,

соответствующего расходу, при котором гидравлический прыжок образуется в сжатом сечении отводящего русла, то есть

$$Q_{\text{р}} = \frac{Q_{\text{к}}}{2}. \qquad \text{(III—193)}$$

Расход $Q_{\text{к}}$ соответствует расходу, получаемому в пересечении кривых: $h''_{\text{с}} = f_1(Q)$, построенной для сооружения и $h_{\text{б}} = f_2(Q)$, построенной для отводящего русла канала.

В случае трапецоидального сечения отводящего русла $Q_{\text{р}}$ находится между расходами $\frac{1}{2}Q_{\text{к}}$ и $\frac{1}{4}Q_{\text{к}}$.

§ 5. РАСЧЕТ ВОДОБОЙНОГО КОЛОДЦА С ВОДОБОЙНЫМ УСТУПОМ

Расчет водобойного колодца состоит:

а) в установлении его необходимости;

б) в определении глубины (высоты уступа) d;

в) в определении его длины $l_{\text{к}}$.

а) Колодец необходим, если глубина $h''_{\text{с}}$, сопряженная со сжатой глубиной после сооружения, больше глубины воды $h_{\text{б}}$ в канале за сооружением, то есть $h''_{\text{с}} > h_{\text{б}}$. В этом случае за сооружением получается отогнанный прыжок. Выясняют необходимость устройства колодца, а равно и его размеров для расчетного расхода как наиболее опасного.

а) Необходимость устройства колодца при прямоугольных сечениях устанавливают по графику М. Д. Чертоусова (рис. III—99) следующим образом:

1. Определяют $\xi_{\text{т}} = \frac{T_0}{h_{\text{к}}}$ и $\xi = \frac{z_0}{h_{\text{к}}}$ (рис. III—91, 92, 93, 94, 95), где $h_{\text{к}}$ — критическая глубина, соответствующая погонному расходу q в сжатом сечении,

$z_0 = z + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ — разность горизонтов в верхнем и нижнем бьефах, исправленная на скорость подхода в верхнем бьефе, причем $z_0 = T_0 - h_{\text{б}}$.

2. По графику находят $(\xi z)_0$, соответствующее вычисленному $\xi_{\text{т}}$. Требуемое при этом φ берут из табл. III — 51.

3. При $\xi z > (\xi z)_0$ сопряжение потока происходит с отогнанным прыжком — колодец необходим; при $\xi z < (\xi z)_0$ сопряжение будет без прыжка.

Примечание. В том случае, если за сооружением прямоугольное сечение переходит к трапецоидальному, иногда более широкому сечению за $h_{\text{б}}$ нужно принимать глубину $h'_{\text{б}}$ в начале переходного участка, то есть глубину, соответствующую начальному прямоугольному сечению, определяемому по энергетическому уравнению Чарномского (III—118), которая будет меньше $h_{\text{б}}$.

б) Определение для взятого расхода Q — наименьшей глубины водобойного колодца d без учета перепада Δz на выходной части водобойного колодца (рис. III—89а), что дает запас в затоплении прыжка, производится по формуле:

$$d_0 = h'_{\text{с}} - h_{\text{б}}, \qquad \text{(III—194)}$$

где $h'_{\text{с}}$ — глубина, сопряженная с глубиной в сжатом сечении на дне колодца, определяемая при $T_0' = T_0 + d$.

Решение находят подбором, для облегчения которого рекоменду-

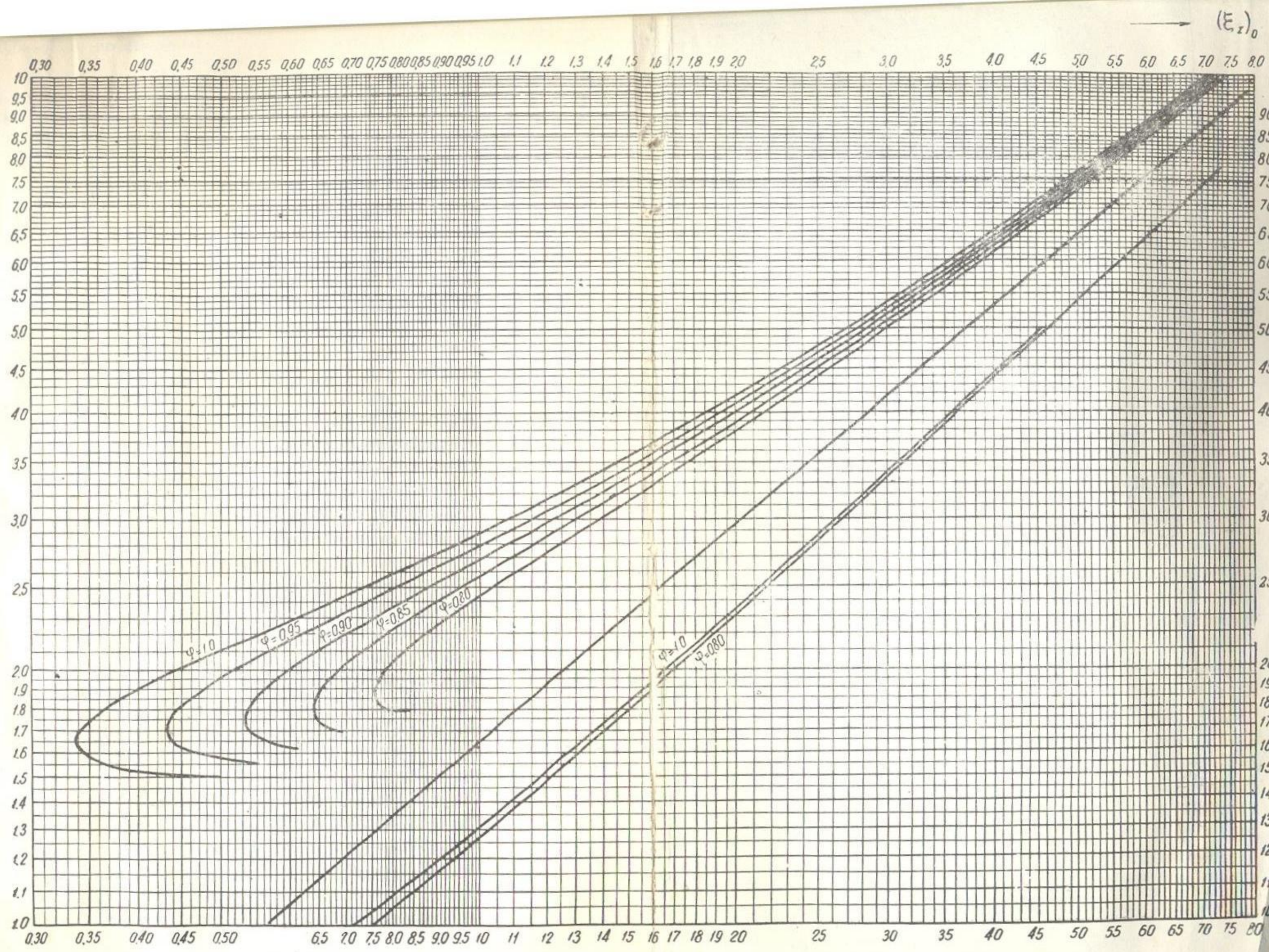

$(\xi_z)_0$
ξ_T
ξ_T
$\varphi=1.0$
$\varphi=0.95$
$\varphi=0.90$
$\varphi=0.85$
$\varphi=0.80$
$\varphi=1.0$
$\varphi=0.80$
$(\xi_z)_0$

Рис. III—99.

ри отсутствии колодца, принимать ориентиро-
ормуле:

$$d_{01} = 1{,}20h_c'' - h_6. \qquad \text{(III—195)}$$

ченной глубины колодца определяют глуби-
ней сопряженную h_c''; по формуле
бычно близко к d_{01}.
колодца можно воспользоваться
III—99). Для этого определяют $(\xi z)_0 =$
оответствующее ему значение ξ_{10}'

$$\overline{\quad} \quad {}_0'h_{\text{кп}} - T_0 \qquad \text{(III—196)}$$

одят наименьшую глубину водобойного колодца для взятого рас-
да.

Для обеспечения в колодце сопряжения с затопленной струей
водят коэффициент σ, характеризующий степень затопления прыжка.
бину колодца определяют по формуле:

$$d = d_0 + (\sigma - 1)(d_0 + h_6), \qquad \text{(III—197)}$$

е для практических расчетов $\sigma < 1{,}10—1{,}20$
ля расчета колодца с уступом (рис. III—100) в колодце быстротока,

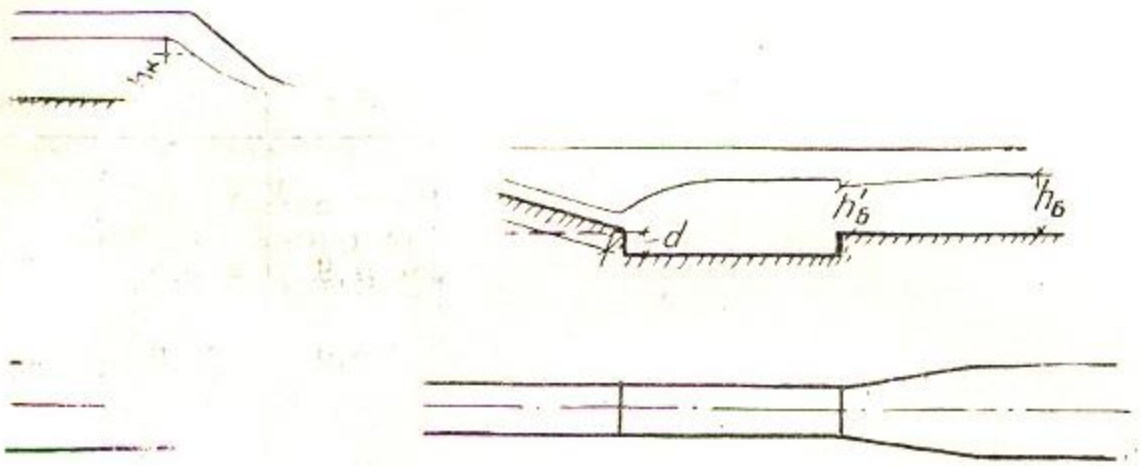


Рис. III—100.

ри истечении из-под щита в лоток, расчет ведется, как бы-
го за T_0 и T_0^1 нужно принимать в первом случае

$$T_0 = h_a + \frac{\alpha v_a^2}{2g} \qquad \text{(III—198)}$$

$$= h_a + \frac{\alpha v_a^2}{2g} + d_0, \qquad \text{(III—199)}$$

орость в концевом сечении быстротока

$$T_0' = H_0 \qquad \text{(III—200)}$$

$$T_0' = H_0 + d \qquad \text{(III—201)}$$

колодца $l_к$ определяют по формуле:

$$l_к = l_1 + 3l_п, \qquad \text{(III—202)}$$

l_1 определяют в зависимости от $l_{пад}$ и конструкции сооружения
ис. III—91—95).

Значение β М. Д. Чертоусов рекомендует принимать равным $\beta = 0{,}7 - 0{,}8$, хотя для того, чтобы гарантировать выход из водобойного колодца без появления за ним вторичного гидравлического прыжка, следует вводить полную длину совершенного прыжка ($\beta = 1$).

§ 6. НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ПРИ СОПРЯЖЕНИИ БЬЕФОВ БЫСТРОТОКОМ

Гидравлический расчет лотка быстротока производится как расчет канала при неравномерном движении.

Длину лотка быстротока определяют по формуле:

$$l_л = \frac{p}{i} \sqrt{1 + i^2}, \qquad \text{(III—203)}$$

где p — падение лотка (рис. III—100); i — его уклон.

Допускаемую скорость в лотке устанавливают по табл. III—52.

При превышении допускаемой скорости в лотке уменьшают уклон или вводят повышенную шероховатость.

Для определения высоты стенок лотка строят кривую свободной поверхности и полученные при этом глубины умножают на коэффициент аэрации K_a, определяемый из табл. III—53.

Таблица III—52

Допускаемые скорости на быстротоках (в м/сек)

Конструкция	Легкая		Тяжелая			
условия содержания	обычные		обычные		трудные	
Наименование материала	средняя глубина потока, м					
	0,4	1,0	0,4	1,0	0,4	1,0
Кладка из кирпича с временным сопротивлением 120 кг/см²	4,6	5,5	7,9	9,5	3,9	4,7
Бутовая кладка из камня средних пород	5,8	7,0	10,0	12,0	5,0	6,0
Бетон марки 100	5,0	6,0	20	24	10	12
» » 150	5,8	8,0	24	25	12	14
Дерево	—	—	25	25	12	15

Таблица III—53

Значение коэффициента аэрации K_a

Глубина, м	Скорость, м/сек			
	5	10	15	20
0,25	1,10	1,30	1,60	2,0
0,40	1,05	1,15	1,35	1,55
0,60	—	1,05	1,20	1,40

Полученные таким образом глубины служат для определения высоты стенок лотка.

При установлении формы сопряжения за T_o следует принимать удельную энергию сечения Э в конце быстротока.

Дальность полета струи ($l_{пад}$) при устройстве заглубленного колодца определяют по формуле III—135, в которой

$$x = l\text{пад},\ \operatorname{tg}\theta = i,\ \cos^2\theta = \frac{1}{1+i^2},\ y = d + \frac{h_a}{2},\ H_o = h_v = \frac{v_a^2}{2g},$$

где h_a и v_a — глубина и скорость в концевом сечении быстротока.

§ 7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ

1. Сопряжение бьефов при истечении из-под щита.

Взяты условия примера 1 § 4 „донные отверстия" главы 8 рис. III—66. Установлено, что при напоре за щитом $H_0 = 2{,}5$ м, открытии щита $h_{щ} = 0{,}5$ м под щитом проходит погонный расход $q = 1{,}95$ м³/сек/м.

При глубине воды за щитом $h_б = 1{,}2$ м имеется отогнанный прыжок. Требуется определить размеры водобойного колодца (рис. III—101).

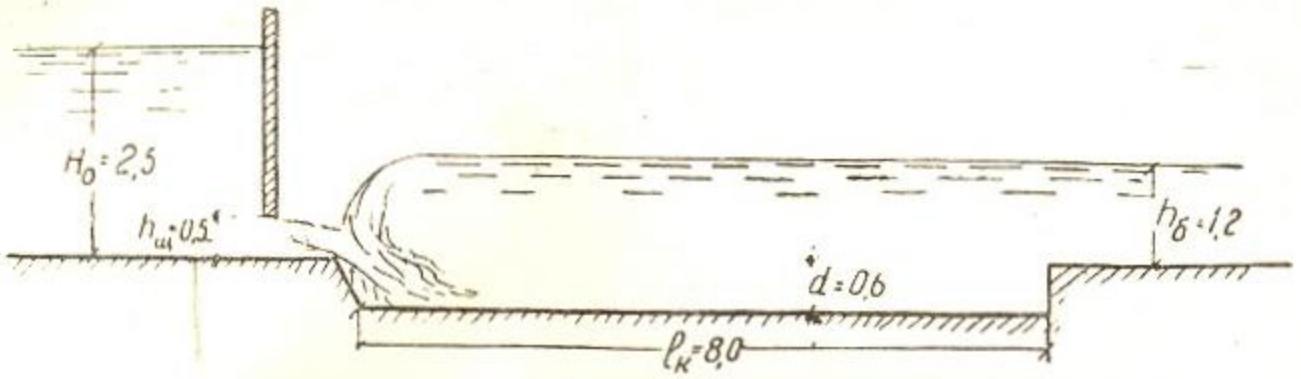


Рис. III—101.

1. По табл. III—34 при $\alpha = 1$ определяют $h_{кп} = 0{,}729$ м.
2. $z_0 = T_0 - h_б = H_0 - h_б = 2{,}5 - 1{,}2 = 1{,}3$ м
3. По графику М. Д. Чертоусова (рис. III — 99), принимая $\varphi = 0{,}95$, определяют ξ_{T_0}. $(\xi_z)_0 = \frac{Z_0}{h_{кп}} = \frac{1{,}3}{0{,}729} = 1{,}78$, ему по графику соответствует $\xi_{T_0}' = 3{,}90$.
4. Наименьшая глубина водобойного колодца

$$d_0 = \xi_{T_0}' h_{кп} - T_0 = \xi_{T_0}' h_{кп} - H_0 = 3{,}90 \cdot 0{,}729 - 2{,}5 = 0{,}35 \text{ м},$$

5. Глубина водобойного колодца

$$d = d_0 + (\sigma - 1)(d_0 + h_б) = 0{,}35 + (1{,}15 - 1)(0{,}35 + 1{,}2) = 0{,}58 \text{ м},$$

принимают $d = 0{,}6$ м.

6. Длина колодца $l_к = l_1 + 0{,}8\, l_п$.

Учитывая конструкцию сооружения, определяют $l_1 = l_{пад} - md$, где m — откос стенки падения.

По формуле III — 191:

$$l_{пад} = 2\sqrt{H_0(p + 0{,}32h_{щ})} = 2\sqrt{2{,}5(0{,}6 + 0{,}32 \cdot 0{,}5)} =$$

$$= 2{,}76 \text{ м}; \; l = 2{,}76 - \frac{2}{3}\, 0{,}6 = 2{,}36 \text{ м}.$$

Определяют глубину в сжатом сечении, используя график рис. III — 49, принимают $\eta_1 = \varphi^2$ и $T_0 = H^0 + d = 2{,}5 + 0{,}6 = 3{,}1$ м.

$$Э_2 = \varphi^2 T_0 = 0{,}95^2 \cdot 3{,}1 = 2{,}8 \text{ м}. \quad Э^0 = \frac{Э_2}{h_{кп}} = \frac{2{,}8}{0{,}729} = 3{,}84$$

$\mu = \frac{mh_{кп}}{b} = 0$. При $Э^0 = 3{,}84$ и $\mu = 0$ находят по графику рис. III — 49 $\xi_c = 0{,}38$; $h_c = \xi_c h_{кп} = 0{,}38 \cdot 0{,}729 = 0{,}287$ м; по графику рис. III—53 устанавливают, что $\xi_c = 0{,}38$ соответствует

$\xi_c'' = 2{,}1$ и $h'' = \xi_c'' h_{кп} = 2{,}1 \cdot 0{,}729 = 1{,}53$ м; длина вальца прыжка

$$l_п = 5(h'' - h_c) - 5(1{,}53 - 0{,}28) = 6{,}25 \text{ м}, \text{ длина колодца}$$

$$l_к = l_1 + 0{,}8 l_п = 2{,}36 + 0{,}8 \cdot 6{,}25 = 7{,}36 \text{ м},$$

принимают 8 м.

2 Сопряжение бьефов быстротоком

Выяснить условия сопряжения на выполненном из бутовой кладки быстротоке прямоугольного сечения (рис. III—102) при пропуске расхода $Q = 4{,}0$ м^3/сек и если потребуется, определить размеры водобойного колодца, принимая этот расход за расчетный.

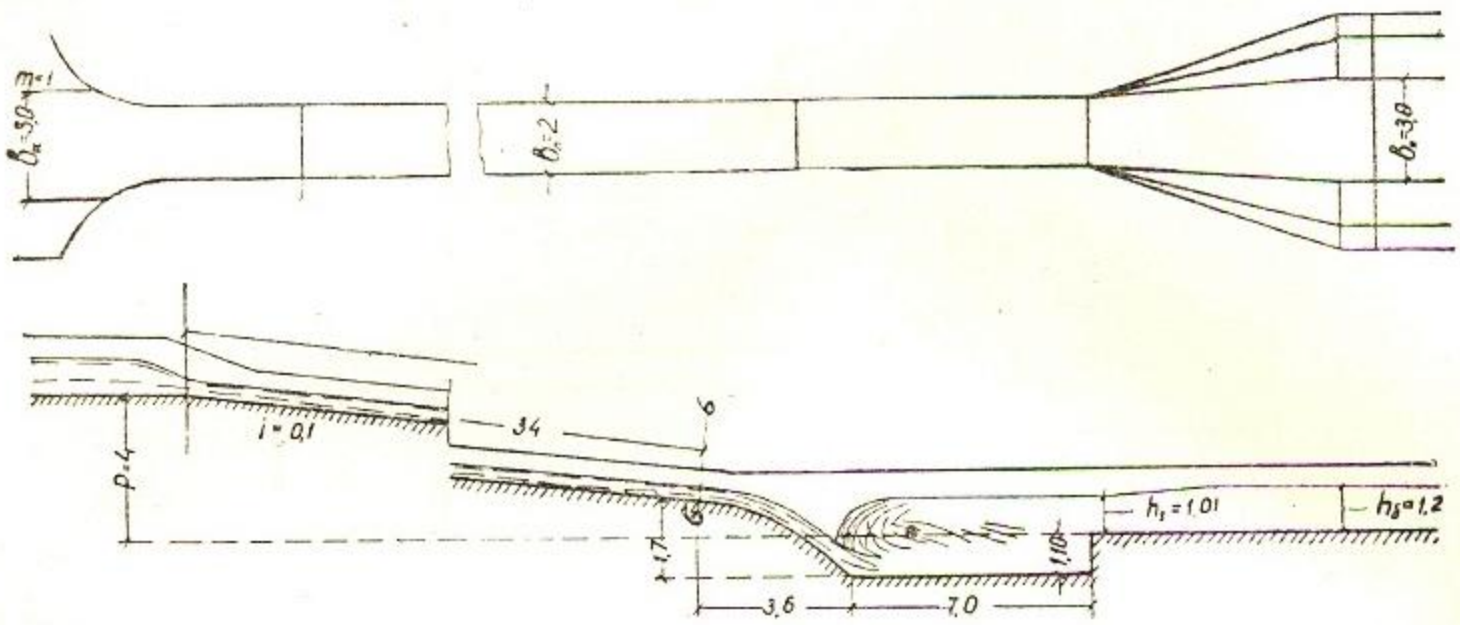


Рис. III—102.

Дано: по каналам верхнего и нижнего бьефов $b_{кан} = 3{,}0$ м;

$m_к = 1{,}0$; $h_0 = h_б = 1{,}2$ м.

По лотку быстротока $i = 0{,}1$; $n = 0{,}017$; $p = 4{,}0$ м и $b_л = 2{,}0$м; $m_л = 0$.

Выход из быстротока с плавным расширением от $b_л = 2{,}0$ м до $b_к = 3{,}0$ м с изменением откосов от $m_л = 0$ до $m_к = 1{,}0$.

1. Определяют характер движения по лотку быстротока. Нормальную глубину определяют по линейке В. Ф. Пояркова. По ней при $Q = 2{,}0$ м^3/сек, $i = 0{,}1$, $n = 0{,}017$ и $b_л = 2$ м, находят $\beta = 6{,}9$, поэтому $h_{ол} = \frac{b}{\beta} = \frac{2{,}0}{6{,}9} = 0{,}29$ м.

Критическая глубина при $q = \frac{Q}{b_л} = \frac{4{,}0}{2{,}0} = 2{,}0$ м^2/сек/м по табл. III — 34 равна $h_{кп} = 0{,}765$ м. Наличие быстротока подтверждается, так как $h_{ол} < h_к$.

Длина лотка быстротока

$$l_л = \frac{p}{i}\sqrt{1 + i^2} = \frac{4{,}0}{0{,}1}\sqrt{1 + 0{,}1^2} = 40{,}2 \text{ м}.$$

Для выяснения высоты стенок лотка быстротока, а также глубины воды в его конце, строят по методу В. И. Чарномского кривую свободной поверхности с определением расстояния между глубинами по формуле III—121:

$$\delta l = \frac{\delta \Theta}{i - I_m},$$

принимая глубину в начале лотка $h_1 = h_к$.

Все вычисления располагаются в таблице:

№№ сеч.	h м	ω м²	χ м	R м	C м$^{1/2}$/сек	v м/сек	h_v м	$Э_м$	$\bar{i}_m 10^3$	$\bar{l}_m 10^3$	$\delta Э$ м	δl м	l м
1	0,765	1,53	3,53	0,434	50,55	2,62	0,383	1,148	6,2				0
										9,2	0,072	0,8	0,8
2	0,60	1,20	3,20	0,375	49,17	3,33	0,62	1,22	12,2				
										16,5	0,18	2,2	
3	0,50	1,0	3,0	0,33	48,05	4,0	0,90	1,40	20,8				0,3
										30,4	0,40	5,8	
4	0,40	0,80	2,80	0,286	46,7	5,0	1,40	1,80	40,0				8,8
										59,4	0,70	17,2	
5	0,32	0,64	2,64	0,242	45,24	6,25	2,18	2,50	78,8				26,0
										82,2	0,14	8	
6	0,31	0,62	2,62	0,236	45,04	6,45	2,33	2,64	85,7				34,0
										91,0	0,16	18	
7	0,30	0,60	2,60	0,230	44,8	6,67	2,5	2,80	96,2				52,0

Подсчет для первой строчки дает: сечение 1, $h_1 = 0{,}765$ м

$\omega_1 = b_1 h_1 = 2{,}0 \cdot 0{,}765 = 1{,}53$ м², $\chi = b_д + 2h_1 = 2{,}0 + 2 \cdot 0{,}765 = 3{,}53$ м

$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi_1} = \frac{1{,}53}{3{,}53} = 0{,}434$ м. По таблице III—31 $C_1 = 50{,}55$ м$^{1/2}$сек

$v_1 = \frac{Q}{\omega_1} = \frac{2{,}0}{1{,}53} = 2{,}62$ м/сек.

$h_{v_1} = \frac{\alpha v_1^2}{2g} = 0{,}056 \cdot v_1^2 = 0{,}056 \cdot 2{,}62^2 = 0{,}383$ м

$Э_1 = h_1 + hv_1 = 0{,}765 + 0{,}383 = 1{,}148$ м

$i_m = \frac{v_1^2}{C_1^2 R_1} = \frac{2{,}62^2}{50{,}55^2\ 0{,}434} = 6{,}2 \cdot 10^{-3}$

$i_{m1} = \frac{i_{m1} + i_{m2}}{2} = \frac{6{,}2 - 12{,}2}{2}\ 10^{-3} = 9{,}2 \cdot 10^{-3}$

$\delta Э = Э_2 - Э_1 = 1{,}22 - 1.148 = 0{,}072$ м

$i - \bar{l}_{m1} = (100 - 9{,}2)\ 10^{-3} = 90{,}8\ 10^{-3}$, $\delta l_1 = \frac{\delta Э}{i - \bar{l}_{m1}} = \frac{0{,}072 \cdot 1000}{90{,}8} = 0.8$ м.

Согласно таблице III—53 повышение глубины, вследствие аэрации потока, следует учитывать, начиная с четвертого сечения, в котором скорость равна 5 м и аэрированная глубина будет

$h_{a_4} = K_a h_4 = 1{,}05 \cdot 0{,}40 = 0{,}42$ м

и в седьмом сечении $h_{a_7} = 1{,}07 \times 0{,}3 = 0.33$ м.

Глубина неаэрированного потока в конце быстротока при $l_д = 40{,}2$ м может быть принята $h = 0{,}306$ м. Ей соответствует скорость $v = 6{,}54$ м/сек, что не превосходит допускаемую для бутовой кладки по таблице III—52.

2. Устанавливают условия сопряжения.

Определяют глубину в начале переходного участка в нижнем бьефе, пренебрегая потерями на трение на нем.

При удельной энергии сечения, соответствующей бытовой глубине в канале

$$Э_б = h_б + \frac{\alpha Q^2}{2g\,\omega_б^2} = 1{,}2 + \frac{1{,}1 \cdot 4{,}6^2}{19{,}62(3 + 1 \cdot 1{,}2)^2 1{,}2^2} = 1{,}235 \text{ м.}$$

По графику рис. III—49 при $Э_б^0 = \frac{Э_б}{h_{кп}} = \frac{1{,}235}{0{,}765} = 1{,}615$ имеют для спокойного течения $\xi = \frac{h_б''}{h_{кп}} = 1{,}325$, поэтому $h_б'' = 1{,}325 \cdot 0{,}765 = 1{,}01$ м.

3. Определяют условия сопряжения.

Для сечения в конце быстротока

$$T_0 = \Э = h + \frac{dv^2}{2g} = 0{,}306 + \frac{1{,}1 \cdot 6{,}54^2}{19{,}62} = 2{,}69 \text{ м и}$$

$$Z_0 = T_0 - h_б = 2{,}69 - 1{,}0 = 1{,}68 \text{ м}, \quad \xi_z = \frac{z_0}{h_{кп}} = \frac{1{,}68}{0{,}765} = 2{,}19$$

$$\xi_т = \frac{T_0}{h_{кп}} = \frac{2{,}69}{0{,}765} = 3{,}50.$$

По графику Чертоусова $\xi_т = 3{,}51$ при $\varphi = 1{,}0$ соответствует $(\xi_z)_0 = 1{,}47$.

Так как $\xi_z = 2{,}9 > (\xi_z)_0 = 1{,}47$, то сопряжение будет с отогнанным прыжком и требуется устройство водобойного колодца.

3. Для обеспечения в колодце донного режима на 34 м (сечение 6) длины быстротока, где глубина воды $h = 0{,}31$ м, делают криволинейный участок с дном по форме падающей струи.

Уравнение струи III—135 при $\varphi = 1$, для заданного уклона быстротока $\operatorname{tg}\theta = i = 0{,}1$ и $\cos^2\theta = \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2\theta} = \frac{1}{1 + 0{,}1^2} = 0{,}99$ и при напоре $H_0 = \frac{h}{2} + h_v = \frac{0{,}31}{2} + 2{,}33 = 2{,}49$ м примет вид $y = \frac{x^2}{4\varphi^2 H_0 \cos^2\theta} + x\operatorname{tg}\theta =$

$= \frac{x^2}{4{,}1 \cdot 2{,}45 \cdot 0{,}99} + x \cdot 0{,}1 = 0{,}102x^2 + 0{,}1x.$

По этому уравнению определяют оси координат падающей струи и выписывают их в таблицу:

№ сечен.	$x_м$	$y_м$	$v_в$ м/сек	v м/сек	t м	$t/2$ м
I	0	0	0,645	6,45	0,31	0,155
II	0,5	0,08	1,90	6,70	0,298	0,149
III	1,0	0,20	2,63	6,93	0,289	0,144
IV	1,5	0,38	3,38	7,20	0,276	0,139
V	2,0	0,61	4,11	7,63	0,262	0,131
VI	2,5	0,89	4,83	8,04	0,248	0,124
VII	3,0	1,22	5,54	8,45	0,236	0,118
VIII	3,5	1,60	6,26	8,97	0,226	0,112
IX	3,6	1,68	6,40	9,02	0,222	0,110
X	4,0	2,03	6,98	9,45	0,212	0,106

Определяют скорость в отдельных сечениях участка по формулам равноускоренного движения:

$$v_г = v_0 \cos\theta = 0{,}995 v_0 = 0{,}995 \cdot 6{,}45 = 6{,}42 \text{ м/сек},$$

$$v_в = v_0 \sin\theta + \sqrt{2gy} = 6{,}45 \times 0{,}1 + 4{,}43\sqrt{y} = 0{,}645 + 4{,}43\sqrt{y}$$

$$v = \sqrt{v_г^2 + v_в^2}.$$

По полученной скорости v находят толщину t струи в каждом сечении по формуле:

$$t = \frac{Q}{v} \text{ и } \frac{t}{2}.$$

Результаты записывают в ту же таблицу.

Построив на чертеже быстротока ось струи и откладывая по нормали внутрь $\frac{t}{2}$, получают очертание кладки концевой части быстро-

тока, которое внизу будет плавно сопряжено с дном водобойного колодца.

4 Определяют размеры водобойного колодца. В начале криволинейного участка быстротока (сечение 6) $h = 0{,}31$ м и $h_v = 2{,}33$ м и удельная энергия над дном канала

$$T_0 = z + h + h_v = 0{,}6 + 0{,}31 + 2{,}33 = 3{,}24 \text{ м}.$$

Рассматривая криволинейный участок как водослив плавной формы при малой длине свободной поверхности, согласно таблице III—51, принимают $\varphi = 1{,}0$.

Считая, что перепад Δz при выходе из колодца идет в запас, имеют:

$$z_0 = T_0 - h_6 = 3{,}24 - 1{,}01 = 2{,}23 \text{ м}$$

при $\xi_z = \frac{z_0}{h_{кп}} = \frac{2{,}23}{0{,}765} = 2{,}99$, которые принимают за $(\xi_z)_0$ по графику рис. III—99 $\xi_{т_0}' = 5{,}3$, откуда наименьшая глубина водобойного колодца:

$$d_0 = \xi_{т_0}' h_{кп} - T_0 = 5{,}3 \cdot 0{,}765 - 3{,}24 = 0{,}81 \text{ м}.$$

Для обеспечения коэффициента затопления $\sigma = 1.15$ глубина колодца должна быть:

$$d = d_0 + (\sigma - 1)(d_0 + h_c) = 0{,}81 + (1.15 - 1)(0{,}81 + 1{,}01) = 1{,}084 \text{ м}.$$

Принимают $d = 1{,}10$ м.

5. Определяют длину водобойного колодца.

Пересечение оси потока, стекающего по криволинейному участку, с дном колодца произойдет при $y = z + d = 0{,}6 + 1{,}10 = 1{,}70$ м и будет происходить в IX сечении на расстоянии $x = 3{,}6$ м. Эту точку принимают за начало длины водобойного колодца.

Удельная энергия в сжатом сечении при $\varphi = 1$ будет равна толщине струи t у дна (IX сечение) и скоростному напору, то есть

$$Э = t + h_v = 0{,}222 + \frac{1{,}1 \cdot 9{,}0^2}{19{,}62} = 4{,}78 \text{ м}$$

при $Э_1^0 = \frac{Э}{h_{кп}} = \frac{4{,}78}{0{,}765} = 6{,}25$ по графику III—49 при $\mu = 0$

$$\xi = \frac{h_1}{h_{кп}} = 0{,}293 \text{ и } h_1 = \xi h_{кп} = 0.293 \cdot 0{,}765 = 0{,}224 \text{ м},$$

то есть равно толщине падающей струи. При $\xi_1 = 0{,}293$ по графику рис. III—53

$$\xi_2 = 2{,}42 \text{ и } h'' = \xi_2,\ h_{кп} = 2{,}42 \cdot 0{,}765 = 1{,}85 \text{ м}.$$

Длина вальца прыжка

$$l_п = 2{,}5(1{,}9h'' - h') = 2{,}5(1{,}9 \cdot 1{,}85 - 0{,}224) = 8{,}25 \text{ м}.$$

Длина колодца

$$l_к = \beta l_п = 0{,}8 \times 8{,}25 = 6{,}60 \text{ м},$$

принимают $l_к = 7{,}0$ м.

На рис. III—102 показан профиль концевого участка и колодца.

Глава 11

ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ВОД

§ 1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Движение потока по полностью заполненным водой порам грунта называется фильтрацией. Фильтрационные свойства грунта характеризуются его коэффициентом порозности p — отношением объема пор между частицами грунта ко всему объему грунта.

Порозность естественных грунтов определяется экспериментальным путем и изменяется в широких пределах.

Значение коэффициента порозности приведено в таблице.

Таблица III—54

Наименование грунта	p
Гравий	0,20—0,40
Пески	0,30 - 0,45
Суглинки	0,35—0,50
Глина	0,40—0,55

Среднюю скорость v и расход Q фильтрационного потока при ламинарном движении определяют по формулам:

$$v = kI \qquad \text{(III—204)}$$

$$Q = k\omega I, \qquad \text{(III—205)}$$

где ω — полная площадь поперечного сечения потока; I — гидравлический градиент, равный $\frac{H}{L}$, где H — потеря напора на длине пути фильтрации L; k — коэффициент фильтрации.

При приближенных расчетах можно принимать следующие значения коэффициента фильтрации:

Таблица III—55

Грунт	κ, см/сек
Глина	$(1 \div 9) \cdot 10^{-6}$
Суглинок	$(1 \div 9) \cdot 10^{-5}$
Супесь	
плотная	$(1 \div 9) \cdot 10^{-4}$
рыхлая	$(1 \div 9) \cdot 10^{-3}$
Песок	
мелкозернистый . .	$(1 \div 9) \cdot 10^{-3}$
крупнозернистый . .	$(1 \div 9) \cdot 10^{-2}$

Формулы III—204, 205 применяют в том случае, если скорость фильтрации пропорциональна первой степени I (линейный закон сопротивлений), для чего должно быть выполнено условие

$$v < v_к = \frac{5\nu p^{1/3}}{d}, \qquad \text{(III—206)}$$

где ν — кинематический коэффициент вязкости. Для воды с температурой 10° $\nu = 0{,}013$ см²/сек и при коэффициенте порозности $n = 0{,}40$ ламинарная фильтрация будет при:

$$v < \frac{0{,}048}{d} \text{ см/сек.} \qquad \text{(III—206)}$$

§ 2. ПРИТОК ГРУНТОВОЙ ВОДЫ К КОЛОДЦАМ, ДРЕНАЖНЫМ КАНАВАМ И КОТЛОВАНАМ

1. Приток грунтовой воды к колодцу, скважине, доходящих до горизонтального водоупора (рис. III—103), стенки которых водопроницаемы в пределах высоты поступления воды (совершенный колодец), определяют по формуле

$$Q = \frac{1{,}36 \cdot k\left(H_0^2 - h_0^2\right)}{\lg \frac{R_0}{r_0}}, \qquad \text{(III—207)}$$

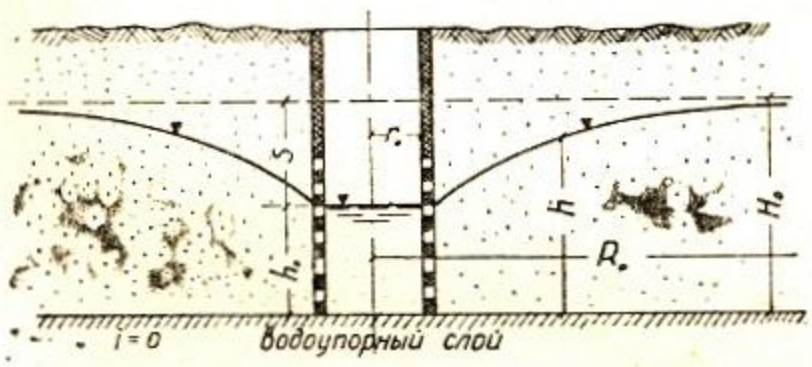


Рис. III—103.

где k — коэффициент фильтрации; h_0 — глубина воды в колодце; H_0 — мощность водоносного слоя; r_0 — радиус колодца; R_0 — радиус действия колодца, определяемый по эмпирической формуле:

$$R_0 = 3000\, S \sqrt{k}, \qquad \text{(III—208)}$$

где S — глубина откачки в м, k — коэффициент фильтрации в м/сек.

В предварительных расчетах принимают R_0 для песков:

мелких	100÷200 м
средней крупности	250÷300 м
крупнозернистых	700÷1000 м

При малой глубине откачки, так как $S = H_0 - h_c$, то

$$Q = 2{,}73 \frac{kH_0 S}{\lg \frac{R_0}{r_0}}. \qquad \text{(III—209)}$$

2. При колодце, не доходящем до водоупора (несовершенный колодец), рис. III—104, нужно установить нижнюю границу активной зоны H_a, то есть выделить часть слоя водонасыщенного грунта, из которой фактически происходит приток грунтовой воды к колодцу.

Глубина активной зоны H_a берется из табл III—56.

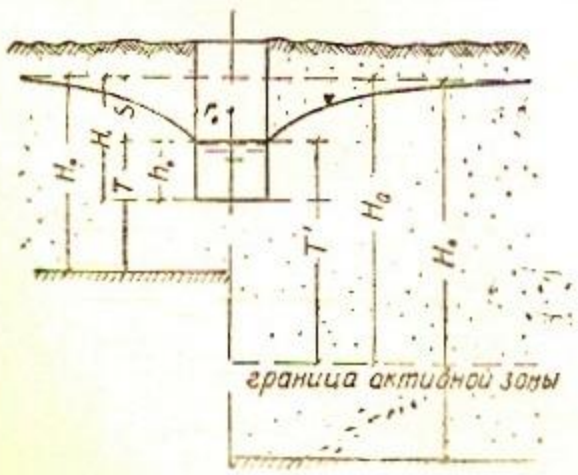


Рис. III—104.

Таблица III—56

$\frac{S}{H_1}$	0,2	0,3	0,5	0,8	1
$\frac{H_a}{H_1}$	1,3	1,6	1,7	1,85	2,0

Где H_1 — расстояние от естественного уровня грунтовых вод до дна колодца.

Приток к колодцу определяют:

а) при $H_0 < H_a$ для колодца, питающегося через стенки и дно одновременно, по формуле:

$$Q = \frac{1{,}36\,K(H_0^2 - T^2)}{\lg \frac{R_0}{r_0}} \sqrt{\frac{h_0 + 0{,}5r_0}{T}} \sqrt[4]{\frac{2T - h_0}{T}}, \qquad \text{(III—210)}$$

б) при $H_0 > H_a$ по той же формуле, но в ней нужно заменить H_0 на H_a и T на T' — расстояние от уровня воды в колодце до границы активной зоны.

Если питание колодца происходит только через стенки, то при определении притока в формуле III—210 нужно принять $r_0 = 0$.

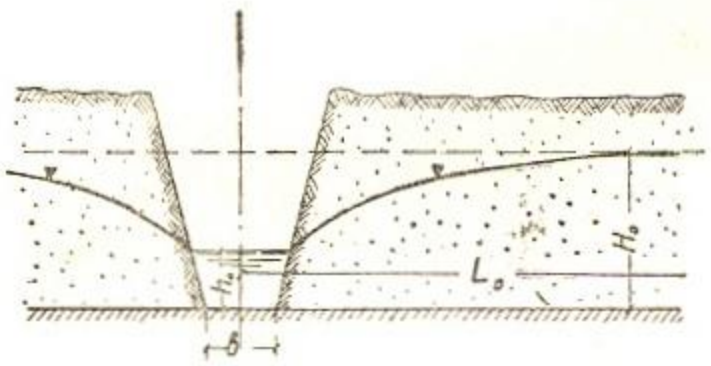


Рис. III—105.

3. Двусторонний приток грунтовой воды к дренажным канавам, доходящим до горизонтального водоупора (рис. III—105), определяют по формуле:

$$Q = \frac{K(H_0^2 - h_0^2)}{L_0}\, l, \qquad \text{(III—211)}$$

где l — длина участка дренажной канавы; L_0 — предел действия канавы.

Величина $L_0 = \frac{H_0}{I_{ср}}$, (III—212)

где $I_{ср}$ — средний уклон кривой депрессии, принимаемый для:

крупнозернистого песка	0,003—0,005
песка	0,005—0,015
супеси	0,03
суглинка	0,05—0,1
глинистого грунта	0,15

4. Приток грунтовой воды к котлованам с дном, доходящим до горизонтального водоупора, определяют в зависимости от формы котлована в плане:

а) котлован большой длины — по формуле III—211,

б) котлован, приближающийся к эллиптической форме в плане,— по формуле, аналогичной с III—207, а именно:

$$Q = \frac{1{,}36K(H_2^0 - h_0^2)}{\lg \frac{4R_0}{a - b}}, \qquad \text{(III—213)}$$

где a и b — оси эллипса,

в) котлован прямоугольной формы в плане — по формуле III—207 — причем в данном случае r_0 — радиус фиктивного совершенного колодца, эквивалентного котловану в отношении расхода.

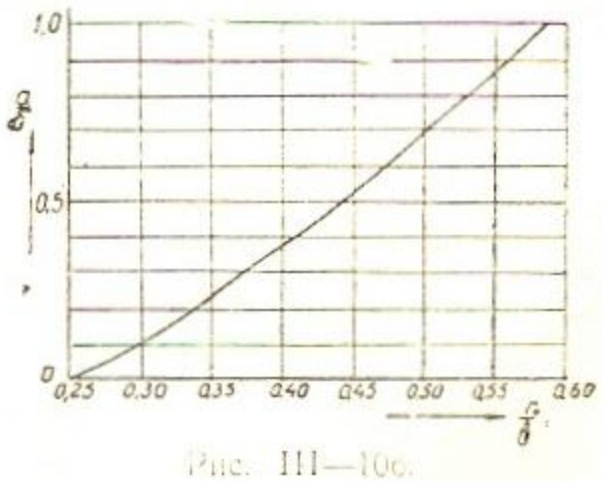


Рис. III—106.

Радиус фиктивного колодца r_0 определяют по графику рис. III—106.

5. Приток грунтовой воды к котлованам с дном, не доходящим до водоупора приближенно определяется по формуле III—210, причем в нее вместо радиуса колодца r_0 нужно подставить радиус r_e фиктивного несовершенного колодца, при этом для котлована:

а) эллиптической формы — $r_e = \frac{a+b}{4}$,

б) прямоугольной формы — r_e определяют так же как и для котлована, доходящего до водоупора, то есть по графику на рис. III—106.

ЛИТЕРАТУРА

Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. — Гидравлика. Госэнергоиздат. 1954.

Баранов В. А. — Методика практических расчетов гидравлического удара в мелиоративных насосных станциях. Труды САНИИРИ, вып. 92, Ташкент, 1958.

Киселев П. Г. - Справочник по гидравлическим расчетам Госэнергоиздат. 1957

Комов В. А. — Гидравлика. Сельхозгиз, 1955.

Латышенков А. М., Лобачев В. Г. — Гидравлика. Госиздат литературы по строительству и архитектуре. 1956.

Литт Б. Я. — Линейка Пояркова для гидравлического расчета каналов. Госиздат УзССР. 1955.

Павловский Н. Н. — Гидравлический справочник. Энергоиздат. 1937.

Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных и асбестоцементных водопроводных труб. Госиздат литературы по строительству и архитектуре. 1956.

Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидравлические расчеты водосливов. Госэнергоиздат. 1952.

Технические указания по проектированию каналов оросительных систем. Издание МСХ СССР. Москва. 1955.

Троицкий А. В. — Гидравлическое проектирование сечений каналов. Труды ТИИИМСХ, вып. 1. Ташкент, 1955.

Троицкий А. В. — Дополнительные гидравлические расчеты по линейке В. Ф. Пояркова. Труды ТИИИМСХ, вып. 10. Ташкент, 1959.

Троицкий А. В. — Графики для определения критических глубин в трапецоидальных, круглых и других сечениях. Труды ТИИИМСХ, вып. 1960.

Чертоусов М. Д. — Гидравлика. Специальный курс. Госэнергоиздат. 1957.

Чугаев Р. Р. — Гидравлика ч. I, II, III. Издание Ленинградского политехнического института им. М. И. Калинина. 1960.

РАЗДЕЛ IV

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

Глава I

ОСНОВЫ ГРАФИЧЕСКОЙ СТАТИКИ

§ 1. СИЛЫ, СХОДЯЩИЕСЯ В ОДНОЙ ТОЧКЕ

1. Две силы, приложенные к одной точке, уравновешиваются, если они равны по величине и направлены в прямо противоположные стороны.

2. Две силы, действующие на одну и ту же точку под углом, имеют равнодействующую, равную по величине и направлению диагонали параллелограмма, построенного на этих двух силах (рис. IV—1).

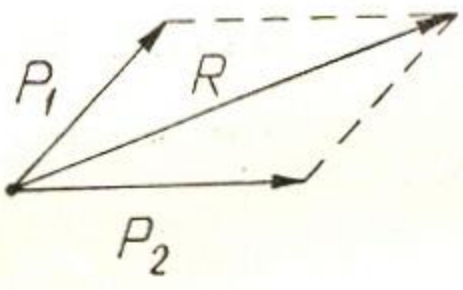


Рис. IV—1.

3. Две силы, приложенные к одной точке в одном направлении, имеют равнодействующую, равную сумме этих сил, приложенную в той же точке и направленную в ту же сторону.

4. Две силы, приложенные к одной точке в прямо противоположном направлении, имеют равнодействующую, равную разности этих сил, направленную в сторону большей силы.

5. Равнодействующая ряда сил, приложенных к одной точке, получается в результате последовательного сложения этих сил (рис. IV—2).

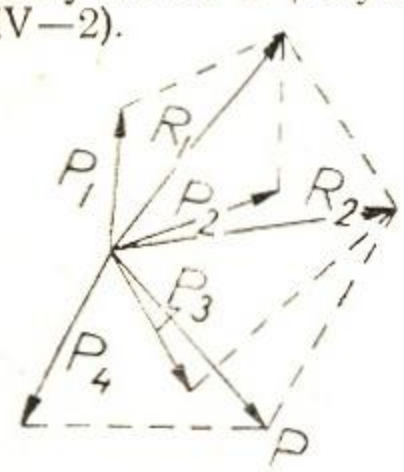


Рис. IV—2.

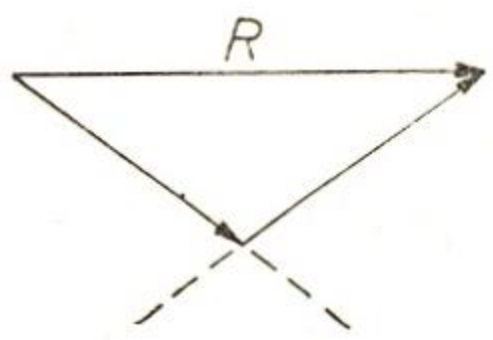


Рис. IV—3.

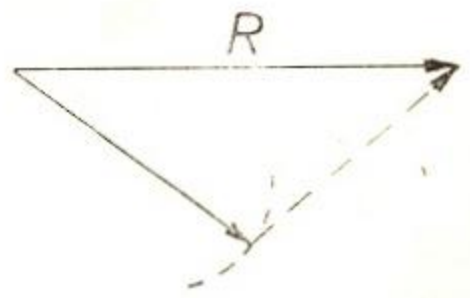


Рис. IV—4.

6. Разложение силы R на две, направление которых задано (рис. IV—3), производится путем построения на этой силе треугольника сил.

7. Разложение силы R на две, из которых одна задана по величине и направлению (рис. IV—4), производится откладыванием задан-

ной составляющей от начала силы R и соединения концов данной силы и первой составляющей, дающего вторую составляющую по величине и направлению.

8. Равновесие трех сил, действующих на сооружение в одной и той же плоскости, возможно, если все силы проходят через одну точку. Графическое решение показано на рис. IV—5*а*, *б*.

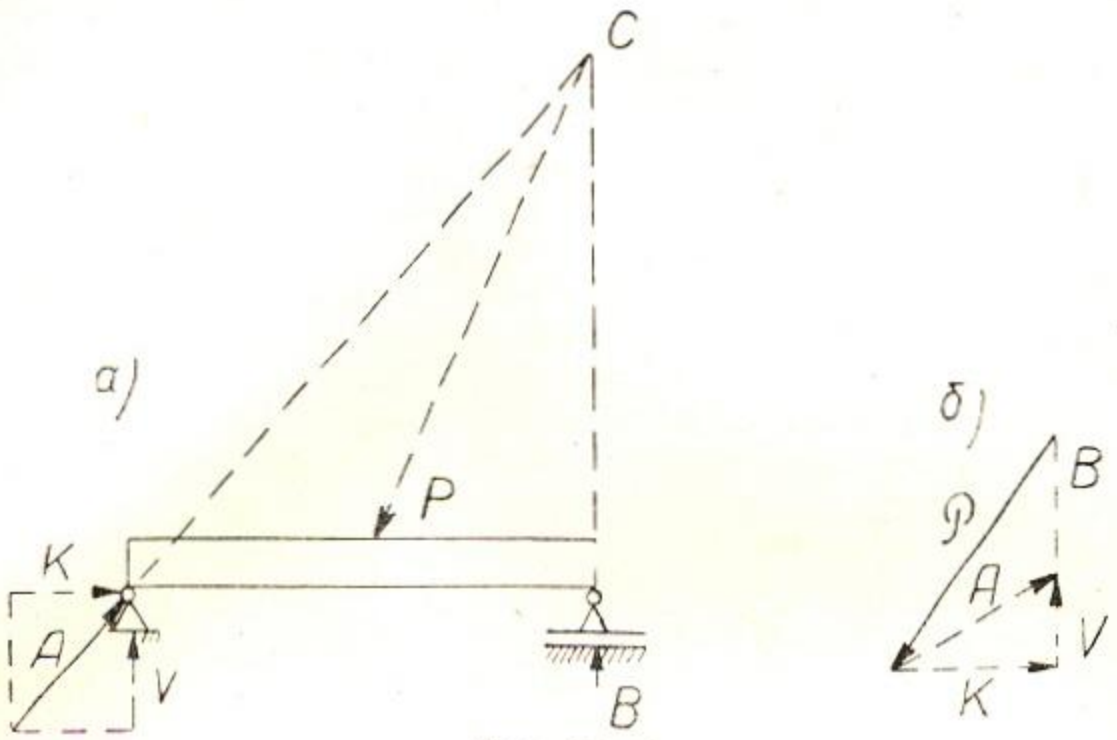


Рис. IV—5.

§ 2. СИЛЫ, НЕ СХОДЯЩИЕСЯ В ОДНОЙ ТОЧКЕ

Произвольные силы в плоскости находятся в равновесии, когда сумма их проекций на два произвольных направления и момент относительно произвольной точки плоскости равны нулю, или когда моменты их относительно трех произвольных точек плоскости (не лежащих на одной прямой) равны нулю.

Пример. Внешние силы P, действующие на ферму (рис. IV—6), уравновешиваются реактивными силами A и B.

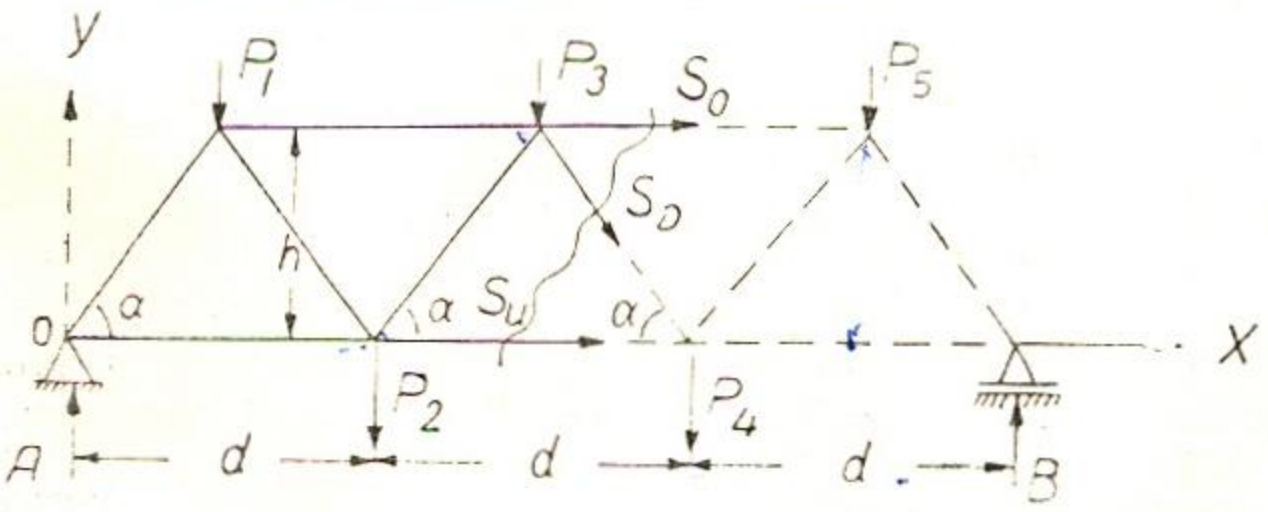


Рис. IV—6.

Опорная реакция A определяется из уравнения моментов относительно центра шарнира правой опоры:

$$A \cdot 3d - P_1 \cdot 2{,}5d - P_2 \cdot 2d - P_3 \cdot 1{,}5d - P_4 \cdot d - P_5 \cdot 0{,}5d = 0;$$

откуда

$$A = \frac{2{,}5P_1 + 2P_2 + 1{,}5P_3 + 1{,}0P_4 + 0{,}5P_5}{3}.$$

Мысленно отсеченная левая часть фермы (рис. IV—6) должна находиться в равновесии под действием сил A, P_1, P_2, P_3 и усилий в трех перерезанных стержнях S_0, S_D, S_U. Для начала предполагают все стержни растянутыми. Из условия равновесия следует, что момент этих сил относительно любой точки равен нулю: $\Sigma M = 0$.

Если выбрать за центр моментов точку пересечения направлений двух усилий, например S_D и S_U, то уравнение моментов будет содержать только одно неизвестное S_0:

$$A \cdot 2d - P_1 \cdot 1{,}5d - P_2 \cdot d - P_3 \cdot 0{,}5d + S_0 h = 0;$$

откуда

$$S_0 = -\frac{(2A - 1{,}5P_1 - 1{,}0P_2 - 0{,}5P_3)\,d}{h}.$$

Отрицательный знак показывает, что стержень верхнего пояса фермы S_0 сжат. Аналогично определяют усилие в стержне S_U.

Для определения усилия в раскосе указанный прием неприемлем, так как параллельные стержни пересекаются лишь в бесконечности. В этом случае составляют уравнение проекций на вертикальную ось. Приняв положительное направление этой оси вертикально вверх, получают:

$$\Sigma y = A - P_1 - P_2 - P_3 - S_D \cos\frac{\alpha}{2} = 0,$$

откуда

$$S_D = \frac{A - P_1 - P_2 - P_3}{\cos\frac{\alpha}{2}}.$$

где $\frac{\alpha}{2}$ — угол, составленный раскосом и вертикальной осью y.

§ 3. ГРАФИЧЕСКОЕ СЛОЖЕНИЕ НА ПЛОСКОСТИ СИЛ, НЕ ИМЕЮЩИХ ОБЩЕЙ ТОЧКИ ПРИЛОЖЕНИЯ

Производится при помощи силового (рис. IV—7б) и веревочного многоугольников (рис. IV—7а).



Рис. IV—7.

Первый дает величину и направление равнодействующей, второй — ее положение. Для определения равнодействующей заданные силы сводятся в силовой многоугольник, в котором произвольная точка O принимается за полюс, затем параллельно лучам 1, 2, 3, 4 многоугольника сил проводятся стороны веревочного многоугольника 1, 2, 3, 4. Они пересекают линии действия сил P_1, P_2 и P_3. Точка пересечения крайних сторон (первой и последней) веревочного многоугольника дает точку C, через которую проходит равнодействующая R; величина и направление последней определяются из многоугольника сил.

Плоская система сил находится в равновесии, если построенный между линиями действия сил веревочный многоугольник и многоугольник сил — замкнуты.

Если многоугольник сил замкнут ($R = 0$), а веревочный — нет, то система сил приводится к **паре сил.**

На рис. IV—8 показано определение графическим способом опорных реакций и изгибающего момента для балки с консолями, свободно лежащей на двух опорах, нагруженной сосредоточенными грузами

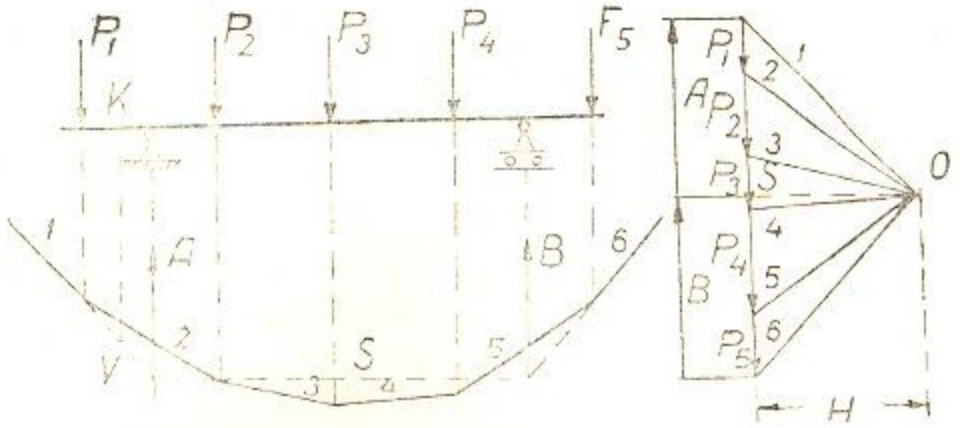


Рис. IV—8.

P_1, P_2, P_3, P_4 и P_5. Величина опорной реакции A в многоугольнике сил отсекается лучами 1 и S; величина опорной реакции B — лучами 6 и S. Изгибающий момент $M_к$ равен полюсному расстоянию (H), умноженному на соответствующую данному сечению (K) ординату ($У$) веревочного многоугольника:

$$M_к = УH. \qquad (IV—1)$$

§ 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ ПЛОСКОЙ ФИГУРЫ

При определении центра тяжести однородных тел рассматривается только геометрическая фигура, а удельный вес не принимается во внимание. Если плоская фигура имеет ось симметрии, то центр тяжести лежит на этой оси. Если плоская фигура имеет центр симметрии, то центр тяжести с ним совпадает.

Треугольник. Центр тяжести (S) лежит в точке пересечения медиан, на расстоянии $^1/_3$ высоты. Координаты S составляют среднее арифметическое координат вершин.

Произвольный четырехугольник. Фигура разделяется диагоналями на две пары треугольников. С помощью медиан определяются центры тяжести отдельных треугольников. Пересечение прямых, соединяющих эти центры тяжести, дает центр тяжести четырехугольника (S).

Параллелограмм. Центр тяжести (S) лежит в пересечении диагоналей.

Трапеция. Центр тяжести (S) находится на средней линии:

$$z = \frac{h}{3} \cdot \frac{a + 2b}{a + b}.$$

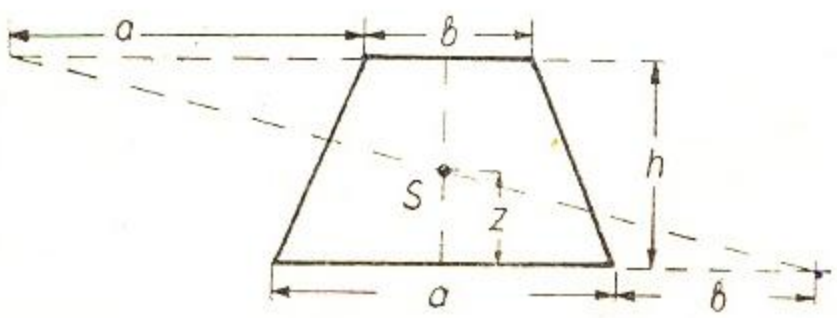


Рис. IV—9.

На рис. IV—9 показан графический прием определения местоположения центра тяжести (S).

Круговой сектор. Площадь *ACBOA* (рис. IV—10). Центр тяжести кругового сектора отстоит от центра О окружности радиуса r на расстоянии:

$$z = \frac{2}{3} r \frac{Sin\alpha}{\alpha},$$

где α (в радианах) $= \frac{\alpha^\circ \cdot \pi}{180^\circ}$.

Круговой сегмент. Площадь *ACBA* (рис. IV—10). Центр тяжести сегмента отстоит от 0 на расстоянии:

$$z = \frac{2}{3} r \cdot \frac{Sin^3 \alpha}{\alpha - Sin\alpha \cdot Cos\alpha}.$$

Графический способ определения центра тяжести плоских фигур основан на том, что всякая система параллельных сил имеет свой центр, через который всегда проходит равнодействующая этих сил, независимо от направления, которое придается им, если при этом их величины и точки приложения остаются неизменными. Этот способ базируется на применении веревочного многоугольника. Например, требуется определить центр тяжести фигуры, изображенной на рис.

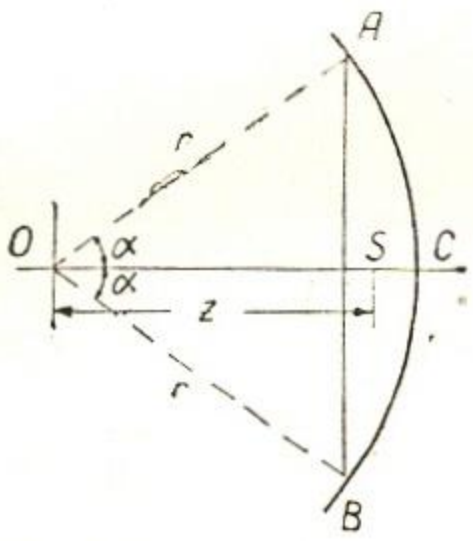


Рис. IV—10.

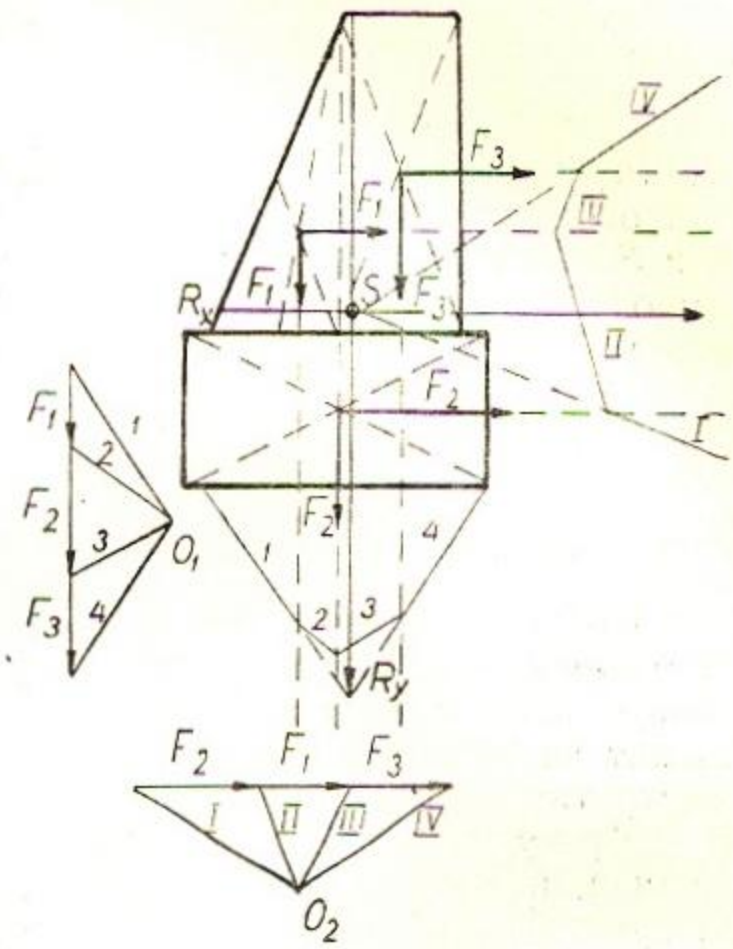


Рис. IV—11.

IV—11. Площадь данной фигуры разбивают на треугольник и два прямоугольника. В центре тяжести их прикладывают силы F_1, F_2 и F_3 пропорционально площадям. Для этих сил находят равнодействующие R_y и R_x при помощи двух силовых и двух веревочных многоугольников, повернутых относительно друг друга под прямым углом. Центр тяжести (S) находят в точке пересечения равнодействующих R_y и R_x

Глава 2

СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

§ 1. РАСТЯЖЕНИЕ И СЖАТИЕ

Условие прочности при растяжении или сжатии стержня определяется формулой:

$$\sigma = \frac{P}{F} \leqslant [\sigma]. \qquad (IV-2)$$

Условно принимается, что нормальное напряжение (σ) распределяется по поперечному сечению стержня (F) равномерно (рис. IV—12). Допускаемые напряжения для материалов ($[\sigma]$) определяются отношением временного сопротивления (σ_b) к запасу прочности (K) материала:

$$[\sigma] = \frac{\sigma_b}{K} \qquad \text{(IV—3)}$$

где σ_b — временное напряжение, отвечающее наибольшей нагрузке, предшествовавшей разрушению материала; К — коэффициент запаса прочности.

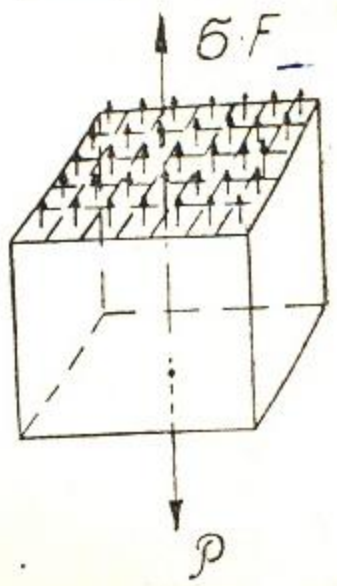


Рис. IV—12.

Примерные значения коэффициента запаса прочности по отношению к временному сопротивлению (σ_b) показаны в табл. IV—1.

В табл. IV—2 приведены ориентировочные величины допускаемых напряжений для некоторых материалов.

Абсолютная линейная деформация Δl (рис. IV—13) определяется формулой (закон Гука):

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{F \cdot E} \qquad \text{(IV—4)}$$

где l — начальная длина стержня; Е — модуль упругости, зависимый от упругих свойств материала, величины которого для некоторых материалов приведены в табл. IV—3.

Таблица IV—1

Нагрузка	Материал	К
Статическая	пластичный	2,5
	хрупкий	3,0÷9,0
Ударная	пластичный	2,8÷5,0
Переменная (растяжение — сжатие одинаковой величины)	пластичный (сталь)	5,0÷15,0

Таблица IV—2

Материал	Допускаемое напряжение в кг/см²	
	на растяжение	на сжатие
Чугун серый в отливках . . .	280—800	1200—1500
Сталь ОС и Ст2	1400	1400
Сталь Ст3	1600	1600
Сосна вдоль волокон	70 - 100	100—120
Сосна поперек волокон . . .	—	15 - 20
Дуб вдоль волокон	90 - 130	130—150
Дуб поперек волокон	—	20 - 35
Каменная кладка	до 3	4—40
Кирпичная кладка	до 2	6—25
Бетон	1 - 7	10 - 90

Таблица IV—3

Материал	Модуль упругости E в кг/см²	Материал	Модуль упругости E в кг/см²
		Ст 3	2 100 000
Лес		Ст 2	2 100 000
Сырой	70 000	Ст 1	2 100 000
Полусухой	90 000	СТЛ 2	2 100 000
Бетон марки:		СТЛ 2 пониженная	2 100 000
90	180 000	СТЛ 1	2 100 000
110	200 000	Чугун	750000—1050000
140	230 000	Проволока стальная отожженная	2 000 000
170	260 000	Канат пеньковый	6 000—15 000
200	290 000	Стекло	7 000 000
250	320 000	Гранит	490 000
300	340 000	Известняк	420 000
400	380 000	Мрамор	560 000
500	410 000	Песчаник	180 000
Сталь марки:		Лед (пресноводный)	40 000—45 000
Ст 5 повышенная	2 100 000		
Ст 4 нормальная	2 100 000		

Относительная линейная деформация

$$\varepsilon = \pm \frac{\Delta l}{l}. \qquad \text{(IV—5)}$$

Относительная деформация стержня в поперечном направлении

$$\varepsilon^1 = \mp \frac{\Delta b}{b}. \qquad \text{(IV—6)}$$

Абсолютная величина отношения поперечного укорочения к продольному удлинению при простом растяжении прямого стержня в пределах применимости закона Гука называется коэффициентом Пуассона:

$$\mu = \frac{\varepsilon^1}{\varepsilon}. \qquad \text{(IV—7)}$$

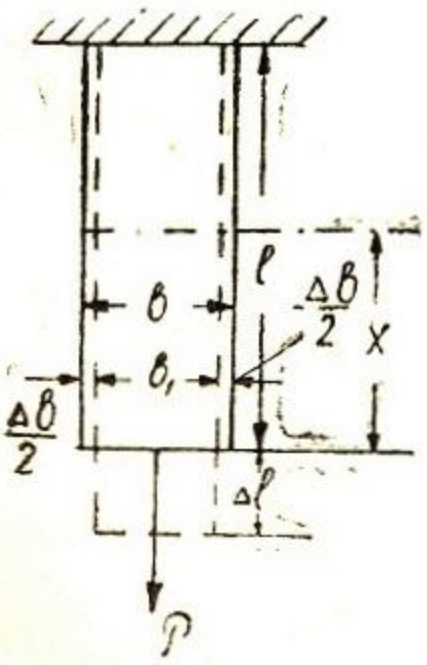


Рис. IV—13.

Величины коэффициента Пуассона для некоторых материалов приведены в табл. IV—4.

Учет собственного веса при растяжении и сжатии

Напряжение в сечении на расстоянии x от конца стержня (рис. IV—14) с учетом собственного веса согласно (IV—2) определяют по формуле:

$$\sigma = \frac{P + F\gamma x}{F}, \qquad \text{(IV—8)}$$

где γ — объемный вес материала стержня.

Таблица IV—4

Материал	μ	Материал	Модуль упругости, E в кг/см³
Сталь	0,25 0,30	Камни	0,20—0,34
Медь	0,31 0,34	Бетон	0,08—0,18
Бронза	0,32—0,35	Каучук	0,47
Чугун	0,23—0,27	Резина	0,50
Свинец	0,43	Пробка	0,00
Латунь	0,32—0,42	Фанера	0,07
Алюминий	0,32—0,36	Песок средней плотности	0,15—0,30
Стекло	0,25	Глина	0,20 0,40

Пример. Кирпичная стена должна быть построена из трех частей различной толщины и высоты (рис. IV—14). По высоте размеры должны быть: для стены $h_1 = 3$ м, для цоколя $h_2 = 1$ м и для фундамента $h_3 = 0{,}8$ м. По верху стены должна действовать равномерно распределенная нагрузка $q = 36$ тонн на один погонный метр длины стены. Какую толщину будут иметь стена, цоколь и фундамент, если допускаемые напряжения не должны превышать: по основанию стены $[\sigma]_c = 10$ кг/см², по основанию цоколя $[\sigma]_ц = 7$ кг/см² и по подошве фундамента (давление на грунт) $[\sigma]_\phi = 2{,}5$ кг/см² Объемный вес кладки 1,8 т/м³.

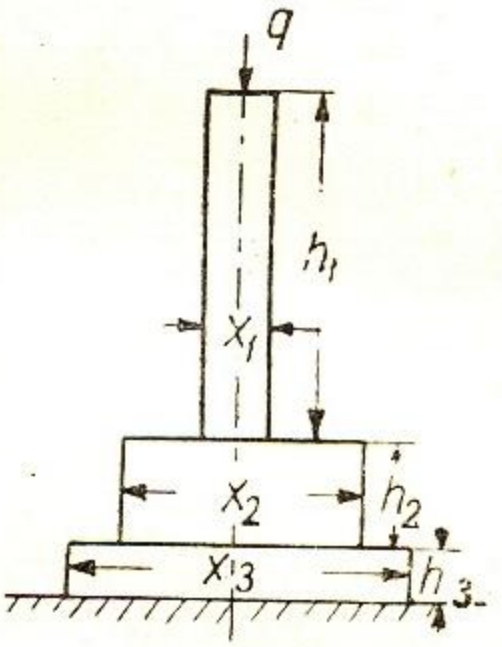


Рис. IV—14.

Расчет ведется на один метр длины стены.

Условие прочности по основанию стены согласно формуле (IV—8) имеет вид уравнения:

$$q + x_1 h_1 \gamma = x_1 [\sigma]_c,$$

откуда $x_1 = 0{,}38$ м.

Условие прочности по основанию цоколя:

$$q + x_1 h_1 \gamma + x_2 h_2 \gamma = x_2 [\sigma]_ц,$$

откуда $x_2 = 0{,}56$ м.

Условие прочности по подошве фундамента:

$$q + x_1 h_1 \gamma + x_2 h_2 \gamma + x_3 h_3 \gamma = x_3 [\sigma]_\phi,$$

откуда $x_3 = 1{,}65$ м.

Расчет гибкой нити

Прочность и величину стрелы провисания в растянутых элементах определяют при расчете линий электропередач, канатных дорог, висячих мостов и других сооружений.

Кривая провисания нити (рис IV—15) является параболой, ее находят по уравнению

$$y = \frac{q}{2H} x^2, \qquad \text{(IV—9)}$$

где q — равномерно распределенная нагрузка; H — горизонтальное натяжение нити.

Если обе точки подвеса нити находятся на одном уровне, то

$$f_1 = f_2 = f; \quad a = b = \frac{l}{2}.$$

В этом случае стрелу провисания определяют по формуле:

$$f = \frac{ql^2}{8H}. \qquad \text{(IV—10)}$$

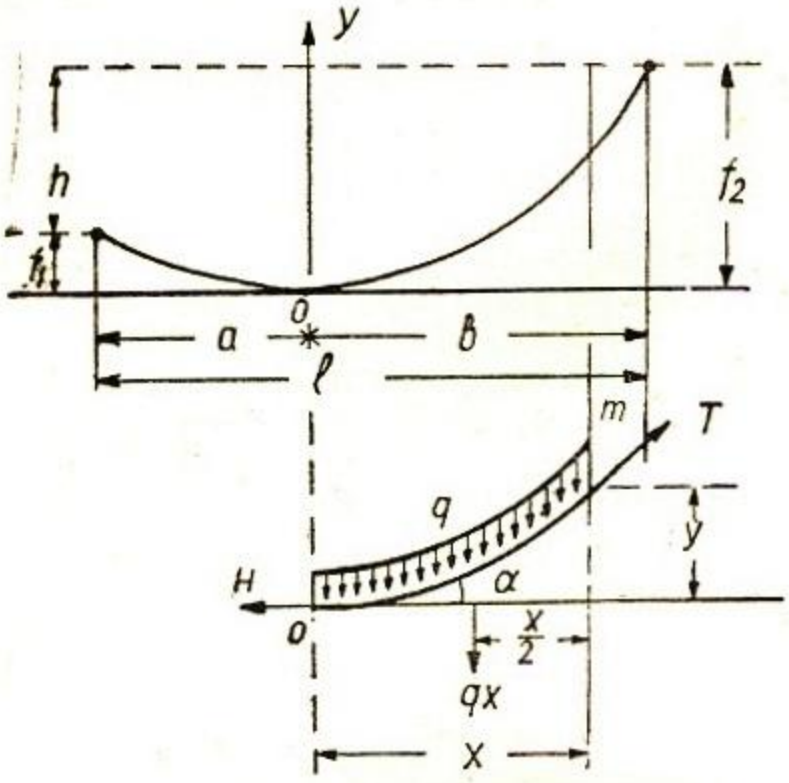


Рис. IV—15.

При заданных q и f горизонтальное натяжение нити определяется по формуле:

$$H = \frac{q\frac{2}{}}{8f}. \qquad \text{(IV—11)}$$

Силу натяжения T в произвольном сечении вычисляют по формуле:

$$T = \frac{H}{\cos\alpha}. \qquad \text{(IV—12)}$$

Наибольшую силу натяжения, при $x = \frac{l}{2}$, в точках подвеса узнают из формулы:

$$T_{max} = H\sqrt{1 + 16\frac{f^2}{l^2}} \qquad \text{(IV—13)}$$

Условие прочности для гибкой нити имеет вид:

$$\sigma = \frac{ql^2}{8fF} \leqslant [\sigma], \qquad \text{(IV—14)}$$

где F — площадь сечения нити.

Если точки подвеса нити находятся на разных уровнях (рис. IV—15), то:

$$H = \frac{q^2}{2(\sqrt{f_1} + \sqrt{f_2})^2}. \qquad \text{(IV—15)}$$

При малой стреле провисания большое влияние на натяжение имеет колебание температуры. Стрелу провисания, выраженную через известные величины пролета (l), веса погонного метра нити (q), модуля нормальной упругости материала (E), разности температур ($t - t_0$), допускаемого напряжения $[\sigma]$, коэффициента линейного расширения α и объемного веса γ, находят по уравнению:

$$f^3 - \frac{3}{8}l^2\left[\frac{1}{24}\frac{\gamma^2 l^2}{[\sigma]^2} + \alpha(t - t_0) - \frac{[\sigma]}{E}\right]f - \frac{3}{64}\frac{\gamma^4}{E} = 0. \qquad \text{(IV—16)}$$

Пример 1. Стальной провод подвешивают при температуре $t_0 = +30°C$. Какую нужно взять стрелу провисания, чтобы зимой при температуре $t = -25°C$ напряжение не превосходило $[\sigma] = 1600$ кг/см², если точки подвеса провода на одном уровне и отстоят друг от друга на расстоянии $l = 40$ м?

Решение: $E = 2 \cdot 10^6$ кг/см², $\alpha = 0{,}0000125$, $\gamma = 0{,}0078$ кг/см³

После подстановки числовых данных выражение (IV—16) примет вид:

$$f^3 - \frac{3}{8}\cdot 4000^2\left[\frac{0{,}0078^2\cdot 4000^2}{24\cdot 1600^2} + 125\cdot 10^{-7}\cdot 55 - \frac{1600}{2\cdot 10^6}\right]f - \frac{3\cdot 0{,}0078\cdot 4000^4}{64\cdot 2\cdot 10^6} = 0.$$

После сокращения получаем

$$f^3 - 579{,}94f - 46\,800 = 0,$$

откуда $f \approx 41{,}4$ см.

Если нить несет, кроме собственного веса, и дополнительную нагрузку q_1 (обледенение, снег и др.), тогда формулы (IV—11) и (IV—14) принимают вид:

$$H = \frac{(q + q_1)\, l^2}{f} \qquad \text{(IV—11′)}$$

и

$$\frac{1}{2} = \frac{(q + q_1)\, l^2}{8f\cdot F} = \frac{l^2}{8f}\left(\gamma + \frac{q_1}{F}\right). \qquad \text{(IV—14′)}$$

Пример 2. Требуется определить усилия в звеньях троса ACB и усилие в анкерном тросе AA_1, если к тросу посредством тяг подвешен лоток для пропуска воды. Нагрузка равномерно распределенная. Величина провеса КС задана (рис. IV—16).

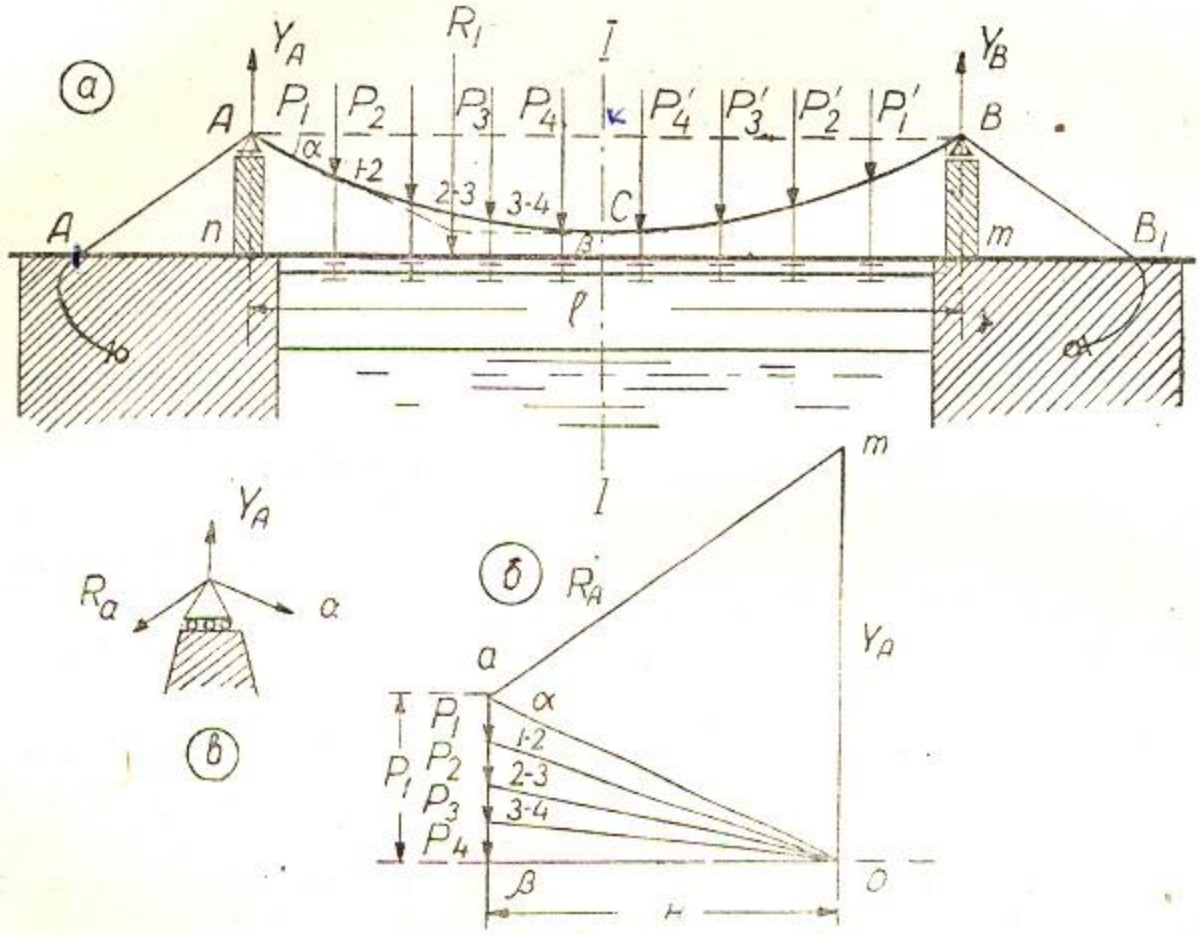


Рис. IV—16.

При равных расстояниях между подвесами силы P_1, P_2 и др. равны между собой. Под действием этих сил трос принимает очертание веревочного многоугольника, который должен проходить через три точки: опорные A, B и точку провеса C. Благодаря симметричному загружению средняя часть троса горизонтальна и поэтому направление одной стороны веревочного многоугольника (β) известно. Фиксируют для левой группы сил линию действия равнодействующей (R_1). Прямые A_n и nc определяют в плане сил положение полюса 0. Лучи плана сил: α, 1—2, 2—3, 3—4 и β определяют собой усилия в звеньях троса AC. Раскладывая усилие α на два заданных направления om и am, получают величину вертикального давления на опору v_A, а так же усилие R_A, воспринимаемое анкерным устройством, заделанным в кладку.

§ 2 СДВИГ

Взаимное смещение двух смежных элементарных площадок материала в параллельном им направлении называется деформацией сдвига и измеряется углом γ (рис. IV—17a).

Отношение величины абсолютного сдвига ΔS к расстоянию S выражает величину относительного сдвига, определяемую из равенства

$$\frac{\Delta S}{S} = \operatorname{tg}\gamma = \gamma. \qquad (IV-17)$$

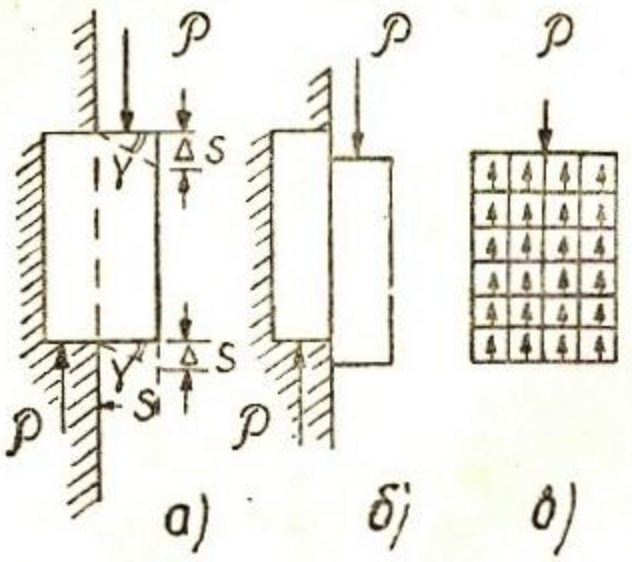


Рис. IV—17.

Из-за малой величины угла γ принимается $\operatorname{tg}\gamma = \gamma$.

Касательное напряжение прямо пропорционально относительному сдвигу:

$$\tau = G\gamma, \qquad (IV-18)$$

где G — модуль упругости при сдвиге.

Между модулем сдвига G и упругими постоянными E и μ (IV—4 и IV—7) существует зависимость

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}. \qquad (IV-19)$$

Разрушение в результате сдвига одной части пластичного материала относительно другой называется срезом (рис. IV—17б).

При расчете болтов, заклепок, сварных швов, работающих в основном на срез, касательные напряжения принимаются равномерно распределенными по площади среза (рис. IV—17в).

Разрушение при сдвиге хрупких или волокнистых материалов при сдвиге вдоль волокон называется скалыванием. Условие прочности при срезе (и скалывании) определяют по формуле

$$\tau = \frac{P}{F} \leqslant [\tau], \qquad (IV-20)$$

где P — перерезывающая (скалывающая) сила; F — площадь среза (скалывания); $[\tau]$ — допускаемое напряжение на срез (скалывание).

На рис. IV—18 показана врубка деревянного подкоса в стойку, которая по площадке ab испытывает смятие вдоль волокон, а по площадке ac — смятие поперек волокон.

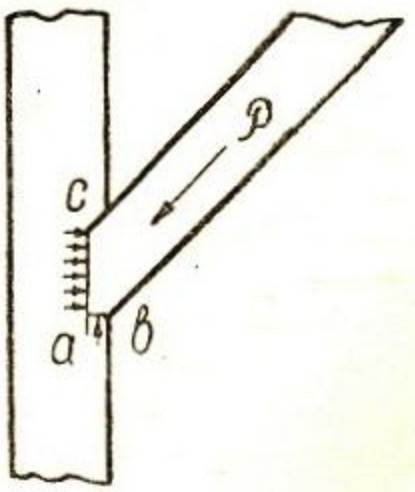


Рис. IV—18.

Смятие является разновидностью деформации сжатия при действии сжимающей силы на небольшой площади элемента конструкции. Возникающие при этом напряжения называются напряжениями смятия.

При выполнении соприкасающихся элементов конструкции из разных материалов напряжения на смятие проверяются для более „мягкого“ материала элемента по формуле

$$\sigma_{см} = \frac{P}{F} \leqslant [\sigma_{см}]. \qquad (IV-21)$$

В предположении, что напряжения распределяются равномерно по площади смятия, допускаемые напряжения смятия $[\sigma_{см}]$ значитель-

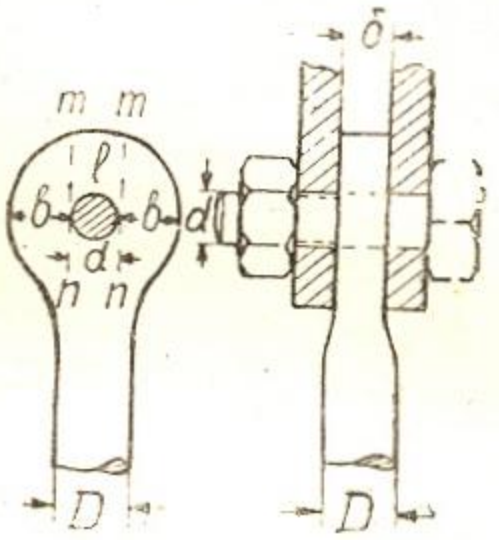
но превышают допускаемые напряжения на сжатие $[\sigma]$. Так, для малоуглеродистой стали (Ст 2, Ст 3)

$$|\sigma_{см}| = (2 \div 2{,}5)\,[\sigma], \qquad (IV-22)$$

где $|\sigma|$ — допускаемое напряжение стали на сжатие.

1. Расчет болтового соединения

Круглые тяги соединяют в основном болтами. Для этого к круглой тяге приваривают проушину (рис. IV—19а), в которую вставляют болт, соединяющий одну тягу с другой. Если тягу соединить двумя планками, то болт (рис. IV—19б) будет срезаться по двум плоскостям *aa* и *bb*. Такой срез называется двойным перерезыванием, в отличие от одиночного, когда срез проходит по одной плоскости. Так как проушина приварена и подвергается истиранию, то прочные размеры ее обыкновенно увеличивают на 25% против требуемых по расчету, то есть считают, что сопротивление проушины разрыву по плоскостям b_1b_1 сопротивление вырезыванию по плоскостям *mn*, *mn* и сопротивление смятию по задней поверхности болта должны равняться 1,25 сопротивления тяги Д разрыву.



а) б)

Рис. IV—19.

Условие проверки прочности на срез согласно (IV—20):

$$\frac{4P}{n\pi d^2} \leqslant |\tau|. \qquad (IV-23)$$

где n — число перерезываемых плоскостей; P — сила, растягивающая тягу.

Уравнения прочности для расчета болтового соединения в соответствии с (IV—21) принимаются в виде:

1. Перерезывание болта:

$$\frac{\pi D^2}{4}\,[\sigma] = 2\,\frac{\pi d^2}{4}\,[\tau]. \qquad (IV-24)$$

2. Разрыв проушины:

$$1{,}25\,\frac{\pi D^2}{4}\,[\sigma] = 2b\delta\,[\sigma]. \qquad (IV-25)$$

3. Вырезывание проушины:

$$1{,}25\,\frac{\pi D^2}{4}\,[\sigma] = 2c\delta\,[\tau]. \qquad (IV-26)$$

4. Смятие проушины:

$$1{,}25\,\frac{\pi D^2}{4}\,[\tau] = d\delta\,[\sigma_{см}]. \qquad (IV-27)$$

Вырезывание проушины происходит по плоскостям *mn*, *mn*, однако в формулу прочности (IV—26) вводят размер c (см. рис. IV—19а). На основании решений уравнений (IV—24) — (IV—27) размеры проушины в зависимости от диаметра тяги могут быть приняты:

$$d = 0{,}8D \qquad c = 0{,}75D$$
$$\delta = 0{,}8D \qquad b = 0{,}67D$$

Обычно проушину делают одинаковой ширины, увеличивая b до $0{,}75D$

2. Расчет заклепочных соединений

При изготовлении металлических конструкций приходится соединять несколько листов, полос, уголков и других профилей в одно целое. Обычно такие соединения выполняются при помощи сварки, однако, и заклепочные соединения имеют еще большое распространение.

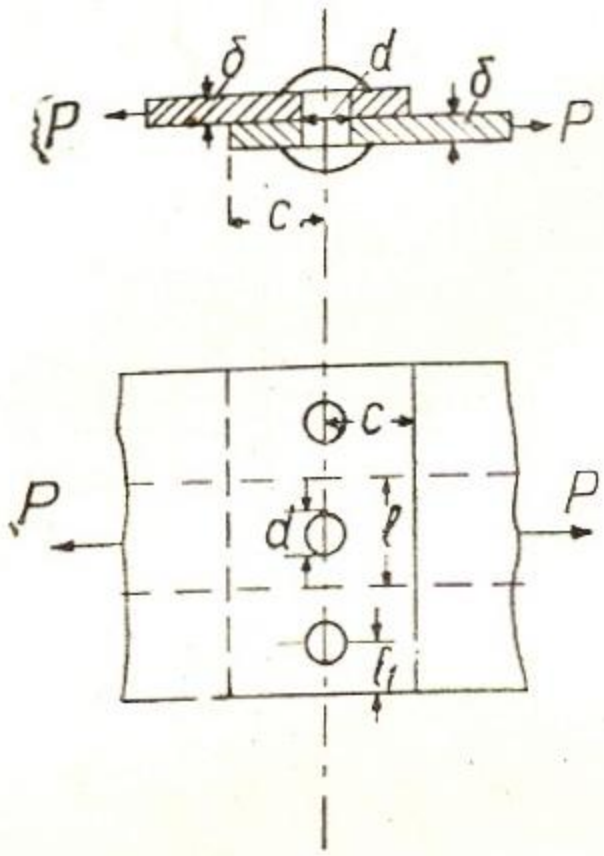


Рис. IV—20.

На рис. IV—20 показано заклепочное соединение двух стальных листов внахлестку на односрезных заклепках. В этом типе соединения сила в стыке при переходе с одного элемента на другой смещается со своей линии на толщину листа, вследствие чего в соединении могут возникнуть перекосы.

Условие прочности (IV—20) позволяет определить требуемое количество односрезных заклепок при заданном их диаметре по формуле:

$$n \geqslant \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}[\tau]}. \qquad \text{(IV—28)}$$

Необходимое число заклепок по условию напряжения на смятие определяется по формуле:

$$n \geqslant \frac{P}{d\delta\,[\sigma\,\text{см}]}, \qquad \text{(IV—29)}$$

где $d\delta$ — расчетная площадь смятия.

Из полученных значений n по формулам IV—28 и IV—29 для расчетов нужно принимать бóльшее.

В заклепочном соединении с двумя накладками (рис. IV—21) заклепки работают на двойное перерезывание. Расчетное уравнение для двухсрезных заклепок имеет вид:

$$\tau = \frac{P}{n\frac{\pi d^2}{2}} \leqslant [\tau], \qquad \text{(IV—30)}$$

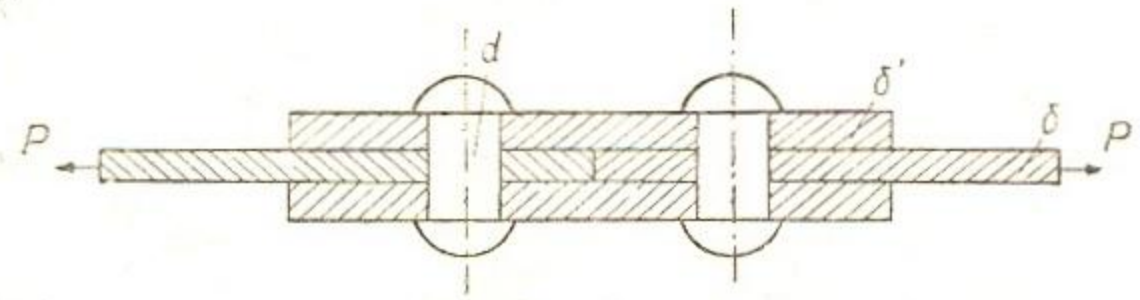


Рис. IV—21.

откуда определяется n — необходимое количество заклепок по условию напряжения на срез.

Расчет на смятие двухсрезных заклепок ведется по той же формуле (IV—28), что и для односрезных.

Заклепочное соединение, запроектированное для условий равной прочности на разрыв и смятие и перерезывание заклепки, имеет следующие зависимости между основными частями:

диаметр заклепок d:

а) при одиночном перерезывании заклепок:

$$d = (2 \div 2{,}5)\,\delta \qquad \text{(IV—31)}$$

б) при двойном перерезывании заклепок:

$$d = (1{,}5 \div 2)\,\delta, \qquad \text{(IV—32)}$$

где δ — толщина листа.

Расстояние C от оси заклепки до конца листа (по направлению усилия):

$$C = 2d. \qquad \text{(IV—33)}$$

Расстояние l между осями заклепок:

$$l = (3 \div 4)\,d. \qquad \text{(IV—34)}$$

Расстояние l_1 от оси заклепки до края листа:

$$l_1 = 1{,}5d. \qquad \text{(IV—35)}$$

При соединении листов впритык (рис. IV—21) толщина накладки (δ') принимается не меньше 0,6 толщины листов. При соединении уголков заклепки располагаются в один ряд (рис. IV—22) или в два,

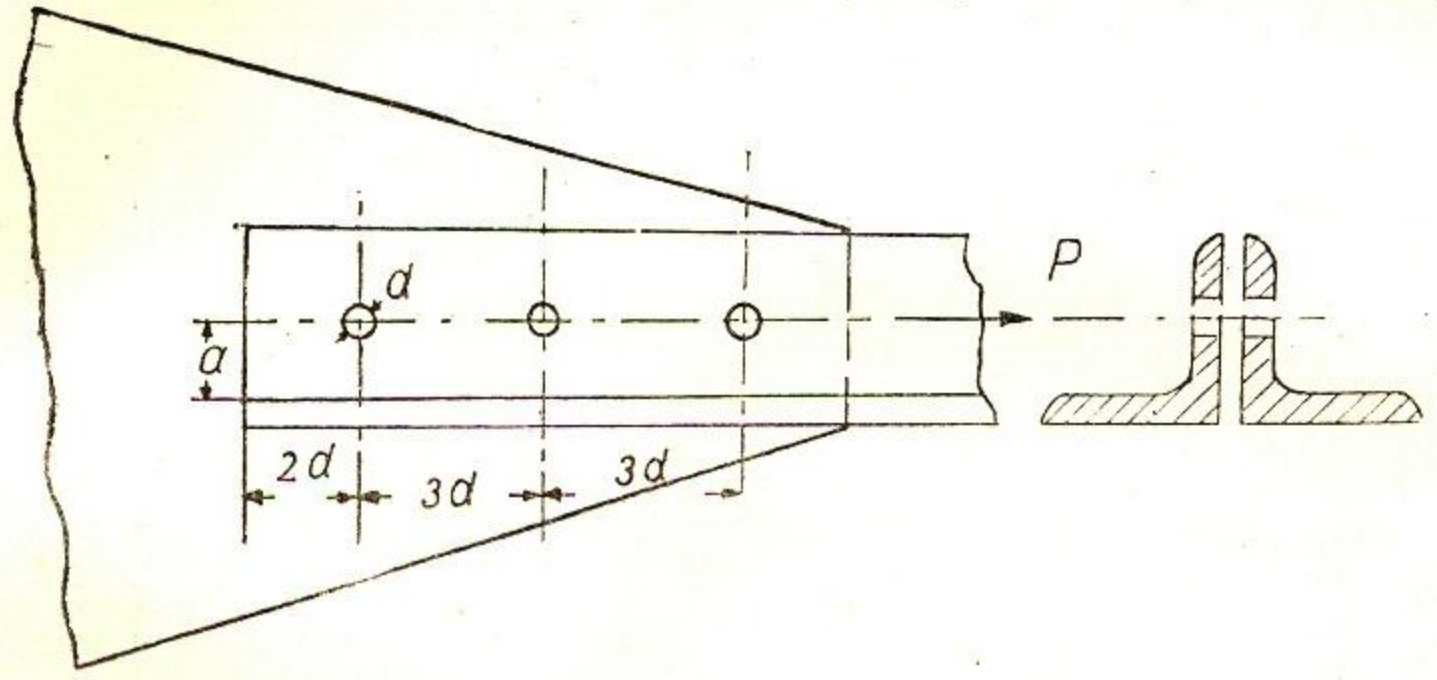


Рис. IV—22.

в шахматном порядке, для более широких полос и уголков (рис. IV—23). Ширина полки уголка b при одном ряде заклепок принимается не менее $3{,}5\,d$. Расстояние между заклепками в ряду берется равным $(3 \div 4)\,d$.

Расстояние a от оси заклепок до обушка уголка (риску) по табл. IV—6.

Таблица IV—6

Ширина полки уголка b (мм)	50	60	65	75	80	90	100	120
Диаметр d (мм)	14	17	20	20	20	23	23	26
Расстояние a (мм)	30	35	35	40	45	50	55	65

По нормам расчета (1946 г.) в конструкциях из стали марки Ст 3 допускаются следующие напряжения в заклепочных соединениях:

при отверстиях, просверленных по точным шаблонам, или в собранных в пакет элементах:

$$|\tau| = 1400 \text{ кг/см}^2, \quad |\sigma_{см}| = 3200 \text{ кг/см}^2,$$

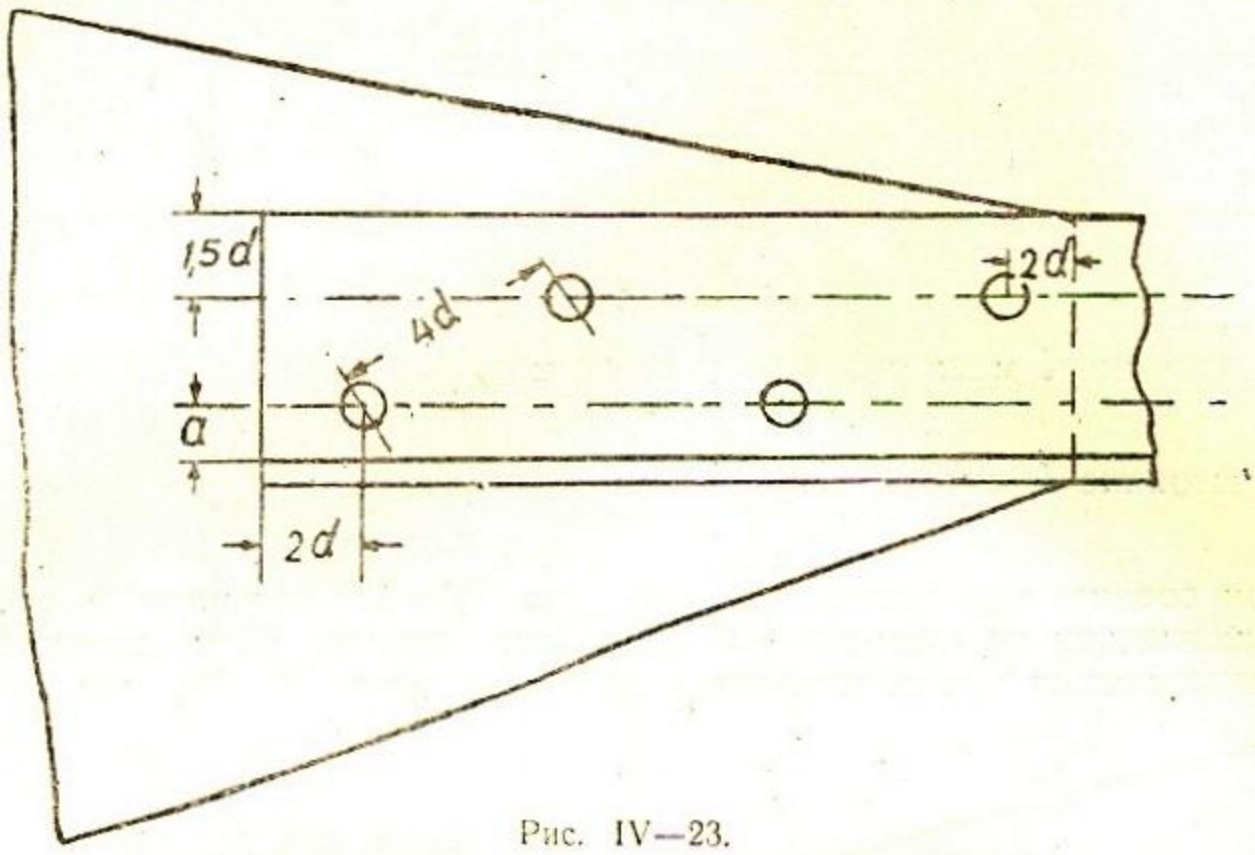


Рис. IV—23.

при отверстиях, продавленных или просверленных отдельно в каждом склепываемом элементе:

$$|\tau| = 1000 \text{ кг/см}^2, \quad |\sigma_{см}| = 2800 \text{ кг/см}^2.$$

3. Расчет сварных соединений

а) Соединение в стык

При толщине листа $\delta \leqslant 8$ мм кромки листов не обрабатывают (рис. IV—24а).

При $\delta = (8 \div 20)$ мм кромки скашивают и сваривают с одной стороны (V-образный шов, рис. IV—24*б*).

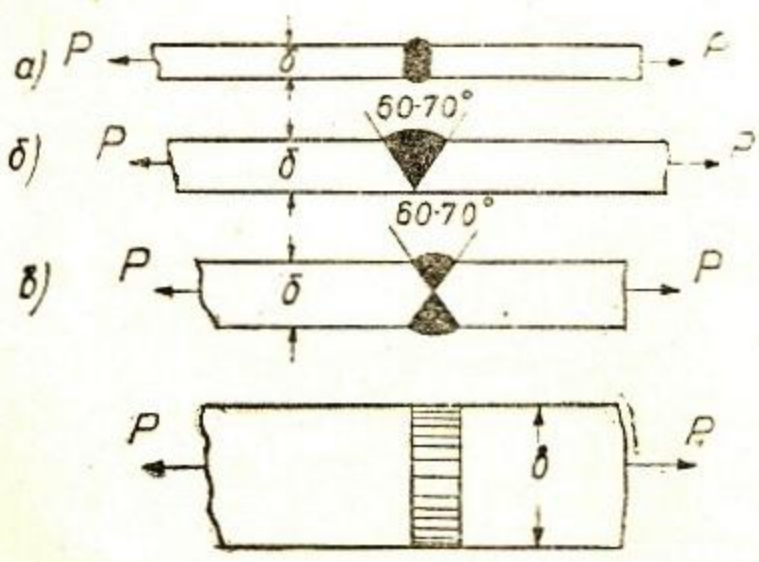


Рис. IV—24.

При $\delta > 20$ мм кромки скашиваются с двух сторон (*х*-образный шов, рис. IV—24*в*).

Прочность электросварки проверяют на растяжение или сжатие по формуле:

$$\sigma_э = \frac{P}{\delta (b-10)} \leqslant |\sigma_э|, \quad \text{(IV—36)},$$

где b — длина сварного шва.

Расчетная длина шва с учетом усадки и непровара принимается меньше действительной на 10 мм, высота шва приравнивается толщине свариваемых элементов δ, наплывы в расчет не вводятся.

б) Соединения с помощью угловых швов

Лобовые и фланговые швы рассчитывают условно на срез в предположении равномерного распределения касательных напряжений по площади сечения АВ (рис. IV—25). Условие прочности лобового шва

$$\tau_э = \frac{P}{2 \cdot 0{,}7\, t\,(b - 10)} \leqslant |\tau|, \qquad \text{(IV—37)}$$

где t — толщина накладки, b — длина лобового шва.

Условие прочности для четырех симметрично расположенных фланговых швов (рис. IV—26)

$$\tau_э = \frac{P}{4 \cdot 0{,}7 l_0} \leqslant |\tau_э|, \qquad \text{(IV—38)}$$

где l_0 — расчетная длина флангового шва.

Проектная длина каждого флангового шва принимается равной $l_0 = l + 10$ мм. Лобовые швы более жесткие, чем фланговые, поэтому предпочитают фланговые.

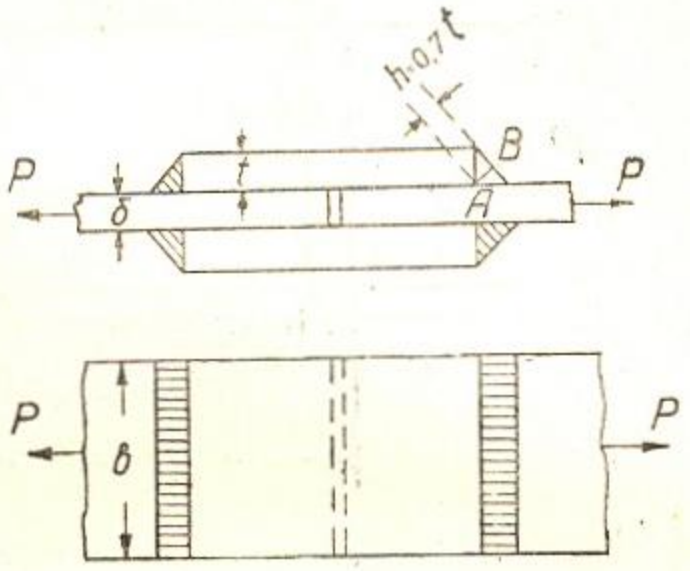


Рис. IV—25.

Допускаемые напряжения для сварных швов принимаются в зависимости от типа применяемых электродов и вида напряжения. В табл. IV—7 приведены допускаемые напряжения для сварных швов в конструкциях из стали марки Ст 3 по нормам (ГОСТ—960—46).

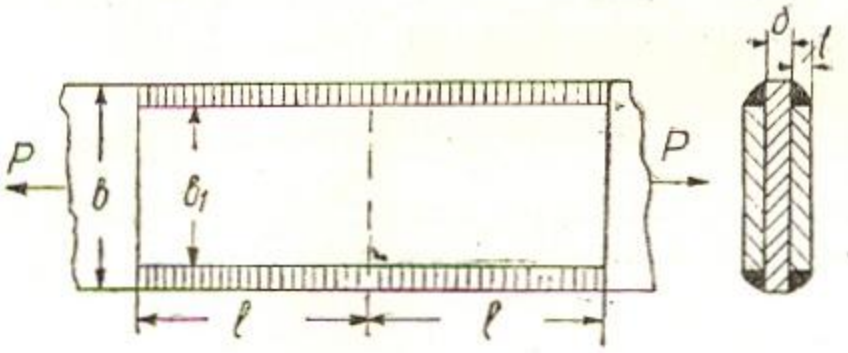


Рис. IV—26.

Таблица IV—7

Вид напряжения	Ручная сварка		Автоматическая сварка, кг/см²
	электродами с тонкой обмазкой, кг/см²	электродами с толстой обмазкой, кг/см²	
Растяжение ($\sigma_э$)	1000	1300	1300
Сжатие ($\sigma_э$)	1100	1450	1450
Срез ($\tau_э$)	800	1100	1100

Приварка уголков производится двумя фланговыми швами разной длины (рис. IV—27), из которых $l_п$ — длина шва со стороны „пера“ уголка и l_0 — длина шва со стороны „обушка“ уголка.

Условие прочности:

$$\tau_э = \frac{P}{0{,}7tl_{фл}} \leqslant [\tau_э], \qquad \text{(IV—39)}$$

где $l_{фл} = l_0 + l_n$ — суммарная длина фланговых швов.

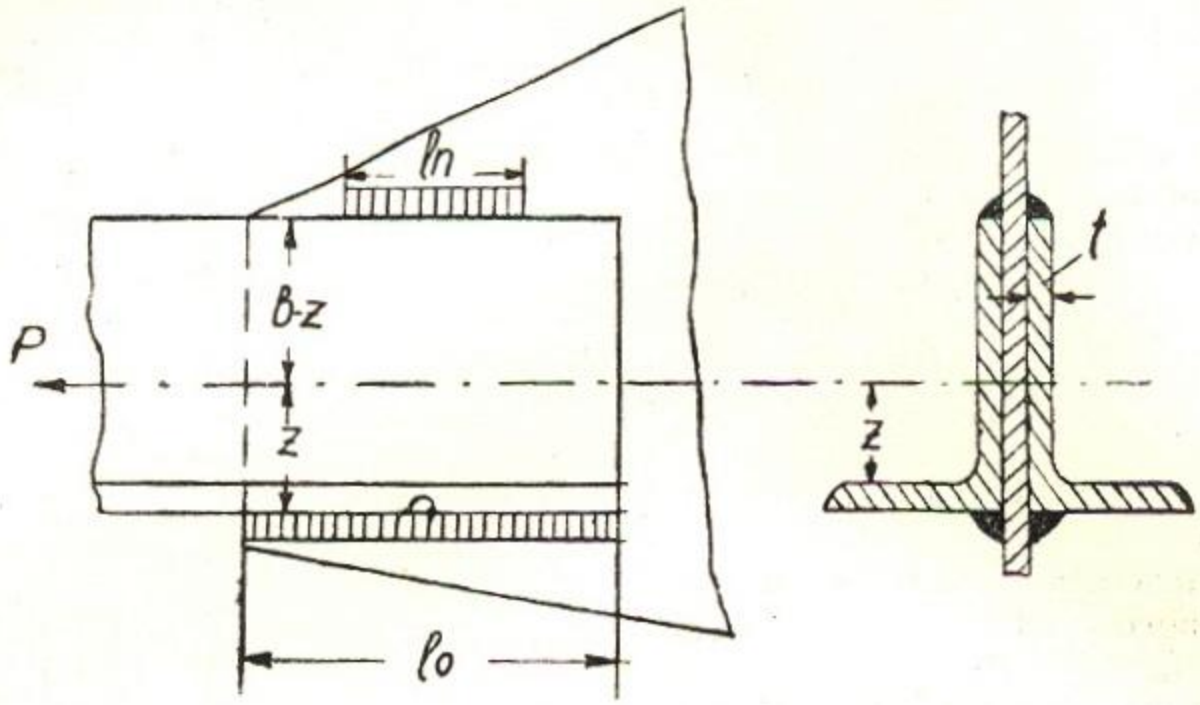


Рис. IV—27.

Длина фланговых швов определяется по формулам:

$$l_n = l_ф \frac{z}{b}, \qquad \text{(IV—40)}$$

$$l_0 = l_ф \frac{(b-z)}{b}, \qquad \text{(IV—41)}$$

где b — высота полки уголка (до обушка), z — расстояние центра тяжести сечения уголка до основания полки.

4. Расчет врубок

а) Соединение стропильной ноги с затяжкой (рис. IV—28). Основные размеры определяются из нижеследующих условий прочности:

$$c \geqslant \frac{P_2}{b(\tau_{ск})_0}, \qquad \text{(IV—42)}$$

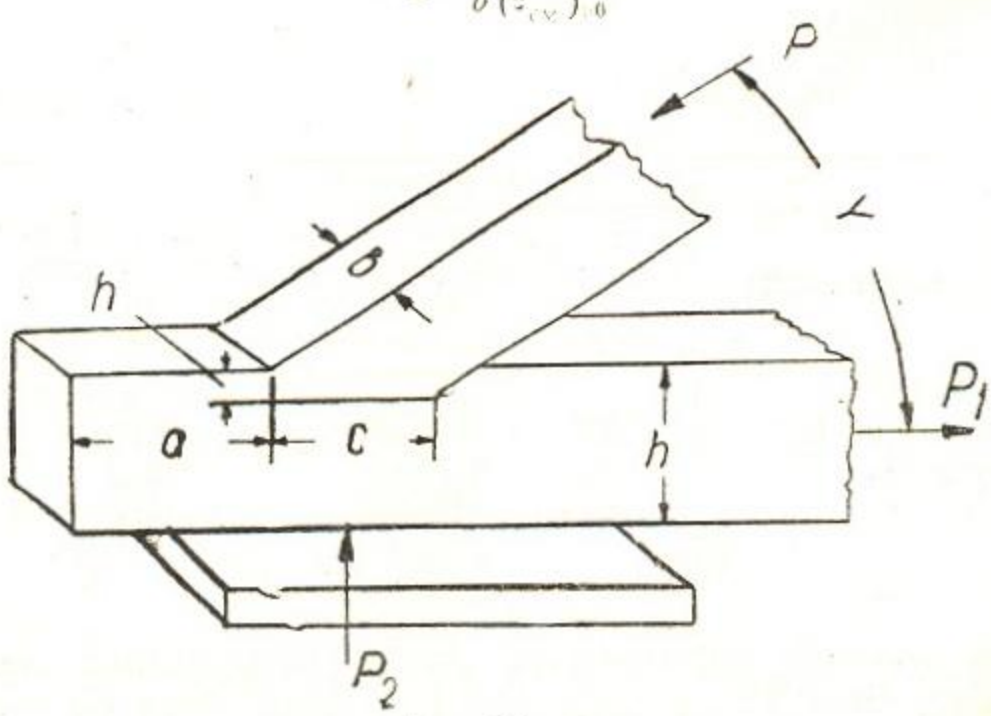


Рис. IV—28.

$$h_1 \geqslant \frac{P}{b\,(\tau_\alpha)}, \qquad \text{(IV—43)}$$

$$a \geqslant \frac{P_1}{b\,(\tau)}, \qquad \text{(IV—44)}$$

где $P_1 = P\cos\alpha$, $P_2 = P\sin\alpha$.

Допускаемые напряжения во врубках можно назначать по табл. IV—8.

При действии смятия или скалывания под углом α к направлению волокон допускаемое напряжение σ_α имеет промежуточное значение между $|\sigma_{см}|$ и $|\sigma_{см}|_{90}$, или $|\tau|$ и $|\tau|_{90}$, и определяется по условной формуле:

$$|\sigma_\alpha| = \frac{|\sigma_{см}|}{1 + \left(\frac{|\sigma_{см}|}{|\sigma_{см}|_{90}} - 1\right)\sin^3\alpha}, \qquad \text{(IV—45)}$$

Таблица IV—8

Напряжение	Сосна, кг/см²	Дуб, кг/см²
Растяжение, σ	100	130
Сжатие вдоль волокон, σ_c	120	150
Смятие во врубках вдоль волокон, $\sigma_{см}$	80	110
Смятие перпендикулярно волокнам (по длине > 10 см), $(\sigma_{см})_{90}$ . . .	24	48
Скалывание во врубках вдоль волокон, τ	5—10	8—14
Скалывание во врубках поперек волокон, $(\tau)_{90}$	6	8
Изгиб, $\sigma_и$	120	150
Скалывание при изгибе, $\tau_и$	20	28

б) Соединение прямым зубом. Способ устройства врубки показан на рис. IV—29. Вертикальные грани для облегчения пригонки делают несколько наклонными. Болты ставят для большей плотности соединения.

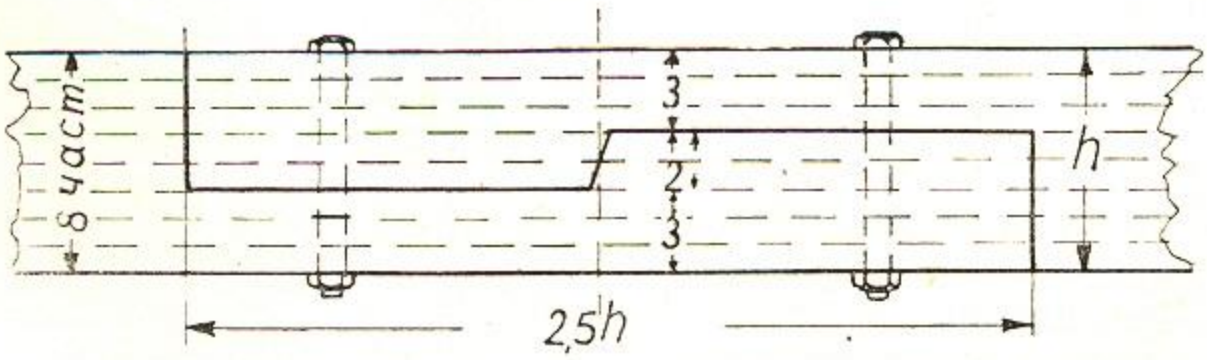


Рис. IV—29.

Пример 1. Определить необходимую длину фланговых швов для прикрепления стержня фермы, состоящего из двух равнобоких уголков $65 \times 65 \times 10$ (рис. IV—27).

Растягивающее усилие $S = 28$ т. Допускаемое напряжение на срез швов $[\tau_э] = 1100$ кг/см².

Усилие, приходящееся на один уголок

$$P = \frac{S}{2} = 14\,000 \text{ кг}.$$

Расстояние центра тяжести сечения уголка от обушка $z = 1{,}98$ см, а от края полки $b - z = 6{,}50 - 1{,}98 = 4{,}52$ см. Необходимая суммарная длина фланговых швов определяется по формуле (IV—39)

$$l_{фл} = \frac{P}{0{,}7t[\tau_э]} = \frac{14\,000}{0.7 \cdot 1{,}0 \cdot 1100} = 18 \text{ см},$$

откуда по формулам IV—40 и IV—41 находят:

$$l_n = l_ф \frac{z}{b} = 18 \cdot \frac{1{,}98}{6{,}50} = 5{,}5 \text{ см},$$

$$l_0 = l_ф \frac{(b - z)}{b} = 18 \cdot \frac{(6{,}50 - 1{,}98)}{6{,}50} = 12{,}5 \text{ см}.$$

Так как размещение швов столь различной длины вызывает конструктивные неудобства, то можно уменьшить длину шва со стороны обушка (l_0), за счет увеличения его толщины.

Приняв высоту катета этого шва $t_0 = 12$ мм, можно уменьшить длину его в отношении $\frac{t_0}{t_n} = \frac{12}{10} = 1{,}2$.

Тогда

$$l_0' = \frac{12{,}5}{1{,}2} = 10{,}4 \text{ см}.$$

Учитывая возможный непровар швов, усадку их и образование раковин, принимают проектную длину швов:

$$l_0^p = 12 \text{ см}; \; l_n^p = 7 \text{ см}.$$

Пример 2. Анкерный болт диаметром $d = 40$ мм растягивается силой P; он удерживается с помощью чеки, толщиной $\delta = 10$ мм. Требуется определить размеры x и y (рис. IV—30) и допускаемую нагрузку P, если допускаемое напряжение на растяжение $[\sigma] = 1600$ кг/см², а на срез $[\tau] = 1100$ кг/см². Площадь болта по ослабленному сечению $m - n$ равна:

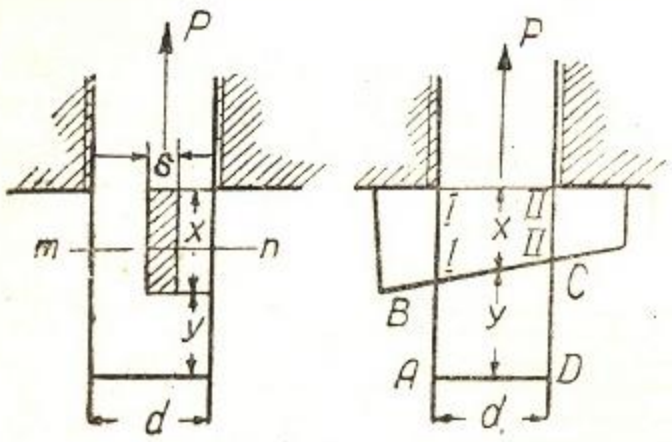


Рис. IV—30.

$$F = \frac{\pi d^2}{4} - \delta d = \frac{3{,}14 \cdot 4^2}{4} - 1 \cdot 4 = 8{,}56 \text{ см}^2.$$

Допускаемую нагрузку на анкерный болт определяют по формуле IV—2

$$P = F[\sigma] = 8{,}56 \cdot 1600 = 13696 \text{ кг}.$$

Чеки можно срезать по сечениям I—I и II—II (рис. IV—30). Средняя плоскость среза чеки равна:

$$F_{ср} = 2x\delta.$$

Условие прочности на срез напишется по формуле IV—20:

$$\frac{P}{[\tau]} = F_{ср} = 2x\delta,$$

откуда:

$$x = \frac{P}{2\delta[\tau]} = \frac{13696}{2 \cdot 1 \cdot 1100} = 6{,}2 \text{ см}.$$

Размер y определяют из условия прочности возможного среза (IV—20) хвоста болта по удвоенной плоскости АВСД, то есть:

$$\frac{P}{[\tau]} = 2 \cdot y \cdot d,$$

откуда

$$y = \frac{P}{2d[\tau]} = \frac{13696}{2 \cdot 4 \cdot 1100} = 1{,}6 \text{ см}.$$

§ 3. СТАТИЧЕСКИЕ МОМЕНТЫ И МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ ПЛОСКИХ ФИГУР

Статические моменты площади S_x и S_y относительно осей x и y определяют по формулам (рис. IV—31)

$$S_x = \Sigma\, dFy = Fy_0, \qquad \text{(IV—46)}$$

$$S_y = \Sigma\, dFx = Fx_0. \qquad \text{(IV—47)}$$

Экваториальные (осевые) моменты инерции относительно осей x и y определяются следующими выражениями (рис. IV—31)

$$I_x = \Sigma\, dFy^2, \qquad \text{(IV—48)}$$

$$I_y = \Sigma\, dFx^2. \qquad \text{(IV—49)}$$

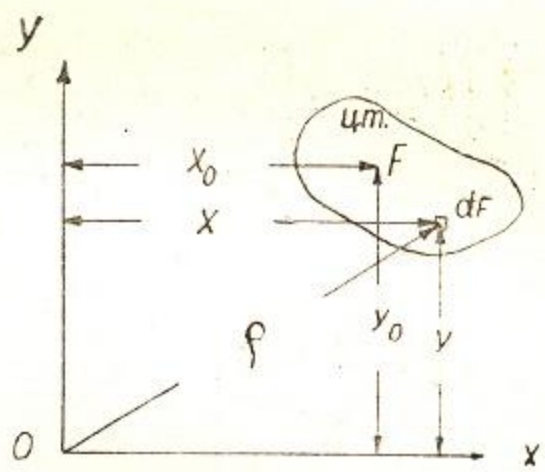


Рис. IV—31.

Полярный момент инерции относительно полюса (точки О) равен сумме произведений элементарных площадок dF на квадрат их радиусов, проведенных из полюса, то есть

$$I_\rho = \Sigma dF\rho^2. \qquad \text{(IV—50)}$$

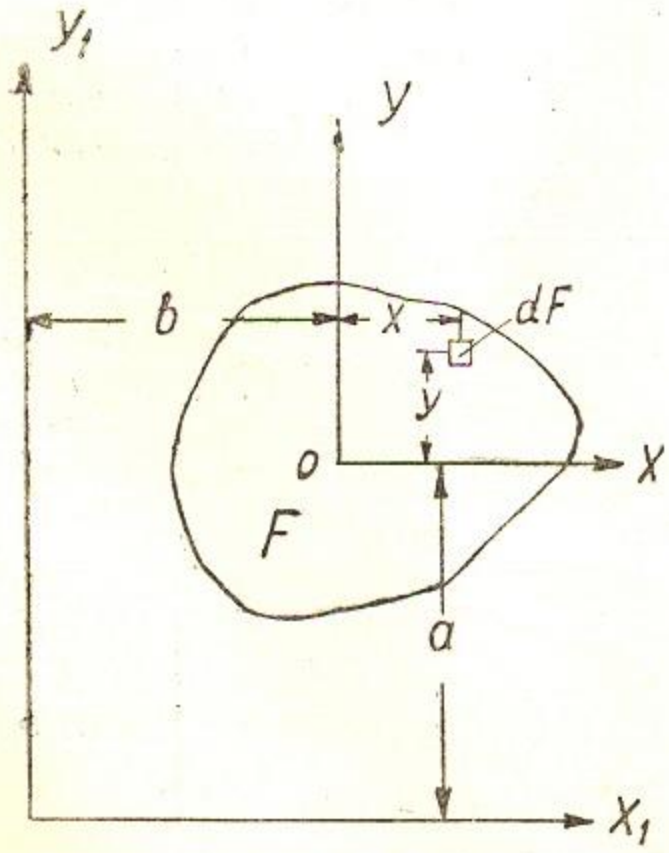


Рис. IV—32.

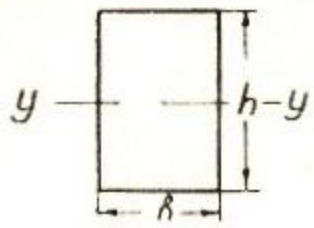
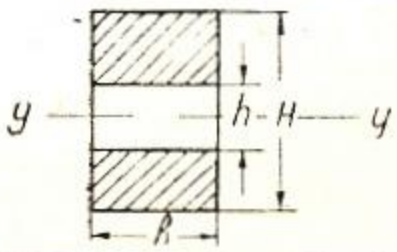
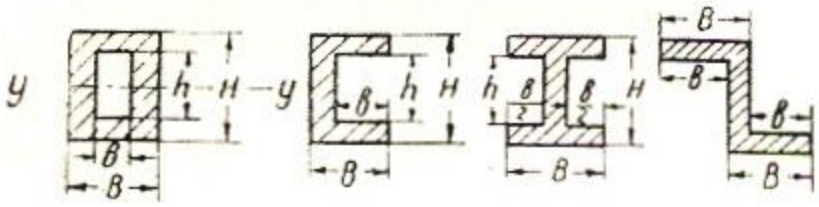
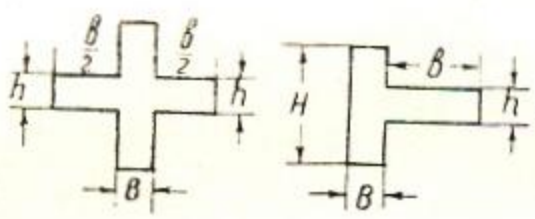
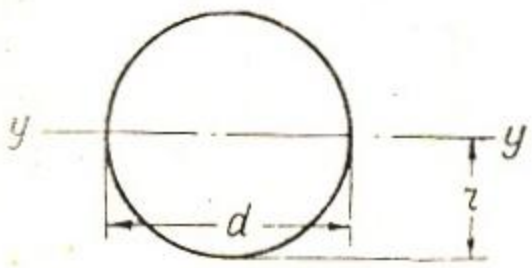
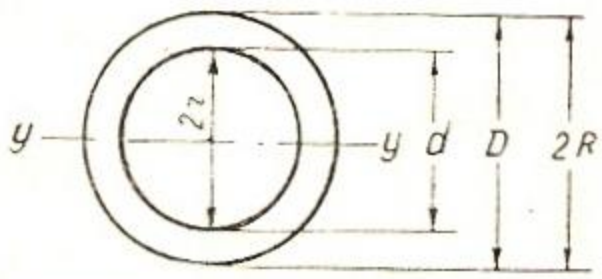
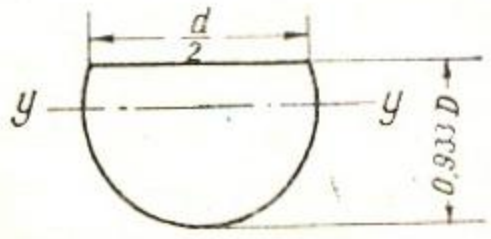
При параллельном переносе осей координат $x_1 = x + в$ и $y_1 = y + a$ относительно центральной системы осей x и y (рис. IV—32) моменты инерции определяются по формулам:

$$Ix_1 = Ix + Fa^2, \qquad \text{(IV—51)}$$

$$Iy_1 = Iy + Fb^2, \qquad \text{(IV—52)}$$

где Ix и Iy — моменты инерции сечения относительно центральной системы осей; F — площадь сечения; a и b — расстояния до осей x_1 и y_1 новой системы координат.

В таблице IV—9 помещены моменты инерции и моменты сопротивления простейших фигур.

Сечение	площадь сечения F	момент инерции I_y	момент сопротивления w_y
	$b \cdot h$	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{bh^3}{6}$
	$b\,(H-h)$	$\frac{b\,(H^3-h^3)}{12}$	$\frac{b\,(H^3-h^3)}{6H}$
	$BH-bh$	$\frac{BH^3-bh^3}{12}$	$\frac{BH^3-bh^3}{6H}$
	$BH+bh$	$\frac{BH^3+bh^3}{12}$	$\frac{BH^3+bh^3}{6H}$
	$\pi r^2=\frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{\pi d^4}{64}=\frac{\pi r^4}{4}=$ $=0{,}0491d^4=$ $=0{,}7854r^4$	$\frac{\pi d^3}{32}=\frac{\pi r^3}{4}=$ $=0{,}0982d^3=$ $=0{,}7854r^3$
	$\frac{\pi\,(D^2-d^2)}{4}$	$\frac{\pi}{64}(D^4-d^4)=$ $=\frac{\pi}{4}(R^4-r^4)$	$\frac{\pi}{32}\cdot\frac{D^4-d^4}{D}=$ $=\frac{\pi}{4}\cdot\frac{R^4-r^4}{R}$
	$0{,}763\,d^2$	$0{,}044\,d^4$	$0{,}092\,d^3$

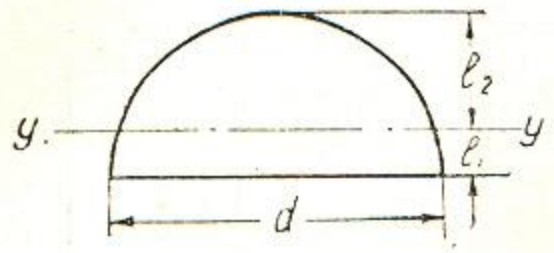
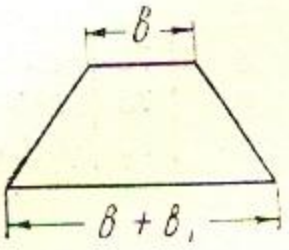
Сечение	площадь сечения F	момент инерции I_y	момент сопротивления w_y
	$\frac{\pi d^2}{8}$	$\frac{d^4}{16}\left(\frac{\pi}{8}-\frac{8}{9\pi}\right)=$ $=0{,}00687\,d^4$ $(l_1=0{,}2122D)$	$w_1=0{,}03234d^3$ $w_2=0{,}02385d^3$
	$(b+0{,}5b_1)h$	$\frac{6b^2+6bb_1+b_1^2}{36(2b+b_1)}h^3$ $l=\frac{1}{3}\frac{(3b+2b_1)}{(2b+b_1)}h$	$\frac{6b^2+6bb_1+b_1^2}{12(3b+2b_1)}h^2$
	$\frac{bh}{2}$	$\frac{bh^3}{36}$	$\frac{bh^2}{24}$
	h^2	$\frac{h^4}{12}$	$\frac{h^3}{6\sqrt{2}}=0{,}1179h^3$
	$0{,}740\,d^2$	$0{,}039\,d^4$	$0{,}088\,d^3$

Таблица VI — 10



Круглое сечение

J — момент инерции, W — момент сопротивления

d	$J=\frac{\pi d^4}{64}$	$W=\frac{\pi d^3}{32}$	d	$J=\frac{\pi d^4}{64}$	$W=\frac{\pi d^3}{32}$	d	$J=\frac{\pi d^4}{64}$	$W=\frac{\pi d^3}{32}$	d	$J=\frac{\pi d^4}{64}$	$W=\frac{\pi d^3}{32}$
1	0,00491	0,0982	11	718,7	130,7	21	9 547	909,2	35	73 662	4209
2	0,7854	0,7854	12	1018	169,6	22	11 499	1045	40	125 664	6283
3	3,976	2;651	13	1402	215,7	23	13 737	1194	45	2 012 289	8946
4	12,57	6,283	14	1886	269,4	24	16 286	1357	50	306 796	12272
5	30 68	12,27	15	2485	331,3	25	19 175	1534	55	449 180	16334
6	63,62	21,21	16	3217	402,1	26	22 432	1726	60	636 172	21206
7	117,9	33,67	17	4100	482,3	27	26 087	1932	65	876 240	26961
8	201,1	50,27	18	5153	572,4	28	30 172	2155	70	1 178 588	33674
9	322,1	71,57	19	6397	673,4	29	34 719	2394	75	1 553 156	41417
10	490,9	98,17	20	7854	785,4	30	39 716	2651	80	2 010 619	50265

Таблица IV—11

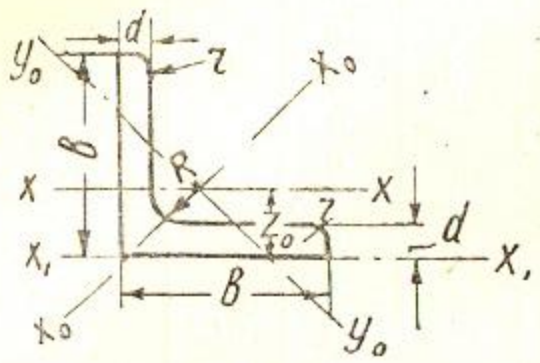
Круглое кольцевое сечение

δ — толщина стенки трубы, F — площадь поперечного сечения, J — момент инерции, W — момент сопротивления. Вес g (в кг/м) относится к гладким чугунным трубам; 1 м³ чугуна весит 7250 кг. Для литой стали значения g необходимо умножить на 1,083.

Д мм	δ мм	F см²	J см⁴	W см³	g кг/м	Д мм	δ мм	F см²	J см⁴	W см³	g кг/м
80	10	22,0	137	34,2	16,0	200	16	92,5	3944	394	67,1
	12	25,6	153	38,2	18,6		8	103	4303	430	74,6
	14	29,0	165	41,2	21,0		20	113	4638	464	82,0
90	10	25,1	204	45,3	18 2		22	123	4948	495	89,2
	12	29,4	229	50,9	21,3		24	133	5231	523	96,2
	14	33,4	250	56 6	24,2		26	142	5499	550	103,0
	16	37,2	267	59,3	27,0		28	151	5743	574	109,7
100	10	28 3	291	58 2	20,5		30	160	5968	597	116,1
	12	33,2	327	55,4	24,1	400	20	239	43 210	2160	173,1
	14	37,8	359	71,8	27,4		24	284	50 304	2515	205,5
	16	42,2	385	77,0	30,6		28	336	56 927	2840	237,2
	18	46,4	409	81,8	33,6		32	370	63 103	3156	268,3
160	20	88,0	2200	275	63,8		36	412	68 852	3443	298,5
	22	95,4	2329	291	69,2		40	452	74 194	3710	327,7
	24	103	2445	306	74,3		44	492	79 154	3958	356,8
220											

Таблица IV-12

Сталь прокатная угловая равнобокая по ГОСТУ 8509—57



Условные обозначения:

b — ширина полки;
d — толщина „ ;
r — радиус закругления полок;
r_0 — расстояние от центра тяжести;
R — радиус внутреннего закругления;
J — момент инерции;
i_0 — радиус „ ;

№ профиля	Размеры в мм				Площадь профиля, см²	Вес 1 пог. м, кг	Справочные величины для осей								
							$x-x$		x_0-x_0		y_0-y_0		x_1-x_1		Z_0, см
	b	d	R	r			J_x, см⁴	i_x, см	J_{x_0}, см⁴	i_{x_0}, см	J_{y_0}, см⁴	i_{y_0}, см	J_{x_1}, см⁴		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		15
2	20	3 4	3,5	1,2	1,13 1,46	0,89 1,15	0,40 0,50	0,59 0,58	0,63 0,78	0,75 0,73	0,17 0,22	0,39 0,38	0,81 1,09		0,60 0,64
2,5	25	3 4	3,5	1,2	1,43 1,86	1,12 1,46	0,81 0,03	0,75 0,74	1,29 1,62	0,95 0,93	0,34 0,44	0,49 0,48	1,57 2,11		0,73 0,76
2,8	28	3	4	1,3	1,62	1,27	1,16	0,85	1,84	1,07	0,48	0,55	2,20		0,80
3,2	32	3 4	4,5	1,5	1,86 2,43	1,46 191	1,77 2,36	0,97 0,96	2,80 3,58	1,23 1,21	0,74 0,94	0,63 0,62	3,25 4,39		0,89 0,94
3,6	36	3 4	4,5	1,5	2,10 2,75	1,65 2,16	2,56 3,29	1,10 1,09	4,06 5,21	1,39 1,38	1,06 1,36	0,71 0,70	4,64 6,24		0,99 1,04
4	40	3 4	5	1,7	2,35 3,08	1,85 2,42	3,55 4,58	1,23 1,22	5,63 7,26	1,55 1,53	1,47 1,90	0,79 0,78	6,35 8,53		1,09 1,13

Продолжение табл. IV—12

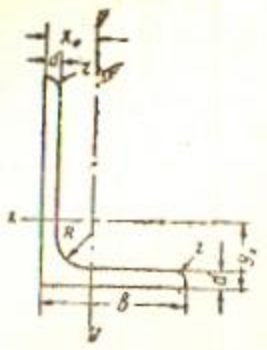
№ профиля	Размеры в мм				Площадь профиля, см²	Вес 1 пог. м, кг	Справочные величины для осей							
							$x - x$		$x_o - x_o$		$y_o - y_o$		$x_1 - x_1$	Z_o, см
	b	d	R	r			J_x, см⁴	i_x, см	J_{x_o}, см⁴	i_{x_o}, см	J_{y_o}, см⁴	i_{y_o}, см	J_{x_1}, см⁴	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
4,5	45	3	5	1,7	2,65	2,08	5,13	1,39	8,13	1,75	2,12	0,89	9,04	1,21
		4			3,48	2,73	6,63	1,38	10,5	1,74	2,74	0,89	12,1	1,26
		5			4,29	3,37	8,03	1,37	12,7	1,72	3,33	0,88	15,3	1,30
5	50	3	5,5	1,8	2,96	2,32	7,11	1,55	11,3	1,95	2,95	1,00	12,4	1,33
		4			3,89	3,05	9,21	1,54	14,6	1,94	3,80	0,99	16,6	1,38
		5			4,80	3,77	11,2	1,53	17,8	1,92	4,63	0,98	20,9	1,42
5,6	56	3,5	6	2	3,86	3,03	11,6	1,73	18,4	2,18	4,80	1,12	20,3	1,50
		4			4,38	3,44	13,1	1,73	20,8	2,18	5,41	1,11	23,3	1,52
		5			5,41	4,25	16,0	1,72	25,4	2,16	6,59	1,00	29,2	1,57
6,3	63	4	7	2,3	4,96	3,90	18,9	1,95	29,9	2,45	7,81	1,25	33,1	1,69
		5			6,13	4,81	23,1	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	41,5	1,74
		6			7,28	5,72	27,1	1,93	42,9	2,43	11,2	1,24	50,0	1,78
7	70	4,5	8,0	2,7	6,20	4,87	29,0	2,16	46,0	2,72	12,0	1,39	51,0	1,88
		5			6,86	5,38	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	56,7	1,90
		6			8,15	6,39	37,6	2,15	59,6	2,71	15,5	1,38	68,4	1,94
		7			9,42	7,39	43,0	2,14	68,2	2,69	17,8	1,37	80,1	1,99
		8			10,7	8,37	48,2	2,13	76,4	2,68	20,0	1,37	91,9	2,02
7,5	75	5	9	3	7,39	5,80	39,5	2,31	62,6	2,91	16,4	1,49	69,6	2,02
		6			8,78	6,89	46,6	2,30	73,9	2,90	19,3	1,48	83,9	2,06
		7			10,1	7,96	53,3	2,29	84,6	2,89	22,1	1,48	98,3	2,10
		8			11,5	9,02	59,8	2,28	94,9	2,87	24,8	1,47	113	2,15
		9			12,8	10,1	66,1	2,27	105	2,86	27,5	1,46	127	2,18

8	80	5,5	9	3	8,63	6,78	52,7	2,47	83,6	3,11	21,8	1,59	93,2	2,17
		6			9,38	7,36	57,0	2,47	90,4	3,11	23,5	1,58	102	2,19
		7			10,8	8,51	65,3	2,45	104	3,09	27,7	1,58	119	2,23
		8			12,3	9,65	73,4	2,44	116	3,08	30,3	1,57	137	2,27
9	90	6	10	3,3	10,6	8,33	82,1	2,78	130	3,50	34,0	1,79	145	2,43
		7			12,3	9,64	94,3	2,77	150	3,94	38,9	1,78	169	2,47
		8			13,9	10,9	106	2,76	168	3,48	43,8	1,77	194	2,51
		9			15,6	12,2	118	2,75	186	3,46	48,6	1,77	219	2,55
10	100	6,5	12	4	12,8	10,1	122	3,09	193	3,88	50,7	1,99	214	2,68
		7			13,8	10,8	131	3,08	207	3,88	54,2	1,98	231	2,71
		8			15,6	12,2	147	3,07	233	3,87	60,9	1,98	265	2,75
		10			19,2	15,1	179	3,05	284	3,84	74,1	1,96	333	2,83
		12			22,8	17,9	209	3,03	331	3,81	86,9	1,95	402	2,91
		14			26,3	20,6	237	3,00	375	3,78	99,3	1,94	472	2,99
		15			29,7	23,3	264	2,98	416	3,74	112	1,94	542	3,06
11	110	7	12	4	15,2	11,9	176	3,40	279	4,29	72,7	2,19	308	2,96
		8			17,2	13,5	198	3,39	315	4,28	81,8	2,17	353	3,00
12,5	125	8	14	4,6	19,7	15,5	294	3,87	467	4,87	122	2,49	516	3,36
		9			17,0	17,3	327	3,86	520	4,86	135	2,48	582	3,40
		10			24,4	19,1	360	3,85	571	4,84	149	2,47	649	3,45
		12			28,9	22,7	422	3,82	670	4,82	174	2,46	782	3,53
		14			33,4	26,2	482	3,80	764	4,78	200	2,45	916	3,61
		16			37,8	29,6	539	3,78	853	4,75	224	2,44	1051	3,68
14	140	9	14	4,6	24,7	19,4	466	4,34	739	5,47	192	2,79	818	3,78
		10			27,3	21,5	512	4,33	814	5,46	211	2,78	911	3,82
		2			32,5	25,5	602	4,31	957	5,43	248	2,76	1097	3,90
		10			31,4	24,7	774	4,96	1229	6,25	319	3,19	1356	4,30
		11			34,4	27,0	844	4,95	1341	6,24	348	3,18	1494	4,35
		12			37,4	29,4	913	4,94	1450	6,23	376	3,17	1633	439

Продолжение табл. IV—12

№ профиля	Размеры в мм				Площадь профиля, см²	Вес 1 пог. м, кг	Справочные величины для осей							
							$x - x$		$x_o - x_o$		$y_o - y_o$		$x_1 - x_1$	Z_o, см
	b	d	R	r			J_x, см⁴	i_x, см	J_{x_o}, см⁴	i_{x_o}, см	J_{y_o}, см⁴	i_{y_o}, см	J_{x_1}, см⁴	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
16	160	14	16	5,3	43,3	34,0	1046	4,92	1662	6,20	431	3,16	1911	4,47
		16			49,1	38,5	1175	4,89	1866	6,17	485	3,14	2191	4,55
		18			54,8	43,0	1299	4,87	2061	6,13	537	3,13	2472	4,63
		20			60,4	47,4	1419	4,85	2248	6,10	569	3,12	2756	4,70
18	180	11	16	5,3	38,8	30,8	1216	5,00	1933	7,06	500	3,59	2128	4,85
		12			42,2	33,1	1317	5,59	2093	7,04	540	3,58	2324	4,89
20	200	12	18	6	47,1	37,0	1823	6,22	2896	7,84	749	3,99	3182	5,37
		13			50,9	39,9	1961	6,21	3116	7,83	805	3,98	3452	5,42
		14			54,6	42,8	2097	6,20	3333	7,81	861	3,97	3722	5,46
		16			62,0	48,7	2363	6,17	3755	7,78	970	3,96	4264	5,54
		20			76,5	60,1	2871	6,12	4560	7,71	1182	3,93	5355	5,70
		25			94,3	73,0	3466	6,06	5494	7,63	1438	3,91	6733	5,89
		30			111,5	87,6	4020	6,00	6351	7,55	1688	3,89	8130	6,07
22	220	14	21	7	60,4	47,4	2814	6,83	4470	8,60	1159	4,38	4941	5,93
		16			68,6	53,8	3175	6,81	5045	8,58	1306	4,36	5661	6,02
25	250	16	24	8	78,4	61,5	4717	7,76	7492	9,78	1942	4,98	8286	6,75
		18			87,7	68,9	5247	7,73	8337	9,75	2158	4,96	9342	6,83
		20			97,0	76,1	5765	7,71	9160	9,72	2370	4,94	10401	6,91
		22			106,1	83,3	6270	7,69	9961	9,89	2579	4,93	11464	7,00
		25			119,7	94,0	7006	7,65	11125	9,64	2887	4,91	13064	7,11
		28			133,1	104,5	7717	7,61	12244	9,59	3190	4,89	14674	7,23
		30			142,0	111,4	8177	7,59	12965	9,56	3389	4,89	15753	7,31

Таблица IV—13



Сталь прокатная угловая неравнобокая по ГОСТУ 8510—57

Условные обозначения

B — ширина большей полки;
b — „ меньшей „
d — толщина полки;
R — радиус внутреннего закругления
r — радиус закругления полки;
J — момент инерции;
i — радиус „
x_0 и y_0 — расстояние центров тяжести

№ профиля	Размеры в мм					Площадь профиля, см²	Вес 1 пог. м, кг	Справочные величины для осей											
								X–X		У–У		X–X		У–У		И–И		угол наклона оси tg x
	B	b	d	R	r			J_x, см⁴	i_x, см	J_y, см⁴	J_x, см⁴	J_x, см⁴	расстояние центра тяжести y_0, см	J_y, см⁴	растяжение центра тяжести x_0, см	$J_и$, см⁴	$i_и$, см	
2,5/1,6	25	16	3	3,5	1,2	1,16	0,91	0,70	0,78	0,22	0,44	1,56	0,86	0,43	0,42	0,13	0,34	0,392
3,2/2	32	20	3	3,5	1,2	1,49	1,17	1,52	1,01	0,46	0,55	3,26	1,08	0,82	0,49	0,28	0,43	0,382
			4			1,94	1,52	1,93	1,00	0,57	0,54	4,38	1,12	1,12	0,53	0,35	0,43	0,374
4 2,5	40	25	3	4,0	1,3	1,89	1,48	3,06	1,27	0,93	0,70	6,37	1,32	1,58	0,59	0,56	0,54	0,385
			4			2,47	1,94	3,93	1,26	1,18	0,69	8,53	1,37	2,15	0,63	0,71	0,54	0,381
4,5/2,8	45	28	3	5	1,7	2,14	1,68	4,41	1,43	1,32	0,79	9,02	1,47	2,20	0,64	0,79	0,61	0,382
			4			2,80	2,20	5,68	1,69	0,79	0,78	12,1	1,51	2,98	0,68	1,02	0,60	0,379
5/3,2	50	32	3	5,5	1,8	2,42	1,90	6,17	1,60	1,99	0,91	12,4	1,60	3,26	0,72	1,18	0,70	0,403
			4			3,17	2,49	7,98	1,59	2,56	0,90	16,6	1,65	4,42	0,76	1,52	0,69	0,401

Продолжение таблицы IV—13

№ профиля	Размеры в мм					Площадь профиля, см²	Вес 1 пог. м, кг	Справочные величины для осей										
								X-X		У—У		X—X		У-У		И—И		
	B	в	d	R	r			J_x, см⁴	i_x, см	J_y, см⁴	J_x, см⁴	J_x, см⁴	расстояние центра тяжести y_0, см	J_y, см⁴	расстояние центра тяжести x_0, см	$J_и$, см⁴	$i_и$, см	угол наклона оси tg x
5,6/3,6	56	36	3,5	6,0	2,0	3,16	2,48	10,1	1,79	3,30	1,02	20,3	1,80	5,43	0,82	1,95	0,79	0,407
			4			3,58	2,81	11,4	1,78	3,70	1,02	23,2	1,82	6,25	0,84	2,19	0,78	0,406
			5			4,41	3,46	13,8	1,77	4,48	1,01	29,2	1,86	7,91	0,88	2,66	0,78	0,404
6,3/4,0	63	40	4	7,0	2,3	4,04	3,17	16,3	2,01	5,16	1,13	33,0	2,03	8,51	0,91	3,07	0,87	0,397
6,3/4,0	63	40	5	7,0	2,3	4,98	3,91	19,9	2,00	6,26	1,12	41,4	2,08	10,8	0,95	3,73	0,86	0,396
			6			5,90	4,63	23,3	1,99	7,28	1,11	49,9	2,12	13,1	0,99	4,36	0,86	0,090
			8			7,68	6,03	29,6	1,96	9,15	1,09	66,9	2,20	17,9	1,07	5,58	0,85	0,386
7/4,5	70	45	4,5	7,5	2,5	5,07	3,98	25,3	2,23	8,25	1,28	51	2,25	13,6	1,03	4,88	0,98	0,407
			5			5,59	4,39	27,8	2,23	9,05	1,27	56,7	2,28	15,2	1,05	5,34	0,98	0,406
7,5/5	75	50	5	8	2,7	6,11	4,79	34,8	2,39	12,5	1,43	69,7	2,39	20,8	1,17	7,24	1,09	0,436
			6			7,25	5,69	40,9	2,38	14,6	1,42	83,9	2,44	25,2	1,21	8,48	1,08	0,435
			8			9,47	7,43	52,4	2,35	18,5	1,40	112	2,52	34,2	1,29	10,9	1,07	0,430
8/5	80	50	5	8	2,7	6,36	4,99	41,6	2,56	12,7	1,41	84,6	2,6	20,8	1,13	7,58	1,09	0,387
			6			7,55	5,92	49,0	2,55	14,8	1,40	102	2,65	25,2	1,17	8,88	1,08	0,386
9/5,6	90	56	5,5	9	3	7,86	6,17	65,3	2,88	19,7	1,58	132	2,92	32,2	1,26	11,8	1,22	0,384
			6			8,54	6,70	70,6	2,88	21,2	1,58	145	2,95	35,2	1,28	12,7	1,22	0,384
			8			11,18	8,77	90,9	2,85	27,1	1,56	194	3,04	47,8	1,36	16,3	1,21	0,380
10/6	100	63	6	10	3,3	9,59	7,53	98,3	3,2	30,6	1,79	198	3,23	49,9	1,42	18,2	1,38	0,393
			7			11,1	8,70	113,0	3,19	35,0	1,78	232	3,28	58,7	1,46	20,8	1,37	0,392
			8			12,6	9,87	127	3,18	39,2	1,77	266	3,32	67,6	1,50	23,1	1,36	0,391
			10			15,5	12,1	154	3,15	47,1	1,75	333	3,40	85,8	1,58	28,3	1,35	0,387

11/7	110	70	6,5 17 8	10	3,3	11,4 12,3 13,9	8,98 9,64 10,9	142 152 172	3,53 3,52 3,51	45,6 48,7 54,6	2 1,99 1,98	286 309 353	3,55 3,57 3,61	71,3 80,3 92,3	1,58 1,6 1,64	26,9 28,8 32,3	1,53 1,53 1,52	0,402 0,402 0,400
12,5/8	125	80	7 8 10 12	11	3,7	14,1 16 19,7 23,4	11 12,5 15,5 18,3	227 256 312 365	4,01 4 3,98 3,95	73,7 83,0 100 117	2,29 2,28 2,26 2,24	452 518 649 781	4,01 4,05 4,14 4,22	119 137 173 210	1,8 1,84 1,92 2	43,4 48,8 59,3 69,5	1,76 1,75 1,74 1,72	0,407 0,406 0,404 0,400
14/9	140	90	8 10	12	4	18 22,2	14,1 17,5	364 444	4,49 4,47	120 146	2,58 2,56	727 911	4,49 4,58	194 245	2,03 2,12	70,3 85,5	1,98 1,96	0,411 0,409
16/10	160	100	9 10 12 14	13	4,3	22,9 25,3 30 34,7	18 19,8 23,6 27,3	606 667 784 897	5,15 5,13 5,11 5,08	186 204 239 272	2,85 2,84 2,82 2,8	1221 1359 1634 1910	5,19 5,23 5,32 5,40	300 335 405 477	2,23 2,28 2,36 2,43	110 121 142 162	2,2 2,19 2,18 2,16	0,391 0,390 0,388 0,385
18/11	180	110	10 12	14	4,7	28,3 33,7	22,2 26,4	952 1123	5,8 5,77	276 324	3,12 3,1	1933 2324	5,88 5,97	444 537	2,44 2,52	165 194	2,42 2,40	0,375 0,374
20/12,5	200	125	11 12 14 16	14	4,7	34,9 37,9 43,9 49,8	27,4 29,7 34,4 39,1	1449 1568 1801 2026	6,45 6,43 6,41 6,38	446 482 551 617	3,58 3,57 3,54 3,52	2920 3189 3726 4264	6,5 6,54 6,62 6,71	718 786 922 1061	2,79 2,83 2,91 2,99	264 285 327 367	2,75 2,74 2,73 2,72	0,392 0,392 0,390 0,388
25/16	250	160	12 16 18 20	18	6	48,3 63,6 71,1 78,5	37,9 49,9 55,8 61,7	3147 4091 4545 4987	8,07 8,02 7,99 7,97	1032 1333 1475 1613	4,62 4,58 4,56 4,53	6212 8308 9358 10 410	7,97 8,14 8,23 8,31	1634 2200 2487 2776	3,53 3,69 3,77 3,85	604 781 866 949	3,54 3,50 3,49 3,48	0,400 0,408 0,407 0,405

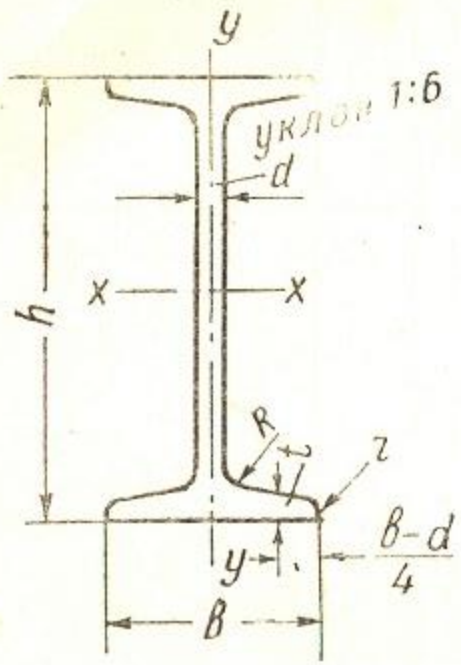


Таблица IV—14

Сталь прокатная — балки двутавровые по ГОСТУ 8239—56

Условные обозначения:

h — высота балки;
$в$ — ширина полки;
d — толщина стенки;
t — средняя толщина стенки;
R — радиус внутреннего закругления;
r — радиус закругления полки;
I — момент инерции;
W — момент сопротивления;
S — статический момент полусечения;
i — радиус инерции.

№ профиля	Вес 1 пог. м, кг	Размеры в мм						Площадь сечения см²	Справочные величины для осей						
									X—X				y - y		
		h	в	d	t	R	r		I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	S_x, см³	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см
10	11,1	100	70	4,5	7,2	7,0	3,0	14,2	244	48,8	4,15	28,0	35,3	10,1	1,58
12	13,0	120	75	5,0	7,3	7,5	3,0	16,5	403	67,2	4,94	38,5	43,8	11,7	1,63
14	14,8	140	82	5,0	7,5	8,0	3,0	18,9	632	90,3	5,78	51,5	58,2	14,2	1,75
16	16,9	160	90	5,0	7,7	8,5	3,5	21,5	945	118	6,63	67,0	77,6	17,2	1,90
18	18,7	180	95	5,0	8,0	9,0	3,5	23,8	1330	148	7,47	83,7	94,6	19,9	1,99
18a	19,9	180	102	5,0	8,2	9,0	3,5	25,4	1440	160	7,53	90,1	119	23,3	2,17
20	20,7	200	100	5,2	8,2	9,5	4,0	26,4	1810	181	8,27	102	112	22,4	2,06
20a	22,2	200	110	5,2	8,3	9,5	4,0	28,3	1970	197	8,36	111	148	27,0	2,29
22	23,7	220	110	5,3	8,6	10,0	4,0	30,2	2530	230	9,14	130	155	28,2	2,26
22a	25,4	220	120	5,3	8,8	10,0	4,0	32,4	2760	251	9,23	141	203	33,8	2,50
24	27,3	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37

Продолжение таблицы IV—14

№ профиля	Вес 1 пог. м, кг	Размеры в мм						Площадь сечения, см²	Справочные величины для осей						
									X - X				У—У		
		h	в	d	t	R	r		J_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	S_x, см³	J_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см
24а	29,4	240	125	5,6	9,8	10,5	4,0	37,5	3800	317	10,1	178	260	41,6	2,63
27	31,5	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
27а	33,9	270	135	6,0	10,2	11,0	4,5	43,2	5500	407	11,3	229	337	50,0	2,80
30	36,5	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
30а	39,2	300	145	6,5	10,7	12,0	5,0	49,9	7780	518	12,5	292	436	60,1	2,95
33	42,2	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	48,6	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	13 380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	56,1	400	155	8,0	13,0	15,0	6,0	71,4	18 930	947	16,3	540	666	85,9	3,05
45	65,2	450	160	8,6	14,2	16,0	7,0	83,0	27 450	1220	18,2	699	807	101	3,12
50	76,1	500	170	9,3	15,2	17,0	7,0	96,9	39 120	1560	20,1	899	1040	122	3,28
55	88,6	550	180	10,0	16,5	18,0	7,0	113	54 810	1990	22,0	1150	1350	150	3,46
60	103	600	190	10,8	17,8	20,0	8,0	131	75 010	2500	23,9	1440	1720	181	3,62
65	119	650	200	11,7	19,2	22,0	9,0	151	100 840	3100	25,8	1790	2170	217	3,79
70	137	700	210	12,7	20,3	24,0	10,0	174	133 890	3830	27,7	2220	2730	260	3,96
70а	158	700	210	15,0	24,0	24,0	10,0	202	152 700	4360	27,5	2550	3240	309	4,01
70б	184	700	210	17,5	28,2	24,0	10,0	234	175 370	5010	27,4	2940	3910	373	4,09

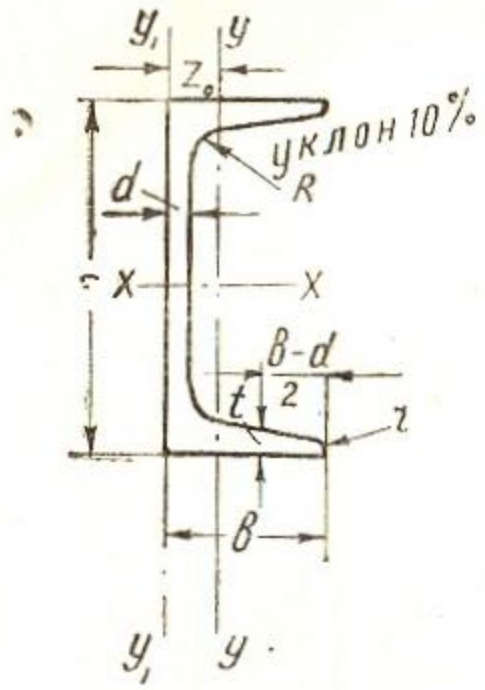


Таблица IV—15

Сталь прокатная — швеллеры по ГОСТУ 10017—39

Условные обозначения:

h — высота швеллера;
$в$ — ширина полки;
d — толщина стенки;
t — средняя толщина полки;
R — радиус внутреннего закругления;
r_1 — радиус закругления полки;
J — момент инерции;
W — момент сопротивления;
i — радиус инерции;
z_0 — расстояние между осями **У—У** и $У_1 - У_1$.

№ профиля	Размеры в мм						Площадь сечения F, см²	Вес 1 пог. м, кг	Справочные величины для осей							
									$X—X$			$У—У$			$У_1—У_1$	
	h	$в$	d	t	R	r_1			W_x, см³	J_x, см⁴	i_x, см	W_y, см³	J_y, см⁴	i_y, см	J_{y_1}, см⁴	Z_0, см
5	50	37	4,5	7,0	7,0	3,50	6,93	5,44	10,4	26	1,94	3,55	8,3	1,10	20,9	1,35
6,5	65	40	4,8	7,5	7,5	3,75	8,54	6,70	17,0	55,2	2,54	4,59	12,0	1,19	28,3	1,38
8	80	43	5,0	8,0	8,0	4,0	10,24	8,04	25,3	101,3	3,15	5,79	16,6	1,27	37,4	1,43
10	100	48	5,3	8,5	8,5	4,25	12,74	10,00	39,7	198,3	3,95	7,80	25,6	1,41	54,9	1,52
12	120	53	5,5	9,0	9,0	4,50	15,36	12,06	57,7	346,3	4,75	10,17	37,4	1,56	77,7	1,62
14 а	140	58	6,0	9,5	9,5	4,75	18,51	14,53	80,50	563,7	5,52	13,01	53,2	1,70	107,1	1,71
14 б	140	60	8,0	9,5	9,5	4,75	21,31	16,73	87,1	609,4	5,35	14,12	61,1	1,69	120,6	1,67
16 а	160	63	6,5	10,0	10,0	5,0	21,95	17,23	108,3	866,2	6,28	16,30	73,3	1,83	144,1	1,80
16 б	160	65	8,5	10,0	10,0	5,0	25,15	19,74	116,8	934,5	6,10	17,55	83,4	1,82	160,8	1,75

Продолжение таблицы IV—15

№ профиля	Размеры в мм						Площадь сечения F, см²	Вес 1 пог. м, кг	Справочные величины для осей								z_0, см
									$X-X$			$y-y$			y_1-y_1		
	h	b	d	t	R	r_1			W_x, см³	J_x, см⁴	i_x, см	W_y, см³	J_y, см⁴	i_y, см	J_y, см⁴		
18 а	180	68	7,0	10,5	10,5	5,25	25,69	20,17	141,4	1272,7	7,04	20,03	98,6	1,96	189,1		1,88
18 б	180	70	9,0	10,5	10,5	5,25	29,29	22,99	152,2	1369,9	6,84	21,52	111,0	1,95	210,1		1,84
20 а	200	73	7,0	11,0	11,0	5,5	28,83	22,63	178,0	1780,4	7,86	24,20	128,0	2,11	244,0		2,01
20 б	200	75	9,0	11,0	11,0	5,5	32,83	25,77	191,4	1913,7	7,64	25,88	143,6	2,09	268,4		1,95
22 а	220	77	7,0	11,5	11,5	5,75	31,84	24,99	217,6	2393,9	8,67	28,17	157,8	2,23	298,2		2,20
22 б	220	79	9,0	11,5	11,5	5,75	36,24	28,45	233,8	2571,4	8,42	30,05	176,4	2,21	326,3		2,03
24 а	240	78	7,0	12,0	12,0	6,0	34,21	26,55	254,3	3052,2	9,45	30,47	173,8	2,25	324,6		2,10
24 б	240	80	9,0	12,0	12,0	6,0	39,00	30,62	273,5	3282,6	9,17	32,51	194,1	2,23	354,8		2,03
24 с	240	82	11,0	12,0	12,0	6,0	43,81	34,39	292,7	3513,0	8,96	34,42	213,4	2,21	388,1		2,00
27 а	270	82	7,5	12,5	12,5	6,25	39,27	30,83	323,1	4362,0	10,54	35,5	215,6	2,34	393,9		2,13
27 б	270	84	9,5	12,5	12,5	6,25	44,67	35,07	347,4	4690,1	10,25	37,72	239,2	2,31	428,2		2,06
27 с	270	86	11,5	12,5	12,5	6,25	50,07	39,30	371,7	5018,1	10,10	39,79	261,4	2,28	466,8		2,03
30 а	300	85	7,5	13,5	13,5	6,75	43,89	34,45	403,2	6047,9	11,72	41,10	259,5	2,43	466,5		2,17
30 б	300	87	9,5	13,5	13,5	6,75	49,59	39,16	433,2	6497,9	11,41	44,03	289,2	2,41	515,2		2,13
30 с	300	89	11,5	13,5	13,5	6,75	55,89	43,81	463,2	6947,9	11,15	46,38	315,8	2,38	559,7		2,09
33 а	330	88	8,0	14,0	14,0	7,0	49,50	38,70	489,5	8076,8	12,80	46,65	307,5	2,50	547,6		2,21
33 б	330	90	10,0	14,0	14,0	7,0	55,90	43,88	525,8	8675,7	12,46	49,32	338,1	2,46	593,7		2,14
33 с	330	92	12,0	14,0	14,0	7,0	62,50	49,06	562,1	9274,7	12,18	51,81	367,9	2,43	643,2		2,10
36 а	360	96	9,0	16,0	16,0	8,0	60,89	47,80	659,7	11874,2	13,97	63,54	455,0	2,73	818,1		2,14
36 б	360	98	11,0	16,0	16,0	8,0	68,09	53,45	702,9	12651,9	13,63	66,85	496,7	2,70	880,1		2,37
36 с	360	100	13,0	16,0	16,0	8,0	75,29	59,10	746,1	13429,4	13,36	70,02	536,4	2,67	947,9		2,31
40 а	400	100	10,5	18,0	18,0	9,0	75,05	58,91	878,9	17577,9	15,30	78,83	592,0	2,81	1067,7		2,49
40 б	400	102	12,5	18,0	18,0	9,0	83,05	65,19	932,2	18644,5	14,98	82,52	640,0	2,78	1135,6		2,44
40 с	400	104	14,5	18,0	18,0	9,0	91,05	71,47	985,6	19711,2	14,71	86,19	687,0	2,75	1220,7		2,42

233

напряженное растянутой зоной осью $y-y$

§ 4. ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ

Поперечный изгиб вызывается действием сил, приложенных в плоскости симметрии балки перпендикулярно к ее оси (рис. IV—33). В этом случае ось балки изгибается в плоскости действия сил. Такой изгиб балки называется простым или плоским.

Поперечная сила Q любого сечения равна и параллельна равнодействующей всех внешних сил, действующих по одну сторону от дан-

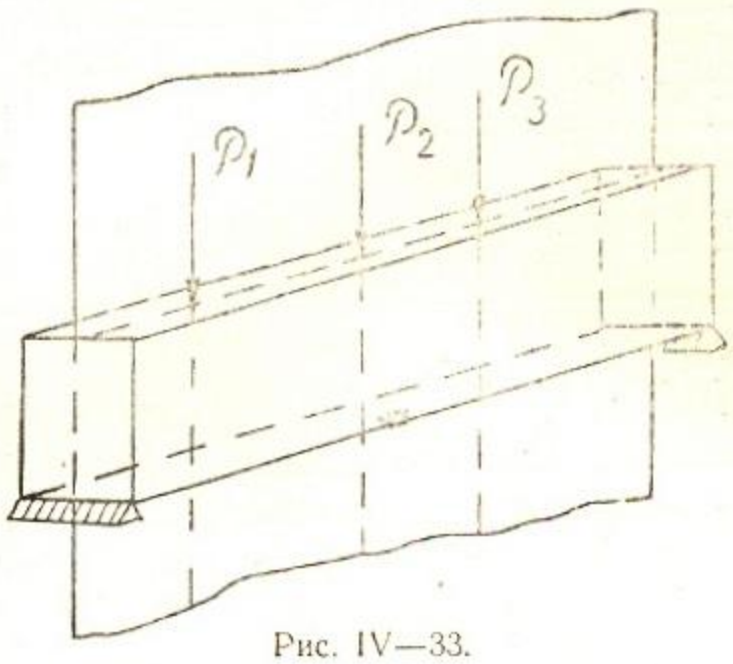


Рис. IV—33.

ного сечения. Условно считается, что сила Q положительна, если пара сил, образованная силой Q и равнодействующей внешних сил, положительна.

Изгибающий момент (M) в сечении — алгебраическая сумма моментов всех внешних сил, действующих по одну сторону от заданного сечения, относительно центра тяжести данного сечения. Момент считается положительным, когда он имеет стремление повернуть левую часть балки по движению часовой стрелки. Для правой части балки знаки моментов меняются на обратные.

Пример. На балку пролетом $l_м$ действует сосредоточенная сила $P_м$ и равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $q\frac{m}{м}$. (рис. IV—34). Требуется по уравнениям поперечной силы и изгибающего момента построить эпюры изгибающего момента и поперечной силы.

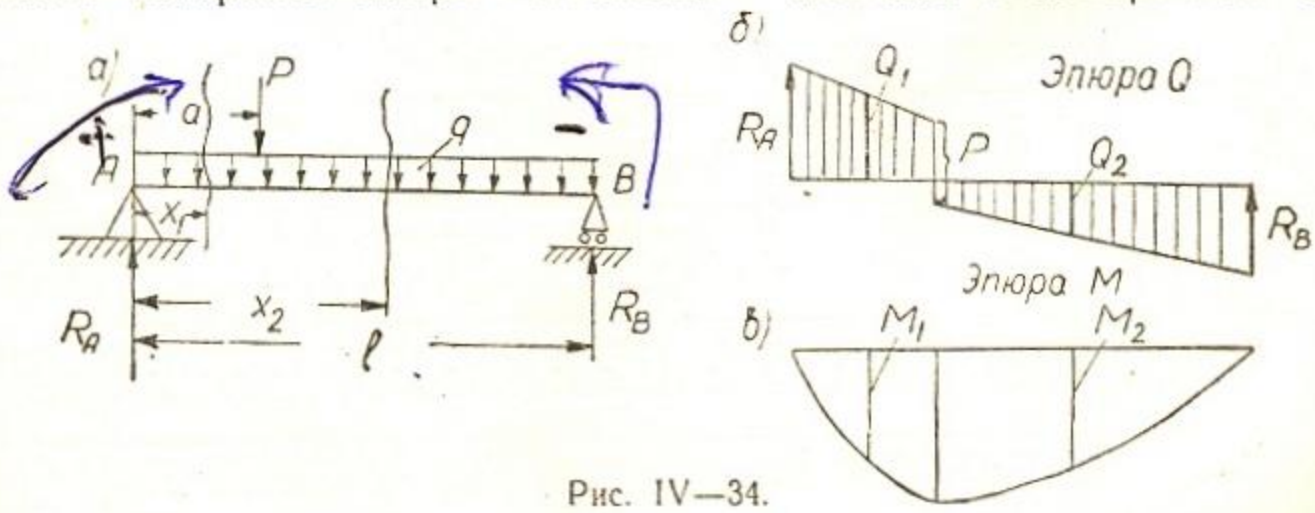


Рис. IV—34.

Для определения опорных реакций составляют уравнения статики:

$$\Sigma m_B = R_A\, l - P(l-a) - ql\,\frac{l}{2} = 0, \qquad (1)$$

$$\Sigma m_A = -R_b\, l + ql\,\frac{l}{2} + Pa = 0. \qquad (2)$$

Из уравнения (1): $R_A = \frac{ql}{2} + \frac{P(l-a)}{l}$;

Из уравнения (2): $R_B = \frac{ql}{2} + \frac{Pa}{l}$.

Для поперечных сил и изгибающих моментов, соответственно по участкам, составляют уравнения:

$$Q_1 = R_A - qx_1$$

$$Q_2 = R_A - qx_2 - P$$

$$M_1 = R_A x_1 - \frac{qx_1^2}{2}$$

$$M_2 = R_A x_2 - \frac{qx_2^2}{2} - P(x_2 - a).$$

Задавая граничные условия для x-ов, по этим уравнениям строят эпюры (рис. IV—34 *б* и *в*).

Между нагрузкой, поперечными силами и изгибающими моментами для прямого стержня существуют дифференциальные зависимости:

$$Q = \frac{dM}{dx}, \qquad \text{(IV—53)}$$

$$q = -\frac{dQ}{dx}. \qquad \text{(IV—54)}$$

где M — изгибающий момент,
Q — поперечная сила,
q — интенсивность нагрузки.

Частный случай плоского изгиба, при котором в сечениях балки возникает только изгибающий момент, а поперечная сила отсутствует (рис. IV—35), называется чистым изгибом.

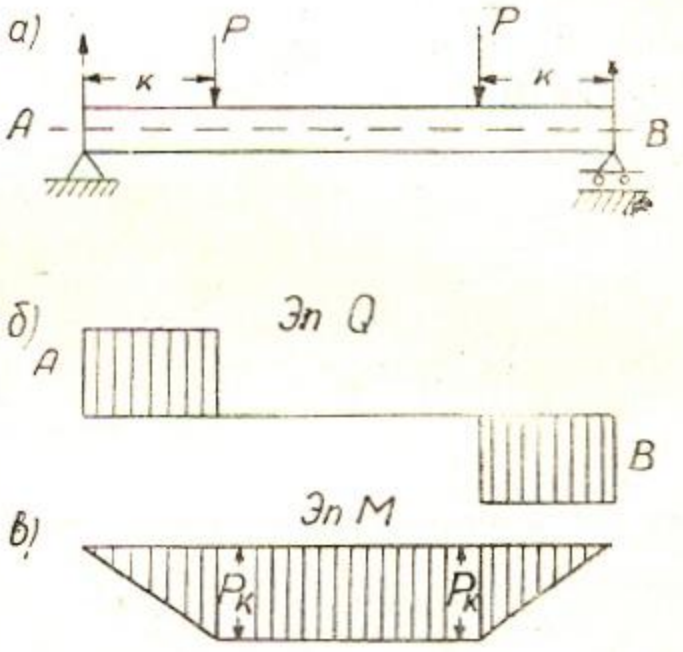


Рис. IV—35.

На рис. IV—35*а* участок балки СД испытывает чистый изгиб. Он возможен, если пренебречь собственным весом балки и подвергнуть ее действию двух пар сил, равных по величине и противоположных по направлению.

Здесь σ — нормальные напряжения, возникающие при изгибе балки. На участке балки, испытывающей чистый изгиб, величина изгибающего момента постоянна (рис. IV—35*в*).

1. Нормальные напряжения при изгибе

В изгибаемой балке (рис. IV—36*а*) волокна на выпуклой стороне растягиваются, а на вогнутой сжимаются. Слой волокон, расположенный на уровне центра тяжести сечения, не меняет своей длины, не растягивается, и не сжимается, а только искривляется. Такой слой называется нейтральным. Линия пересечения нейтрального слоя $y - y$ с плоскостью поперечного сечения балки называется нейтральной осью (рис. IV—36*б*). Волокна изгибаемой балки в сжатой и в растянутой зонах испытывают соответственно сжатое и растянутое напряженное

состояние, которое характеризуется нормальными напряжениями в поперечных сечениях. Нормальные напряжения при чистом изгибе балки определяются формулой:

$$\sigma = \frac{M_x}{J_y} z, \qquad \text{(IV—55)}$$



Рис. IV—36.

где M_x — изгибающий момент; z — расстояние от нейтральной оси до рассматриваемой элементарной площади сечения; J_y — момент инерции сечения относительно нейтральной оси.

Нормальные напряжения при изгибе балки изменяются по закону прямой (рис. IV—36 *в*). Формула (IV—55), полученная для случая чистого изгиба, справедлива и при действии поперечной силы в сечении балки. Если сечение балки несимметрично относительно нейтральной оси, то напряжение в крайних волокнах такой балки определяются по формулам

$$\sigma_1 = \frac{M_x}{J_y} h_1 \qquad \text{(IV—56)}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_x}{J_y} h_2. \qquad \text{(IV—57)}$$

Для определения поперечных сечений балок на прочность при изгибе пользуются следующим расчетным уравнением

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{w_y} \leqslant [\sigma], \qquad \text{(IV—58)}$$

где $[\sigma]$ — допускаемое нормальное напряжение при изгибе;

$w = \frac{J_y}{z_{max}}$ — момент сопротивления сечения;

z_{max} — расстояние до наиболее удаленных волокон сечения.

2. Касательные напряжения при изгибе

При изгибе в поперечных сечениях балок возникают, кроме нормальных, касательные напряжения, вызываемые действием поперечной силы.

Величина касательных напряжений, возникающих при изгибе, обычно незначительна. Однако на практике могут быть положения, когда при большой поперечной силе изгибающий момент невелик. В этих случаях величина касательных напряжений может оказаться решающей для определения поперечных размеров балки. Поэтому параллельно проверке прочности материала по наибольшим нормальным напряжениям (IV—58), производится также проверка прочности материала по наибольшим касательным напряжениям, по формуле:

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max} S_{max}}{J_y b} \leqslant [\tau], \qquad \text{(IV—59)}$$

где Q_{max} — наибольшее значение поперечной силы по длине балки; S_{max} — максимальный статический момент части площади поперечного сечения балки, которая лежит выше рассматриваемой площадки, относительно нейтральной оси $y-y$ (рис. IV—37); J_y — момент инерции всего поперечного сечения относительно нейтральной оси $y-y$; b — ширина сечения на уровне максимального касательного напряжения.

Законы распределения нормальных и касательных напряжений для наиболее часто встречающихся видов сечений даны в табл. IV—16.

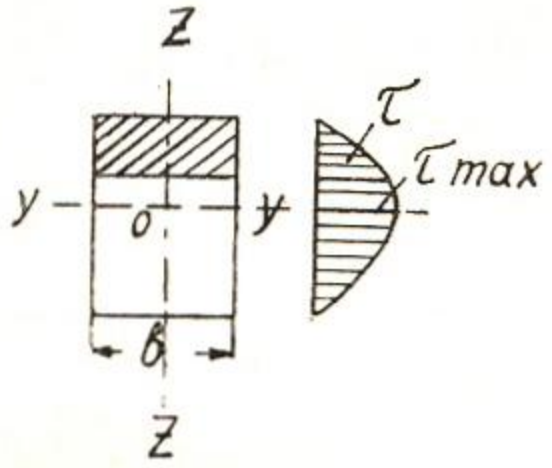


Рис. IV—37.

3. Графоаналитический метод определения прогибов и углов поворота сечений в изгибаемых балках

Кривая, в которую обращается первоначальная ось балки под действием внешних сил, называется изогнутой осью балки или упругой линией (рис. IV—38а). Перемещение y_k центра тяжести сечения по направлению, перпендикулярному первоначальному положению оси балки, называется прогибом балки в этом сечении.

Угол Θ_k, на который каждое сечение поворачивается по отношению к своему первоначальному положению, называется углом поворота сечения.

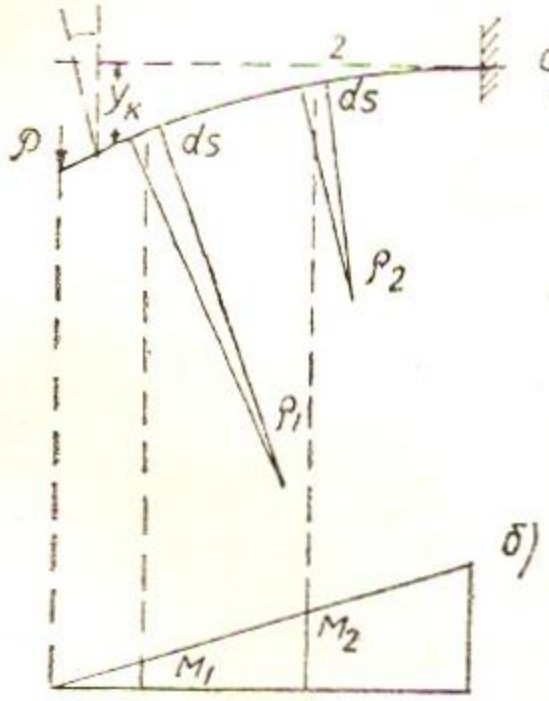


Рис. IV—38.

Между изгибающим моментом (M), жесткостью балки (EI) и кривизной $\left(\frac{1}{\rho}\right)$ существует следующая зависимость:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_x}{EI_y}, \qquad \text{(IV—60)}$$

где ρ — радиус кривизны участка (ds) изогнутой балки.

Из этого выражения видно, что в балках с постоянным сечением по всей ее длине кривизна упругой линии увеличивается с увеличением изгибающего момента (рис. IV—38б).

При вычислении прогибов и углов поворота сечений в изгибаемой балке графоаналитическим методом условно принимают кривизну $\frac{M}{EI}$ за фиктивную нагрузку.

Формулы для определения перемещений пишутся в виде:

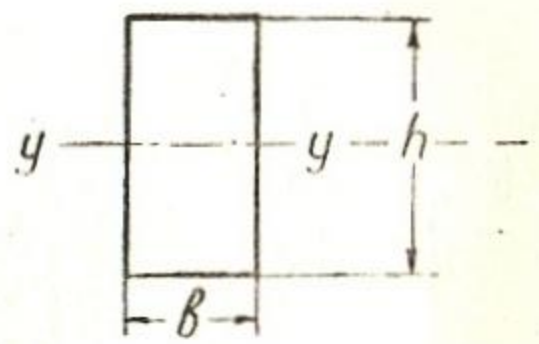
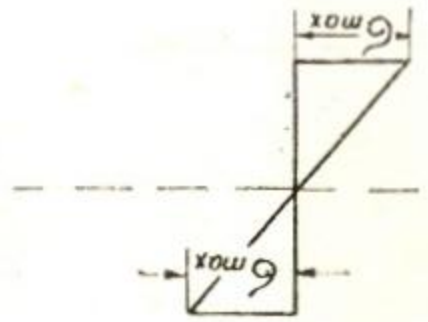
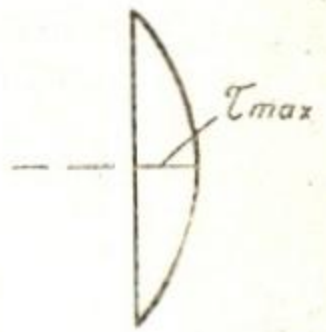
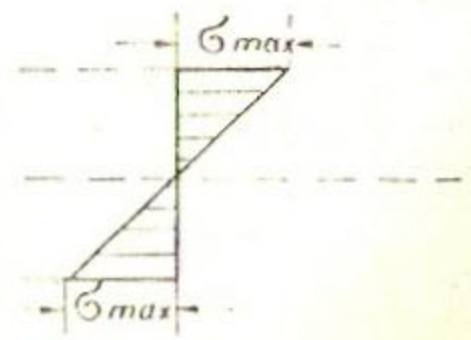
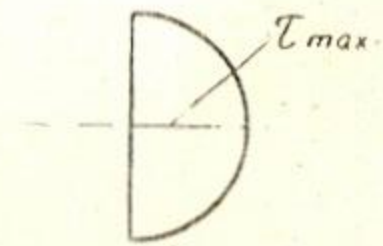
$$y = M_\phi, \qquad \text{(IV—61)}$$

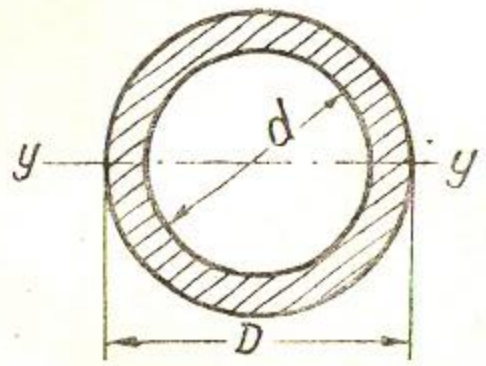
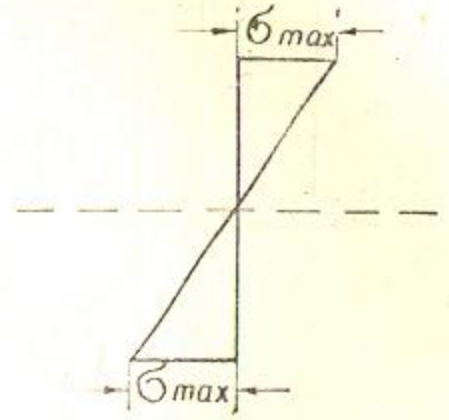
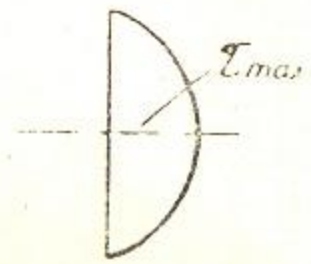
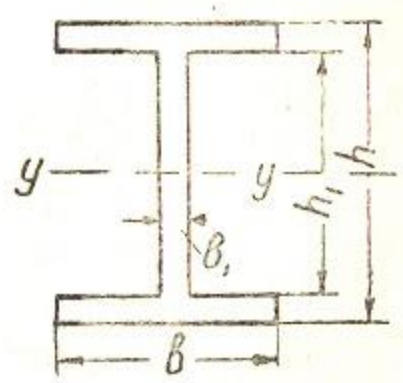
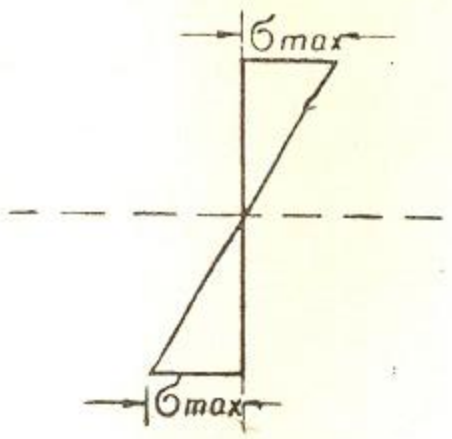
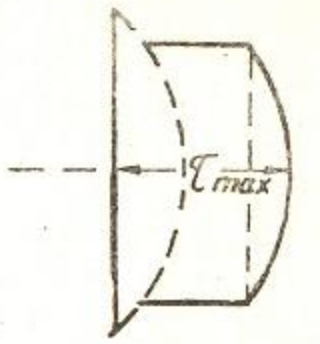
$$\theta = Q_\phi, \qquad \text{(IV—62)}$$

где M_ϕ — изгибающий момент от фиктивной нагрузки; Q_ϕ — поперечная сила от фиктивной нагрузки.

Для определения перемещений графоаналитическим методом необходимо выполнить следующие операции:

Таблица IV — 16

Сечение	Эпюра σ	Эпюра τ
Прямоугольное $\tau_{max} = \frac{3}{2}\frac{Q_{max}}{bh}$			
Круглое $\tau_{max} = \frac{4}{3}\frac{Q_{max}}{F}$			

Сечение		Эпюра σ	Эпюра τ
Трубчатое $\tau_{max} = 2\frac{Q_{max}}{F}$			
Двутавровое $\tau_{max} = \frac{Q_{max}}{b_1 I_y}\left[\frac{bh^2}{8} - \frac{h_1^2}{8}(b - b_1)\right]$			

а) построить эпюру изгибающего момента M для заданной балки;

б) ординаты эпюры M разделить на EI и принять за фиктивную нагрузку;

в) подвести опоры для балки с фиктивной нагрузкой и определить фиктивные опорные реакции;

г) вычислить величину фиктивного изгибающего момента M_ϕ в том сечении, для которого определяется прогиб;

д) вычислить величину фиктивной поперечной силы Q_ϕ для того сечения, в котором определяется угол поворота.

Из формул IV—61 и IV—62 вытекают следующие условия образования фиктивных балок:

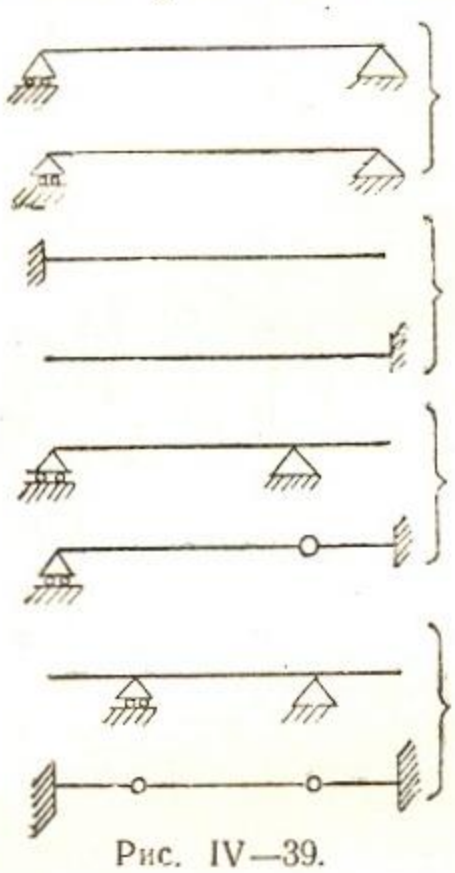


Рис. IV—39.

1. Если прогиб действительной балки y равен нулю, то в том же сечении фиктивной балки фиктивный изгибающий момент должен быть равен нулю.

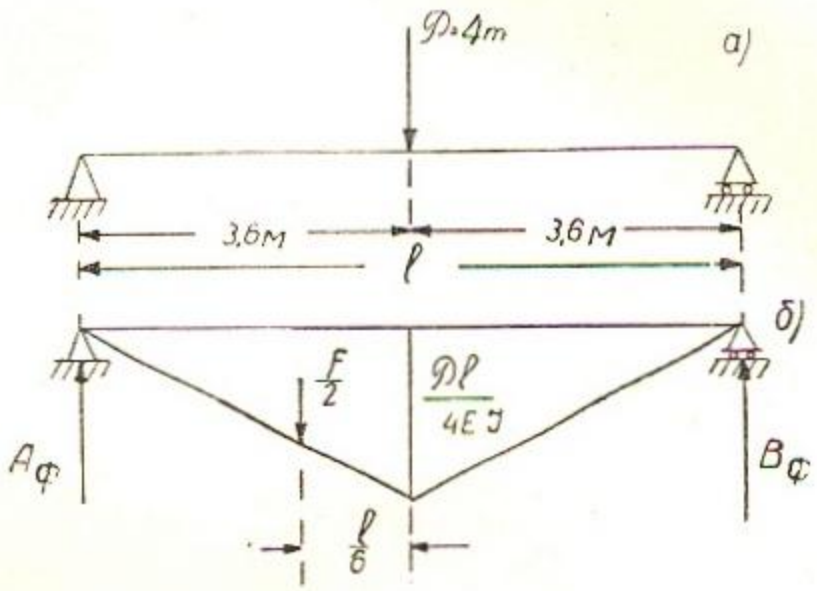


Рис. IV—40.

2. Если угол поворота действительной балки θ равен нулю, то в том же сечении фиктивной балки фиктивная поперечная сила должна быть равна нулю

3. Если прогиб или угол поворота действительной балки не равен нулю, то соответствующие им M_ϕ или Q_ϕ так же не должны быть равны нулю.

На рис. IV—39 приведены сочетания действительных и фиктивных балок.

Пример. Требуется определить прогиб в середине пролета и углы поворота концевых сечений двутавровой балки, нагруженной согласно схемы на рис. IV—40 а. Допускаемое напряжение $[\sigma] = 1600$ кг/см^2, модуль упругости $E = 2 \cdot 10^6$ кг/см^2;

Строят эпюру M (рис. IV—40 б), делят ее ординаты на поперечную жесткость балки EI и принимают за фиктивную нагрузку.

Определяют полную фиктивную нагрузку на балку:

$$F = \frac{1}{2} \cdot \frac{Pl}{4EI} \cdot l = \frac{Pl^2}{8EI}.$$

В силу симметрии нагрузки фиктивные опорные реакции будут равны между собой:

$$A_\phi = B_\phi = \frac{F}{2} = \frac{Pl^2}{16EI}.$$

Величины фиктивных опорных реакций представляют собой фиктивные поперечные силы в концевых сечениях балки или, что одно и то же, их углы поворота.

$$\theta_A = A_\phi = \frac{Pl^2}{16EI} \text{(рад)}, \qquad \theta_b = B_\phi = \frac{Pl^2}{16EI} \text{ (рад.)}.$$

Определив фиктивный изгибающий момент в середине пролета, получают прогиб в этом сечении

$$y\,\frac{l}{2} = M_\phi = A_\phi \cdot \frac{l}{2} - \frac{F}{2} \cdot \frac{l}{6} = \frac{Pl^2}{48EI}.$$

Для получения цифровых значений подбирают сечение двутавровой балки.

Действительный наибольший изгибающий момент в середине пролета равен:

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4} = 720\,000 \text{ кг/см}.$$

Необходимый момент сопротивления сечения согласно (IV—58):

$$W = \frac{M_{\max}}{[\sigma]} = \frac{720\,000}{1600} = 450 \text{ см}^3.$$

По сортаменту ГОСТ 8239—56 принимают балку № 30; $CW_y = 472$ см^3, $J_y = 2370$ см^4.

Балка будет работать с фактическим напряжением $\sigma_\phi = \frac{7\,200\,000}{472} = 1546$ кг/см^2, процент недонапряжения равен:

$$\frac{1600 - 1546}{1600}\,100 = 3{,}4 < 5\%.$$

По техническим условиям проектирования допускается перенапряжение или недонапряжение до 5%. Таким образом, угол поворота концевых сечений в градусах будет равен:

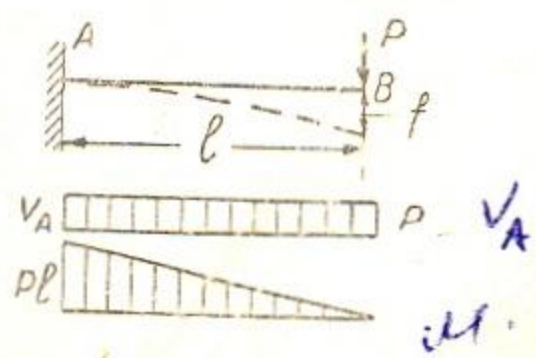
$$\theta_A = \theta_B = \frac{Pl^2}{16EI} \cdot \frac{180^\circ}{3{,}14} = 0{,}002.$$

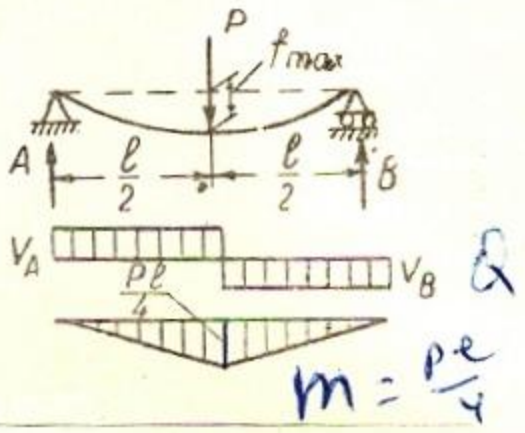
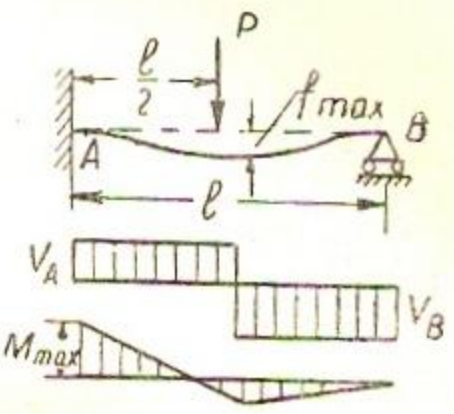
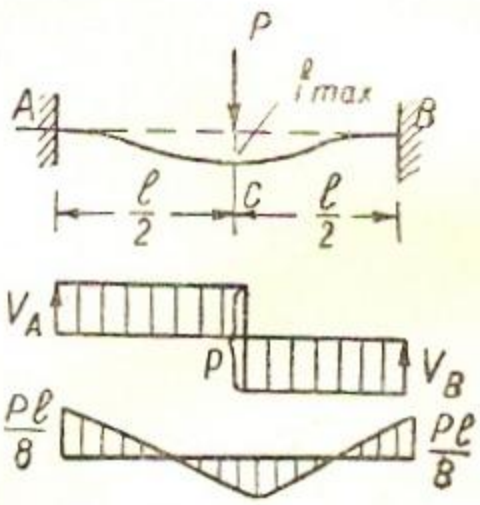
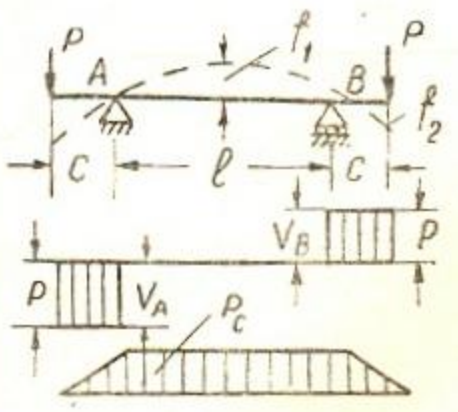
Прогиб в середине пролета балки равен

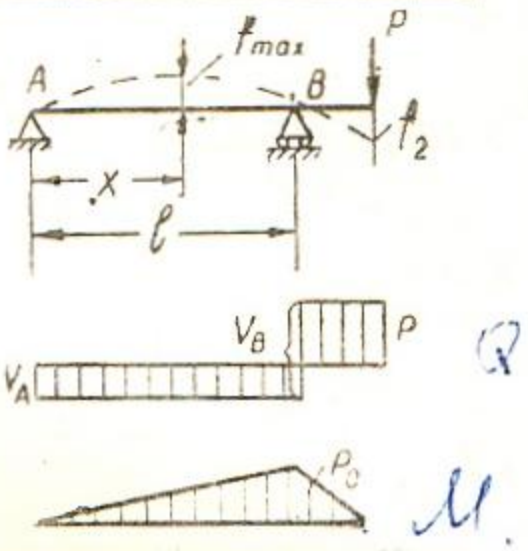
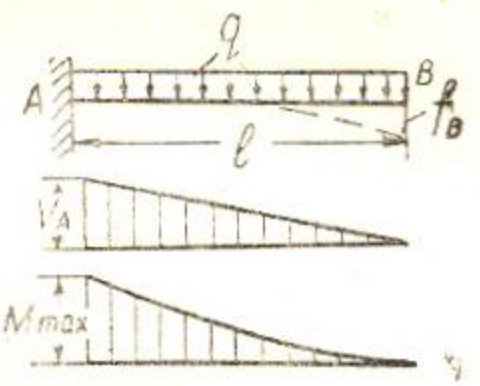
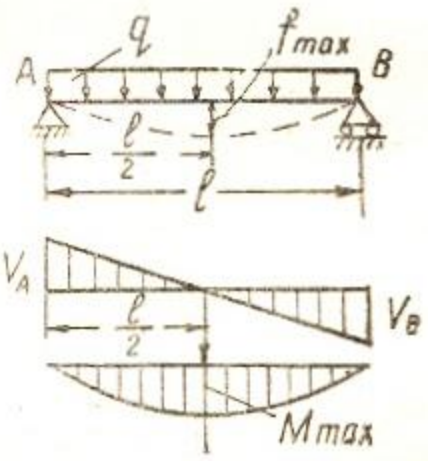
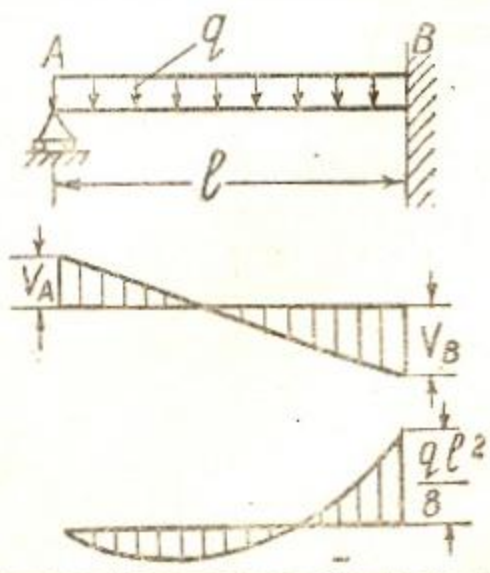
$$y_{\frac{l}{2}} = \frac{Pl^3}{48EJ} = \frac{4000 \cdot 720^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 2370} = 6{,}5 \text{ см}.$$

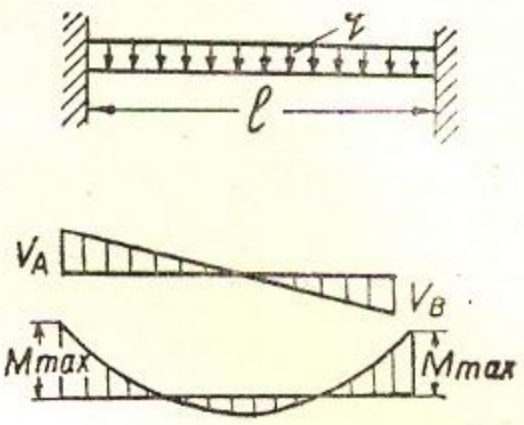
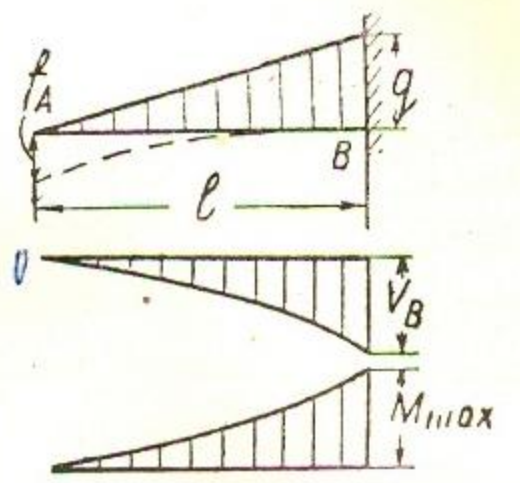
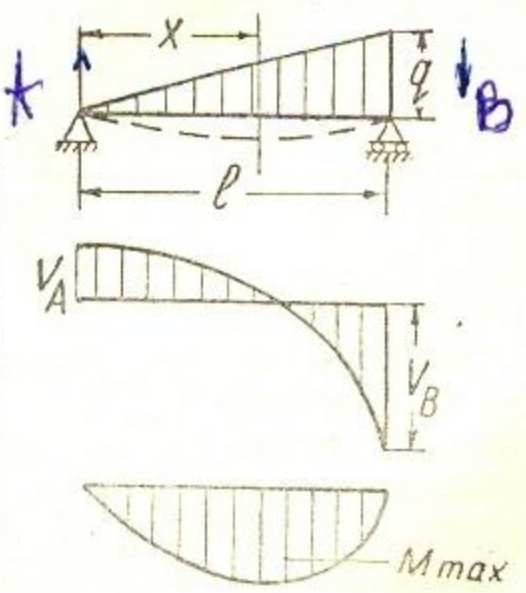
Формулы для расчета балок в наиболее часто встречающихся случаях действия нагрузок приведены в табл. IV—17.

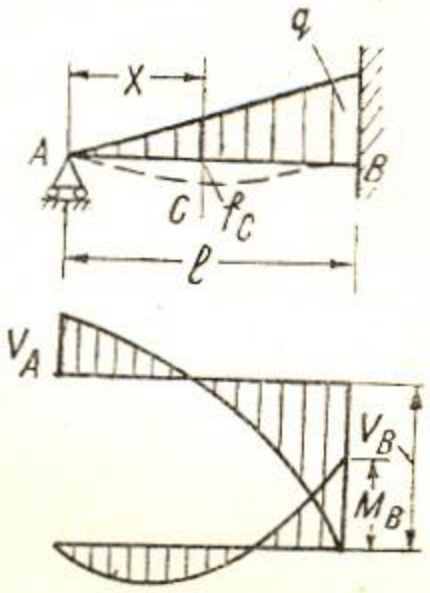
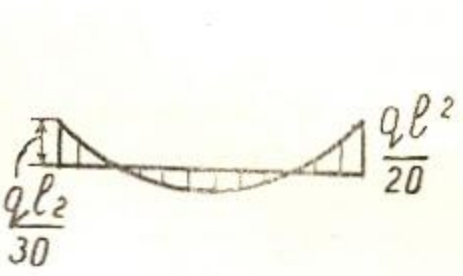
Таблица IV—17

Балка и нагрузка	Опорные реакции, максимальный изгибающий момент. Прогиб	Допускаемая нагрузка. Необходимый момент сопротивления	Расчетная схема с эпюрами Q и M
Балка, защемленная одним концом, опасное сечение у точки A	$V_A = P$ $M_{\max} = Pl$ $f_{\max} = f_B = \frac{Pl^3}{3EJ}$	$P = \frac{[\sigma] \cdot W}{l}$ $W = \frac{Pl}{[\sigma]}$	

Балка и нагрузка	Опорные реакции, максимальный изгибающий момент. Прогиб	Допускаемая нагрузка. Необходимый момент сопротивления	Расчетная схема с эпюрами Q и M
Балка, свободно-лежащая на опорах, опасное сечение посередине	$V_A = V_B = \frac{P}{2}$ $M_{max} = \frac{Pl}{4}$ $f_{max} = f_c = \frac{Pl^3}{48EI}$	$P = 4\frac{\lvert\sigma\rvert W}{l}$ $W = \frac{Pl}{4\lvert\sigma\rvert}$	
Полузащемленная балка, опасное сечение у точки A	$V_A = \frac{5}{16}P; V_B = \frac{11}{16}P$ $M_{max} = \frac{39l}{16}$ $f_{max} = \sqrt{\frac{1}{5}} \cdot \frac{Pl^3}{48EI}$	$P = \frac{16}{3} \cdot \frac{\lvert\sigma\rvert W}{l}$ $W = \frac{3}{16} \cdot \frac{Pl}{\lvert\sigma\rvert}$	
Защемленная балка, опасное сечение у точек A, B, C	$V_A = V_B = \frac{P}{2}$ $M_{max} = \frac{Pl}{8}$ $f_{max} = \frac{Pl^3}{192EI}$	$P = 8\frac{\lvert\sigma\rvert W}{l}$ $W = \frac{Pl}{8\lvert\sigma\rvert}$	
Балка, свободно-лежащая на опорах со свисающими консолями. Опасное сечение в любом месте между точками A и B	$V_A = V_B = P$ Для участка AB: $M = P \cdot c = \text{const}$ $f_1 = \frac{Pl^3}{8EI} \cdot \frac{c}{l}$ $f_2 = \frac{Pc^2}{3EI}\left(c + \frac{3l}{2}\right)$	$P = \frac{\lvert\sigma\rvert W}{c}$ $W = \frac{Pc}{\lvert\sigma\rvert}$	

Балка и нагрузка	Опорные реакции, максимальный изгибающий момент. Прогиб	Допускаемая нагрузка. Необходимый момент сопротивления	Расчетная схема с эпюрами Q и M
Балка, свободно лежащая на опорах, с одним свисающим концом. Опасное сечение в точке B	$V_A = -\frac{Pc}{l}$ $V_B \frac{P(l+c)}{l}$ $M_B = Pc$ $f_2 = \frac{P}{EI} \frac{(l+c)\,c^2}{3}$ при $x = \frac{l}{3} = 0{,}577l$: $f_1 = \frac{Pl^2}{EI 9\sqrt{3}}$	$P = \frac{\lvert\sigma\rvert \cdot W}{c}$ $W = \frac{Pc}{\lvert\sigma\rvert}$	
Балка, защемленная одним концом. Опасное сечение у точки A	$V_A = ql$ $M_{max} = \frac{q\,l^2}{2}$ $f_B = \frac{q\,l^4}{8EI}$	$q = 2\frac{\lvert\sigma\rvert\, W}{l^2}$ $W = \frac{q\,l^2}{2\lvert\sigma\rvert}$	
Балка, свободно лежащая на опорах, загруженная равномерно распределенной нагрузкой. Опасное сечение посередине балки.	$V_A = V_B = \frac{ql}{2}$ $M_{max} = \frac{ql^2}{8}$ $f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q\,l^4}{EI}$	$q = 8\frac{\lvert\sigma\rvert \cdot W}{l^2}$ $W = \frac{ql^2}{8\lvert\sigma\rvert}$	
Полузащемленная балка, загруженная равномерно-распределенной нагрузкой. Опасное сечение у точки B.	$V_A = \frac{3}{8}ql$; $V_B = \frac{5}{8}ql$ $M_{max} = \frac{q\,l^2}{8}$ $f_{max} = \frac{q\,l^4}{185EI}$	$q = 8\frac{\lvert\sigma\rvert W}{l^2}$ $W = \frac{ql^2}{8\lvert\sigma\rvert}$	

Балка и нагрузка	Опорные реакции, максимальный изгибающий момент. Прогиб	Допускаемая нагрузка. Необходимый момент сопротивления.	Расчетная схема с эпюрами Q и M
Балка, защемленная с обоих концов. Опасное сечение у точек A и B	$V_A = V_B = \frac{ql}{2}$ $M_{max} = \frac{ql^2}{12}$ $f_{max} = \frac{ql^4}{384EI}$	$q = 12\frac{\lvert\sigma\rvert W}{l^2}$ $W = \frac{ql^2}{12\lvert\sigma\rvert}$	
Балка, защемленная одним концом, загруженная сплошной нагрузкой по треугольнику. Опасное сечение у точки B.	$V_B = \frac{ql}{2} = P$ $M_{max} = -\frac{Pl}{3}$ $f = \frac{Pl^3}{15EI}$	$P = 3\frac{\lvert\sigma\rvert W}{l}$ $W = \frac{Pl}{3\lvert\sigma\rvert}$	
Балка, свободнолежащая на опорах, загруженная сплошной нагрузкой по треугольнику. Опасное сечение при $X = 0{,}5774\ l$	$V_A = \frac{ql}{6} = \frac{P}{3}$; $B = \frac{2}{3}P$ $M_{max} = 0{,}128Pl$ $f_{max} = 0{,}01304\frac{Pl^3}{EI}$	$P = 7{,}794\frac{\lvert\sigma\rvert W}{l}$ $W = \frac{Pl}{7{,}794\lvert\sigma\rvert}$	

Балка и нагрузка	Опорные реакции, максимальный изгибающий момент. Прогиб	Допускаемая нагрузка. Необходимый момент сопротивления	Расчетная схема с эпюрами Q и M
Полузащемленная балка. Опасное сечение у точки B. Точка перегиба при $X = 0{,}775\ l$.	$V_A = \frac{1}{5}P; V_B = \frac{4}{5}P$ $M_{max} = M_B = -\frac{Pl}{7{,}5}$ $M_c = 0{,}0596Pl$ при $x = 0{,}447l$ $f_c = \frac{1}{209{,}63} \cdot \frac{Pl^3}{EI}$	$P = 7{,}5\frac{\lvert\sigma\rvert W}{l}$ $W = \frac{Pl}{7{,}5\lvert\sigma\rvert}$	
Балка защемленная. Опасное сечение у точки B. Точка перегиба при $x = 0{,}237\ l$ и $x = 0{,}808\ l$	$V_A = 0{,}3P;\ V_B = 0{,}7\ P = 0{,}5\ q$ $M_{max} = M_B = -0{,}1Pl$ $M_A = -\frac{Pl}{15}; M_D = \frac{Pl}{23{,}3}$ при $x_c = 0{,}525l$ $f_c = \frac{1}{382}\frac{Pl^3}{EI}$	$P = 10\frac{\lvert\sigma\rvert W}{l}$ $W = \frac{Pl}{10\lvert\sigma\rvert}$	

4. Графический способ определения опорных реакций и построения эпюр поперечной силы, изгибающего момента

Пример 1. Графическим способом определить опорные реакции, построить эпюры M и Q для схемы, изображенной на рис. IV—41. Величина опорной реакции R_A в плане сил отсекается лучами $1—S$. Здесь S — замыкающая сторона веревочного многоугольника. Опорная реакция R_B.

Изгибающий момент в сечении К определяется произведением y_k, на полюсное расстояние H, то есть $M_k = y_k \cdot H$. Поперечная сила в этом сечении Q_k. Графические построения производятся в принятом масштабе сил и длин.

Пример 2. Графическим способом определить опорные реакции, а также величины M, Q и N (продольную силу в сечении „K“) трехшарнирной рамной конструкции, изображенной на рис. IV—42a.

Опорные реакции R_A и R_B по величине находятся из треугольника сил, рис. IV—42$б$. Линия действия их определяется пересечением

трех сил R_A, R_B и P в точке F. Изгибающий момент равен произведению реакции R_A на плечо h, то есть $M_k = K_A \cdot h$.

Величины Q_k и N_k определяются путем разложения R_A на перпендикулярное и продольное направления к отрезку $K—C$.

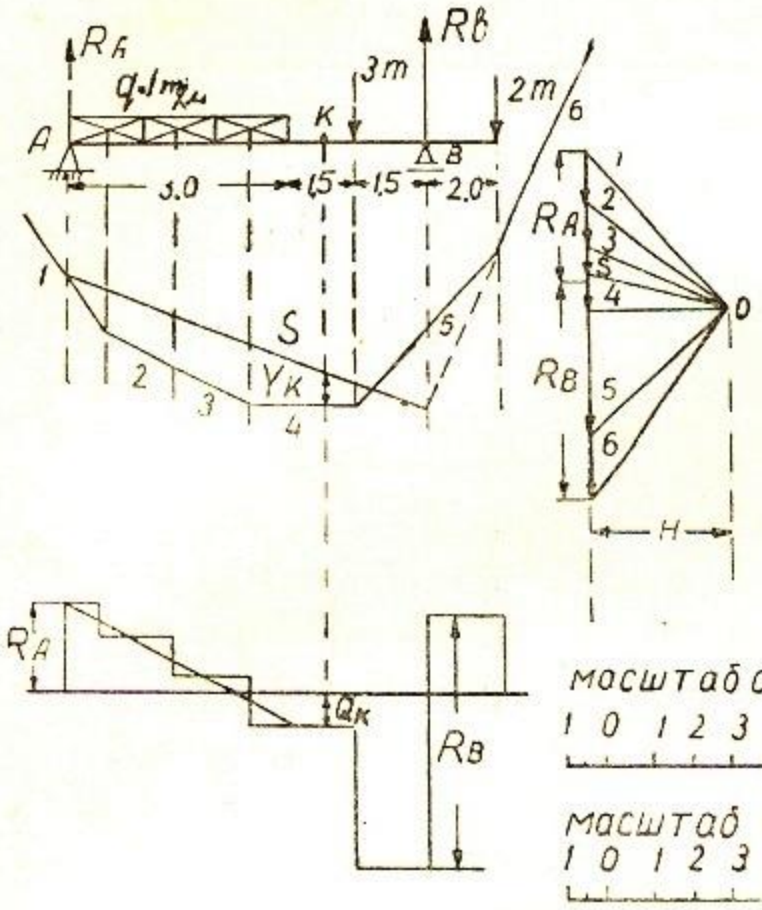


Рис. IV—41.

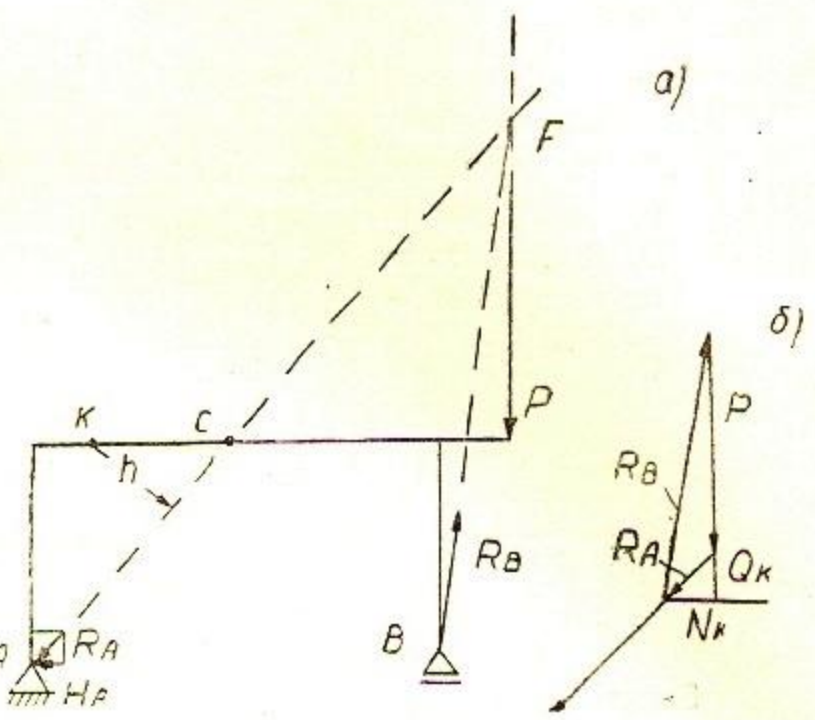


Рис. IV—42

§ 5. ПРОДОЛЬНЫЙ ИЗГИБ

Рассчитываемое сооружение должно обеспечивать условия прочности и устойчивости. Сжимаемый стержень, длина которого велика в сравнении с размерами его поперечного сечения, должен рассматриваться с учетом возможной потери устойчивости из-за продольного изгиба.

Наименьшее значение силы P, при которой прямолинейная форма может потерять устойчивость равновесия сжатого стержня, называется критической силой ($P_{кр}$), и определяется по формуле Эйлера:

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{(\mu l)^2}, \qquad (IV—63)$$

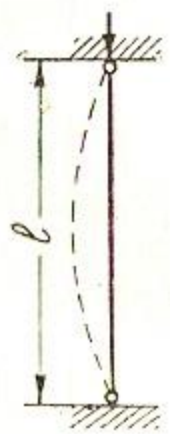
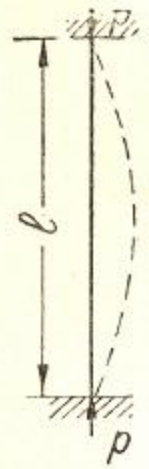
где E — модуль упругости материала; I_{min} — минимальный момент инерции поперечного сечения стержня; μ — коэффициент длины, характеризующий способ закрепления концов стержня, принимаемый согласно схемам, приведенным в табл. IV—18; μl — приведенная длина стержня.

Критическое напряжение, при котором происходит потеря устойчивости стержня, определяется из формулы Эйлера:

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \qquad (IV—64)$$

где $\lambda = \frac{\mu l}{i}$ — гибкость стержня; $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}}$ — радиус инерции; F — площадь поперечного сечения стержня.

Формула Эйлера дает правильные результаты лишь в тех случаях, когда напряжение от критической силы не превосходит величины предела пропорциональности материала стержня ($\sigma_{пц}$).

Способ закрепления концов стержня	Шарнирно-опертый на обоих концах	Заделанный на одном конце и свободный на другом	Жестко заделанный на обоих концах	Жестко заделанный на одном конце и шарнирно-опертый на другом
Графическое изображение случаев продольного изгиба				
Коэффициент длины, μ, равный	1	2	0,5	0,7
Критическая сила по Эйлеру	$P_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$	$P_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{4l^2}$	$P_{кр} = \frac{4\pi^2 EJ}{l^2}$	$P_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{(\mu l)^2}$

Формула Эйлера применима, если $\sigma_{кр} \leqslant \sigma_{пц}$. На практике пределы применимости формулы Эйлера устанавливают через гибкость стержня.

Пример. Требуется определить пределы применимости формулы Эйлера для стали марки Ст 3, $\sigma_{пц} = 2000$ кг/см², $E = 2 \cdot 10^6$ кг/см².

Очевидно, что граница применимости формулы Эйлера будет при $\sigma_{кр} = \sigma_{пц}$. Из формулы IV—64 получаем величину гибкости:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{пц}}} = \sqrt{\frac{9{,}87 \cdot 2 \cdot 10^5}{2000}} \approx 100,$$

таким образом, формула Эйлера применима, если гибкость стержня $\lambda \geqslant 100$. При другой величине предела пропорциональности, например, при $\sigma_{пц} = 3000$ кг/см² для стали Ст 5 формула Эйлера применима при $\lambda \geqslant 85$; для чугуна — при $\lambda \geqslant 80$; для сосны — при $\lambda \geqslant 110$. В случае неприменимости формулы Эйлера критические напряжения определяют по экспериментальным формулам Ф. С. Ясинского.

Например для строительной стали (Ст 3) при гибкости $\lambda < 100$;

$$\sigma_{кр} = (3387 - 14{,}83\lambda) \text{ кг/см}^2;$$

для чугуна при $\lambda < 80$

$$\sigma_{кр} = (7760 - 120\lambda + 0{,}50\lambda^2) \text{ кг/см}^2;$$

для дерева при $\lambda < 110$:

$$\sigma_{кр} = (293 - 1{,}94\lambda) \text{ кг/см}^2.$$

Определив величину критического напряжения, вычисляют величину критической силы по формуле

$$P_k = \sigma_k F. \qquad \text{(IV—65)}$$

При применении формулы Эйлера предполагается, что материал совершенно упругий, причем сжимающие напряжения $\sigma_{кр}$ не превосходят предела пропорциональности.

Допускаемое напряжение принимается

$$\sigma_{пр \cdot изг \cdot} = \varphi[\sigma], \qquad \text{(IV—66)}$$

где φ — коэффициент уменьшения допускаемого напряжения на сжатие $[\sigma]$, определяется в зависимости от гибкости и материала по табл. IV—19.

Таблица IV—19

Гибкость λ	Значения φ для					Гибкость λ	Значение φ для				
	дерева	чугуна	стали марок Ст 4, 3,2 ОС	стали марки Ст 5	спецстали		дерева	чугуна	стали марок Ст 4, 3, 2 ОС	стали марок Ст 5	спецстали
0	1,00	1,00	1,0	1,0	1,0	110	0,25	—	0,52	0,43	0,35
10	0,99	0,97	0,99	0,98	0,97	120	0,22	—	0,45	0,37	0,30
20	0,97	0,91	0,96	0,95	0,95	130	0,18	—	0,40	0,33	0,26
30	0,93	0,81	0,94	0,92	0,91	140	0,16	—	0,36	0,29	0,23
40	0,87	0,69	0,92	0,89	0,87	150	0,14	—	0,32	0,26	0,21
50	0,80	0,57	0,89	0,86	0,83	160	0,12	—	0,29	0,24	0,19
60	0,71	0,44	0,86	0,82	0,79	170	0,11	—	0,26	0,21	0,17
70	0,60	0,34	0,81	0,76	0,72	180	0,10	—	0,23	0,19	0,15
80	0,48	0,26	0,75	0,70	0,65	190	0,09	—	0,21	0,17	0,14
90	0,38	0,20	0,69	0,62	0,55	200	0,08	—	0,19	0,16	0,13
100	0,31	0,16	0,60	0,51	0,43						

Условие устойчивости при продольном изгибе определяют по формуле:

$$\sigma = \frac{P}{F} \leqslant \varphi [\sigma]. \qquad (IV-67)$$

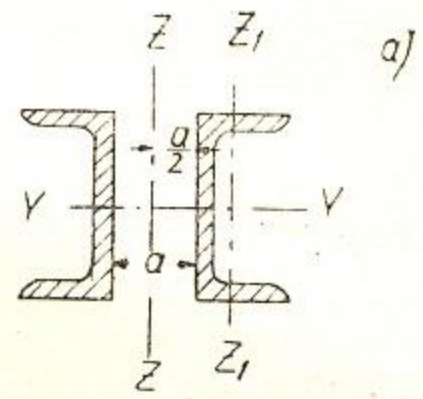
Расчет составных стоек должен удовлетворять двум условиям:

1. Составная стойка должна быть равноустойчива относительно главных осей инерции, то есть для поперечного сечения стойки должно соблюдаться равенство: $I_x = I_z$.

2. Гибкость отдельного элемента составной стойки на длине между накладками (или прокладками) должна равняться гибкости всей стойки на всей ее длине, то есть

$$\frac{l_1}{i_1} = \frac{l}{i}, \qquad (IV-68)$$

где l_1 — расстояние между накладками; i_1 — минимальный радиус инерции отдельного элемента.



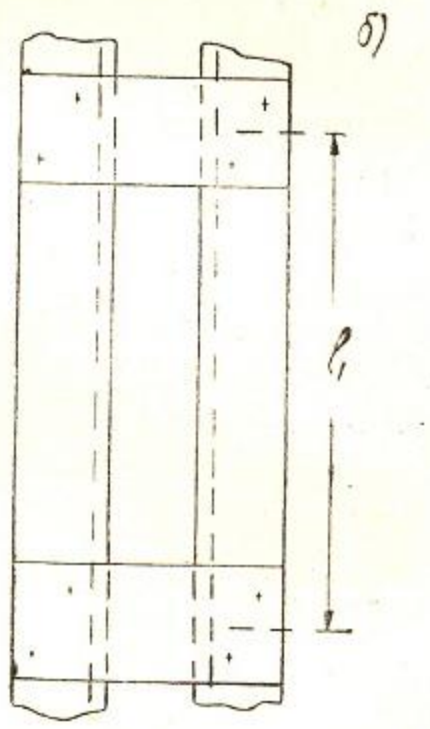


Рис. IV—43.

Пример 1. Длина шарнирно закрепленной на концах стойки $l = 3$ м. Материал — дерево; сечение — круглое, диаметром $d = 24$ см. Требуется определить допускаемую силу P, при $[\sigma] = 100$ кг/см^2.

Определяем последовательно.

Наименьший радиус инерции $i = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{\frac{\pi d^4}{64}}{\frac{\pi d^2}{4}}} = \frac{d}{4} = 6$ см.

Гибкость стойки $\lambda = \frac{\mu l}{i} = \frac{1 \cdot 300}{6} = 50$.

По таблице IV—19 находим коэффициент уменьшения $\varphi = 0{,}80$. Согласно формуле (IV—61) допускаемая сила равна $P = \varphi [\sigma] F = 0{,}80 \cdot 100 \cdot 452 = 36{,}16$ т.

Пример 2. Стойка длиной $l = 6$ м, жестко заделанная на нижнем конце и шарнирно опертая на верхнем ($\mu = 0{,}7$), нагружена сжимающей силой $P = 40$ т. Требуется подобрать сечение стойки из двух стальных швеллеров, соединенных между собой планками (рис. IV—43), определить необходимое расстояние (а) между швеллерами и потребное количество соединительных планок. Допускаемое напряжение $[\sigma] = 1400$ кг/см^2.

Момент инерции относительно оси y — y для сечения, составленного из двух швеллеров, определяется по номеру профиля; момент инерции относительно оси $Z - Z$ можно изменять, сближая или удаляя швеллеры один от другого. Поэтому следует подбирать сечение по моменту инерции относительно оси y—y, а затем выбрать такое расстояние между швеллерами, чтобы $I_z = I_y$.

Сначала принимаем некоторое, пока произвольное значение $\varphi = 0{,}5$. Тогда площадь для одного швеллера составит:

$$F = \frac{P}{2\varphi [\sigma]} = 28{,}6 \text{ см}^2.$$

Подбирают по табл. IV—15 швеллер № 20 а, для которого

$F = 28.83$ см^2, $I_y = 1780{,}4$ см^4; $i_y = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}} = 7.86$ см приведенная длина $\mu l = 0{,}7 \cdot 6 = 4{,}2$ м.

Гибкость $\lambda = \frac{\mu l}{i} = \frac{420}{7{,}86} = 54$.

Интерполируя данные табл. IV—19, находят:

$$\varphi_1 = 0{,}89 - \frac{(0{,}89 - 0{,}86)}{10} \cdot 4 = 0{,}88.$$

Расчетное напряжение будет равно:

$$\sigma = \frac{P}{2\varphi_1 F} = \frac{40000}{2 \cdot 0{,}88 \cdot 28{,}83} = 788{,}33 \text{ кг/см}^2 < 1400 \text{ кг/см}^2.$$

Получилось большое недонапряжение металла, поэтому берут второе приближение:

$$\varphi_2 = \frac{\varphi + \varphi_1}{2} = \frac{0{,}5 + 0{,}88}{2} = 0.69$$

определяют площадь сечения

$$F = \frac{20\,000}{1400 \cdot 0{,}69} = 20{,}8 \text{ см}^2.$$

Подбирают по табл. IV—15 швеллер № 14 а, для которого

$$F = 18\,51 \text{ см}^2;\ I_y = 563{,}7 \text{ см}^4;\ i_y = 5{,}52 \text{ см}.$$

Определяют гибкость стержня $\lambda = \frac{0{,}7 \cdot 600}{5{,}52} = 76$.

Интерполируя, находят по табл. IV—19 $\varphi_3 = 0{,}77$.

Затем вычисляют напряжение:

$$\sigma = \frac{20\,000}{18{,}51 \cdot 0{,}77} = 1410 \text{ кг/см}^2 > 1400 \text{ кг/см}^2.$$

Перенапряжение $1\% < 5\%$, допустимых по нормам. Поэтому можно остановиться на швеллере № 14а и подбор сечения считать законченным. Расстояние между швеллерами (а) определяют из условия, чтобы момент инерции относительно оси $Z - Z$ был не меньше момента инерции относительно оси у — у: $I_z = I_y$

или

$$2\left[I_{x_0} + F\left(\frac{a}{2} + Z_0\right)^2\right] = 2I_{y_0}.$$

откуда а = 7,08 см.

Расстояние между планками определяют из равенства (IV—68):

$$l_1 = \lambda i = 76 \cdot 1{,}7 = 128 \text{ см}.$$

На практике вычисленное расстояние округляют до целых чисел и полученное уменьшают в два раза.

Принятое расстояние между планками в 60 сантиметров определяет потребное число планок в 11 штук, то есть на единицу больше числа участков между планками.

§ 6. КРУЧЕНИЕ

1. Кручение стержней круглого сечения

Деформация кручения вызывается парами сил, лежащими в плоскостях, перпендикулярных к оси стержня (рис. IV—44).

Для круглого сечения ось стержня остается прямой, а поперечные сечения плоскими и радиусы не искривляются. Поперечные

сечения стержня поворачиваются около своих центров на углы тем больше, чем больше отстоит сечение от закрепленного конца. В любом поперечном сечении действуют только касательные напряжения. Угол, на который поворачивается вокруг оси одно сечение относительно другого, называется углом закручивания (φ).

Условие прочности на скручивание стержня круглого сечения определяется формулой:

$$\tau_{max} = \frac{M_{кр}}{W_p} \leqslant |\tau|, \qquad (IV-69)$$

где $|\tau|$ — допускаемое касательное напряжение; $M_{кр}$ — скручивающий момент; $W_p = \frac{\pi d^3}{16} \approx 0{,}2\,d^3$ — полярный момент сопротивления для круглого сплошного сечения; $W_p = \frac{0{,}2(D^4 - d^4)}{D}$ полярный момент сопротивления трубчатого сечения.

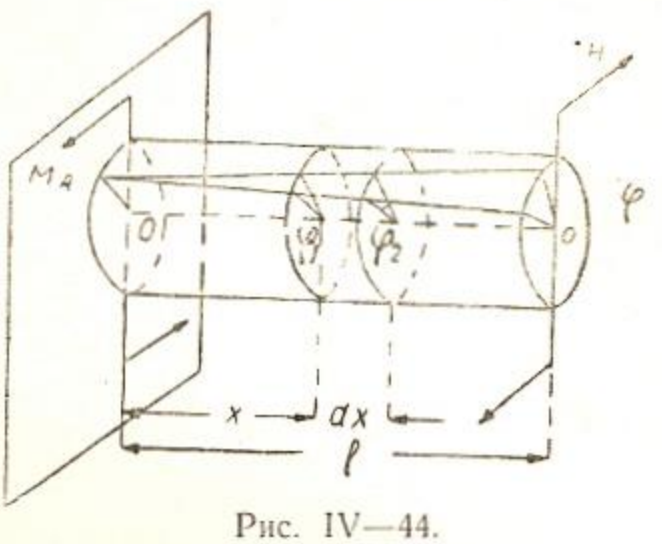


Рис. IV—44.

Выражение крутящего момента через мощность (N) машины и число оборотов в минуту:

$$M_{кр} = 716{,}2\,\frac{N}{n}\ кгм = 973{,}6\,\frac{K}{n}\ кгм, \qquad (IV-70)$$

где n — число оборотов в минуту; N — мощность в л. с.; K — мощность в квт.

Размеры вала следует определять не только из условия прочности (IV—69), но и из условия жесткости;

$$\varphi = \frac{M_{кр}}{G J_p} l \leqslant [\varphi], \qquad (IV-71)$$

где l — длина скручиваемого стержня; G — модуль упругости при сдвиге; J_p — полярный момент инерции; $|\varphi|$ — допускаемый угол закручивания.

Расчетной практикой выработаны высшие допустимые пределы для угла: в обычных условиях $|\varphi| = 0{,}3°$ на каждый метр длины вала; при переменных нагрузках $|\varphi| = 0{,}25°$; для внезапно (с ударом) меняющихся нагрузок $|\varphi| = 0{,}15°$.

Пример 1. Определить диаметр стального вала, передающего мощность $N = 120$ л. с. при $n = 60$ об/м. Допускаемое касательное напряжение $(\tau) = 400$ кг/см^2.

Из формулы IV—70 получают

$$M_{кр} = 143\,240 \text{ кг/см}.$$

По формуле IV—69 определяют диаметр вала:

$$d \geqslant \sqrt[3]{\frac{16 M_{кр}}{\pi |\tau|}} = 12{,}2 \text{ см}.$$

Пример 2. Для предыдущего решения проверяют величину угла закручивания вала на длине 1 м, модуль упругости принимают равным $G = 8 \cdot 10^5$ кг/см^2.

Получаю $\varphi = \frac{143\,240 \cdot 100 \cdot 32}{8 \cdot 10^5 \cdot 3{,}14 \cdot 12{,}2^4} = 0{,}0082$ радиана $= 0{,}47°$, что превышает допустимую норму $0{,}3°$ на 1 м.

Следовательно, найденный диаметр вала не пригоден. В таком случае определяют диаметр из условия жесткости (III—71)

$$d \geqslant \sqrt[4]{\frac{32M_{кр}\,l}{\pi\sigma\,|\varphi|}} = \sqrt[4]{\frac{32\cdot 143\,240\cdot 100\cdot 180}{3{,}14^2\cdot 8\cdot 10^5\cdot 0{,}3}} = 13{,}6 \text{ см}.$$

Здесь $|\varphi| = \frac{\pi\cdot 0{,}3^0}{180^0}$.

2. Кручение стержней прямоугольного сечения

В стержнях некруглого сечения после деформации поперечные сечения коробятся, а касательные напряжения распределяются по более сложному закону, чем для круглого сечения. По исследованиям Сен-Венана наибольшие касательные напряжения получаются в серединах длинных сторон (h) прямоугольника, то есть в точках A и B (рис. IV—45). Они выражаются формулой:

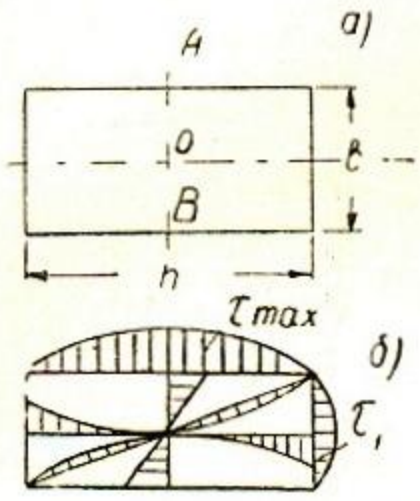


Рис. IV—45.

$$\tau_{max} = \frac{M_{кр}}{b^2 l\alpha}, \qquad (IV—72)$$

где b — ширина прямоугольника; h — его высота; α — коэффициент, зависящий от отношения $\frac{h}{b}$.

Угол закручивания на длине l определяется по формуле:

$$\varphi = \frac{M_{кр}\,l}{G\,b^4\beta}, \qquad (IV—73)$$

Здесь G — модуль упругости при сдвиге.

Касательное напряжение τ_1 в серединах коротких сторон определяется в зависимости от максимального напряжения на скручивание по формуле:

$$\tau_1 = \gamma\tau_{max}. \qquad (IV—74)$$

Значения коэффициентов α, β и γ для разных соотношений $\frac{h}{b}$ приведены в табл. IV—20.

Таблица IV—20

h/b	1	2	4	6	8	10	10
α	0,208	0,246	0,282	0,299	0,307	0,313	0,333
β	0,141	0,229	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333
γ	1	0,795	0,745	0,743	0,742	0,742	0,740

3. Расчет винтовых пружин

Материал винтовой пружины, при ее деформации, испытывает напряжения кручения (рис. IV—46). Расчет пружины на прочность производится по формуле:

$$\tau_{max} = \kappa\frac{16pD}{\pi d^3} \leqslant [\tau], \qquad (IV—75)$$

где К — поправочный коэффициент, учитывающий влияние перерезывания (изгиб стержня пружины, продольные деформации и др.). Поправочный коэффициент может быть взят по табл. IV—21.

Осадка пружины определяется по формуле:

$$\lambda = \frac{64\rho R^3 n}{\sigma d^4}, \qquad \text{(IV—76)}$$

где n — число витков; σ — модуль упругости при сдвиге; R — радиус винтовой оси пружины; d — диаметр поперечного сечения стержня пружины.

Винтовые пружины должны быть гибкими, поэтому для их изготовления берется закаленная сталь с очень высоким пределом упругости (40 ÷ 50) кг/мм².

В растянутых пружинах из хромованадиевой стали при $d = (12 \div 16)$ мм напряжения допускаются до 70 кг/мм².

Для фосфористой бронзы при $\sigma = 4400$ кг/см² и $d = 16$ мм допускают $|\tau| = 13$ кг/мм².

При непрерывно работающих пружинах (пружины клапанов) величины допускаемых напряжений понижаются на (60 ÷ 70) %.

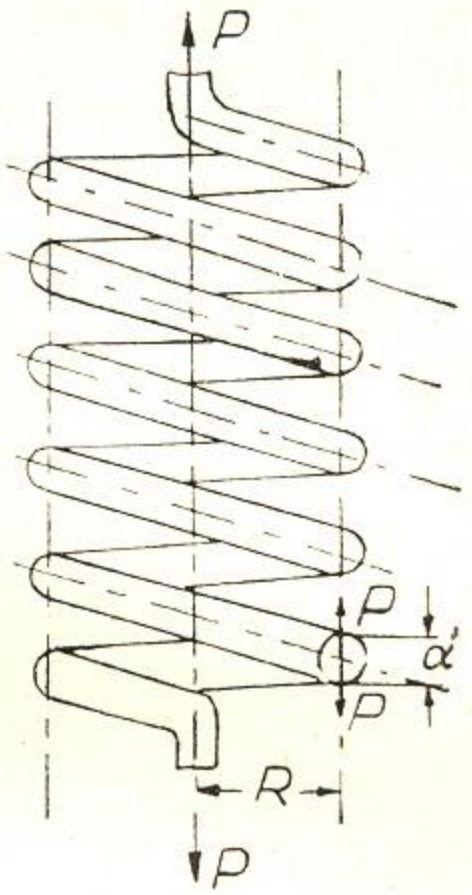


Рис. IV—46.

Таблица IV—21

R/d	1,5	2	2,0	3	3,5	4	4,5	5
K	1,58	1,40	1,31	1,25	1,21	1,18	1,16	1,14

§ 7. КОСОЙ ИЗГИБ

Косой изгиб — сложная деформация. По принципу независимости действия сил косой изгиб может быть разложен на два поперечных (рис. IV—47).

Для симметричных сечений, условие прочности при косом изгибе имеет выражение:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_y}\left(\cos\alpha + \frac{W_y}{W_z}\sin\varphi\right) \leqslant |\sigma|, \qquad \text{(IV—77)},$$

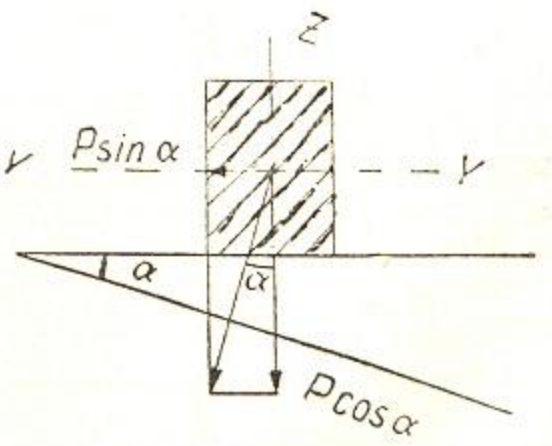


Рис. IV—47.

где M_{max} — максимальный изгибающий момент; W_y и W_z — момент сопротивления относительно главных центральных осей инерции; α — угол наклона плоскости действия сил к главной плоскости; $[\sigma]$ — допускаемое напряжение при изгибе.

При подборе сечений приходится задаваться отношением $\frac{W_y}{W_z}$ и, зная $|\sigma|$, M_{max} и угол α, путем последовательных попыток искать значения W_y и W_z, удовлетворяющие условию прочности (IV—77).

Полный прогиб при косом изгибе равен геометрической сумме прогибов от поперечных изгибов в плоскостях $z-z$ и $y-y$

$$f = \sqrt{f_y^2 + f_z^2}. \qquad \text{(IV—78)}$$

Прогибы f_y и f_z определяются по известным формулам таблицы IV—17, в зависимости от расчетной схемы.

Пример. Требуется проверить напряжения в обрешетине двутаврового сечения № 16 (ГОСТ 10016—39). Наклон кровли 1:4, угол наклона $\alpha = 14°2'$, $\sin\alpha = 0{,}242$, $\cos\alpha = 0{,}970$ (рис. IV—48); вес кровли 25 кг/м², вес снега на кровле 100 кг/м². Расстояние между обрешетками 2 м, пролет обрешетины (расстояние между осями стропильных ферм) 4 м.

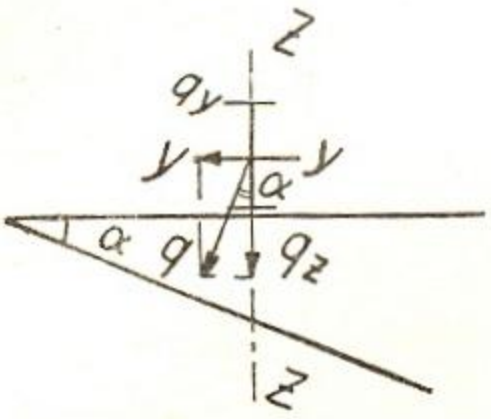


Рис. IV—48.

Собственный вес обрешетины 20,5 кг/м, моменты сопротивления $W_y = 141$ см³, $W_z = 21{,}2$ см³. Полная вертикальная нагрузка на 1 пог. м обрешетины складывается из веса кровли и снега на ширине 2 м (расстояние между осями обрешетки) и собственного веса обрешетины.

$$g = (25 + 100)\,2 + 21{,}1 = 271{,}1 \text{ кг.м.}$$

Изгибающий момент для середины пролета

$$M_{max} = \frac{g l^2}{8} = 54\,200 \text{ кг/см.}$$

На основании формулы (IV—77) определяем наибольшее напряжение:

$$\sigma_{max} = \frac{54220}{141}\left(0{,}970 + \frac{141}{21{,}2} \cdot 0{,}242\right) = 992 \text{ кг/см}^2.$$

§ 8. СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБА С РАСТЯЖЕНИЕМ ИЛИ СЖАТИЕМ

Выражение для напряжений в крайних волокнах сечения при изгибе с продольной силой имеет вид:

$$\frac{\sigma_{max.}}{\sigma_{min.}} = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}. \qquad \text{(IV—79)}$$

В зависимости от соотношения величин напряжений $\frac{P}{F}$ и $\frac{M}{W}$ возможны случаи, когда $\sigma_{max.}$ и $\sigma_{min.}$ получатся разных знаков, одного знака и когда $\sigma_{min.}$ будет равно нулю (рис. IV—49).

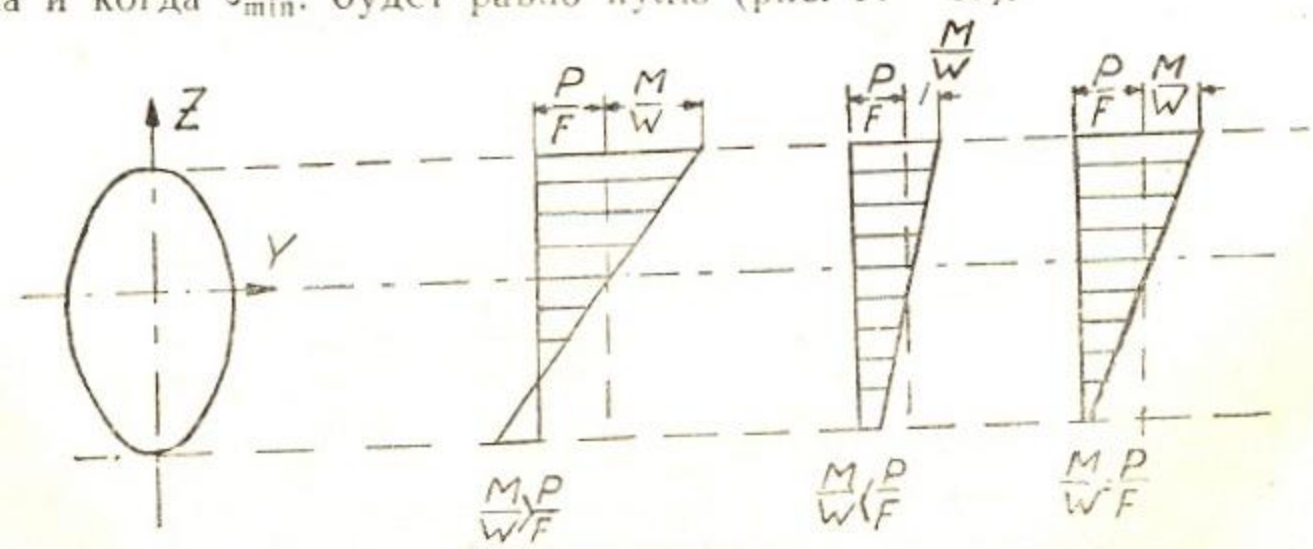
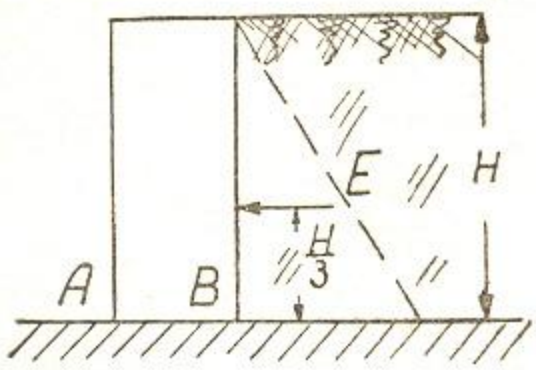


Рис. IV—49.

Пример. Бетонная подпорная стенка прямоугольного поперечного сечения (F) поддерживает песчаную насыпь (рис. IV—50). Определить величину наибольших сжимающих и растягивающих напряжений по плоскости нижнего основания стены, если объемный вес кладки $\gamma = 2{,}2$ т/м^3, давление насыпи на стену распределяется по закону треугольника и величина давления, отнесенная к 1 метру длины стены, $E = 4{,}8$ т. Высота стенки $H = 3{,}9$ м. Кроме того, какой толщины следует сделать стенку, чтобы в кладке не получилось растягивающих напряжений?



Опасным сечением стенки будет нижнее. Расчет производят для части стенки длиной 1 м.

Вес кладки определяют по формуле

$$P = F \cdot H \cdot \gamma = 1 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}9 \cdot 2{,}2 = 12{,}87 \text{ т.}$$

По подошве подпорной стенки изгибающий момент:

$$M = 4{,}8 \frac{3{,}9}{3} = 6{,}24 \text{ т} \cdot \text{м},$$

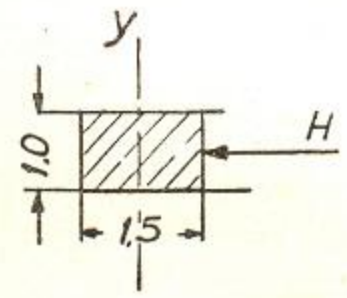


Рис. IV—50.

площадь:

$$F = 1 \times 1{,}5 = 1{,}5 \text{ м}^2;$$

момент сопротивления:

$$W_y = \frac{1 \cdot 1{,}5^2}{6} = 0{,}375 \text{ м}^3;$$

момент напряжения:

$$\sigma_A = -\frac{P}{F} - \frac{M}{W_y} = \frac{12{,}87}{1{,}5} = \frac{6{,}24}{0{,}375} = -8{,}58 - 16{,}64 =$$

$$= -25{,}22 \text{ т/м}^2 = -2{,}5 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_B = -8{,}58 + 16{,}64 = 8{,}06 \text{ т/м}^2 \approx 0{,}8 \text{ кг/см}^2 \text{ (растяжение).}$$

Чтобы в кладке не было растягивающих напряжений, нужно сделать стенку такой толщины x, чтобы было $\frac{P}{F} = \frac{M}{W}$ (рис. IV—50). После подстановки числовых данных получают:

$$\frac{x \cdot 1 \cdot 3{,}9 \cdot 2{,}2}{x \cdot 1} = \frac{4{,}8 \cdot \frac{3{,}9}{3}}{\frac{1 \cdot x}{6}}.$$

Откуда искомая толщина стенки $x = 210$ см.

§ 9. ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ (ИЛИ РАСТЯЖЕНИЕ)

Случай внецентренного сжатия показан на рис. IV—51. Сила P приложена в точке К. Расстояние e называют эксцентриситетом приложения силы P относительно центра тяжести сечения. Перенося эту силу в центр тяжести сечения, получают сжимающую силу P и пару с моментом $P \cdot e$, которая изгибает колонну.

Если поперечное сечение колонны значительно по сравнению с длиной, то действием продольной силы на изгиб пренебрегают. Выра-

жение для напряжений в крайних волокнах сечения аналогично формуле IV—79, имеет вид:

$$\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}. \qquad \text{(IV—80)}$$

Если для случая прямоугольного сечения в формулу IV—79 подставить выражения $F = bh$; $W = \frac{bh^2}{6}$ и заменить M через P_e, то формула для напряжений в крайних волокнах сечения примет вид:

$$\sigma = -\frac{P}{bh} \pm \frac{6P_e}{bh^2} = \frac{P}{bh}\left(1 \mp \frac{6l}{h}\right). \qquad \text{(IV—80)}$$

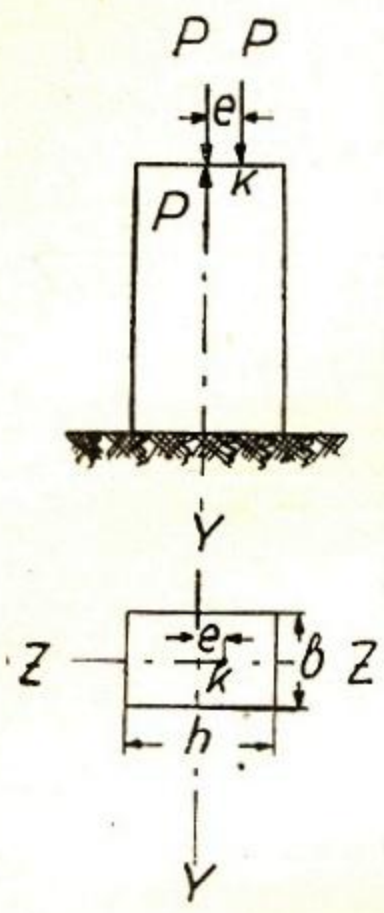


Рис. IV—51.

Из полученного выражения следует, что для столба прямоугольного сечения, при изгибе с продольной силой, напряжения по всему сечению будут одного знака в том случае, если равнодействующая внешних сил пересекает это сечение в пределах или на границе средней трети его.

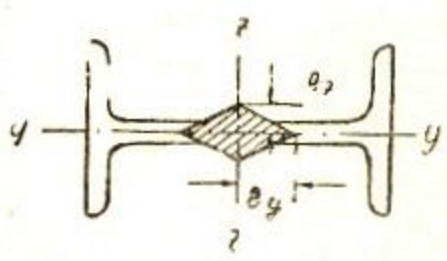
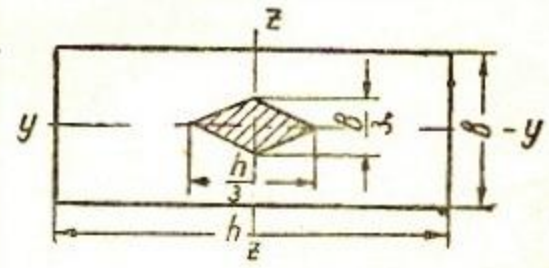
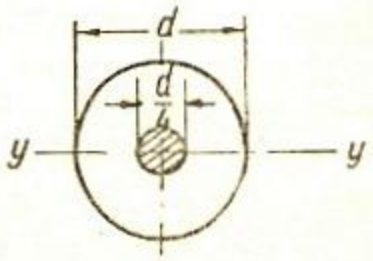
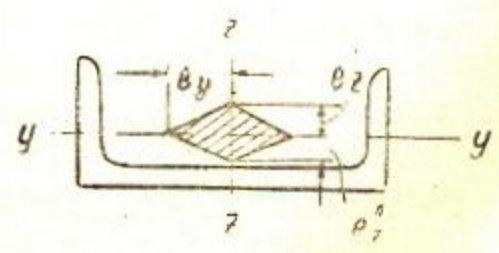
Для симметричных сечений, приравняв нулю $\sigma = -\frac{P}{F} + \frac{P_e}{W} = 0$, получим то крайнее расстояние l, при котором напряжения по всему сечению будут одного знака (сжимающим):

$$l = \frac{W}{F}. \qquad \text{(IV—81)}$$

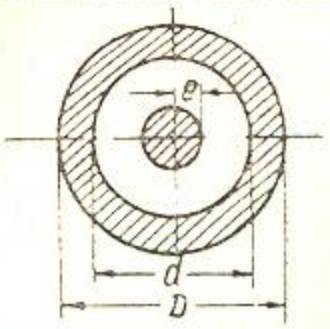
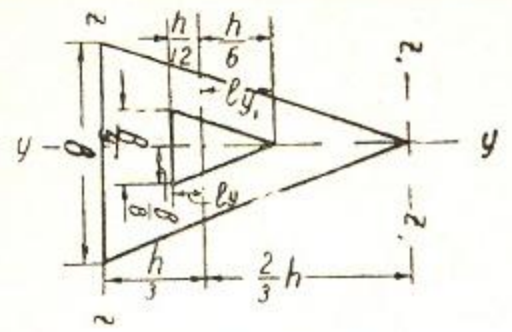
По полученной формуле можно определить границы ядра сечения для симметричных поперечных сечений (прямоугольник, двутавр и др.).

Ядром называется некоторый контур вокруг центра тяжести сечения, внутри которого можно располагать точку приложения силы P, не вызывая в сечении напряжений разного знака. В таблице IV—22 приведены контуры ядра сечения для наиболее ходовых видов поперечных сечений.

Таблица IV—22

Вид сечения	Контур и размеры ядра сечения	Вид сечения	Контур и размеры ядра сечения
прямоугольные $l_y = \pm\frac{h}{6}$ $l_z = \pm\frac{b}{6}$		Двутавр $l_y = \pm\frac{W_z}{F}$ $l_z = \pm\frac{W_y}{F}$	
Круг $l = \pm\frac{d}{8} = \text{const}$		Швеллер $l_y = \pm\frac{W_z}{F}$ $l'_z = \frac{W'_y}{F}$ $l''_z = \frac{W''_y}{F}$.	

Продолжение таблицы IV—22

Вид сечения	Контур и размеры ядра сечения	Вид сечения	Контур и размеры ядра сечения
Круглое кольцо $l = \pm \frac{D}{8}\left[1 + \left(\frac{d}{D}\right)^2\right] = \text{const}$		Треугольное $l_z = \pm \frac{b}{8}$ $l_{y1} = \pm \frac{h}{6}$ $l_y = \frac{h}{12}$	

§ 10. РАСЧЕТ ТОЛСТОСТЕННЫХ И ТОНКОСТЕННЫХ СОСУДОВ

Толстостенным принято считать сосуд, толщина стенок которого больше одной десятой его среднего радиуса (рис. IV—52) (трубы, цилиндры и др.). Радиальное напряжение:

$$\sigma_\rho = \frac{P_в r_в^2 - P_H r_H^2}{r_H^2 - r_в^2} - \frac{r_в^2 r_H^2 (P_в - P_H)}{\rho^2 (r_H^2 - r_в^2)} \qquad \text{(IV—83)}$$

Окружное напряжение:

$$\sigma_t = \frac{P_в r_в^2 - P_H r_H^2}{r_H^2 - r_в^2} + \frac{r_в^2 r_H^2 (P_в - P_H)}{\rho^2 (r_H^2 - r_в^2)} \qquad \text{(IV—84)}$$

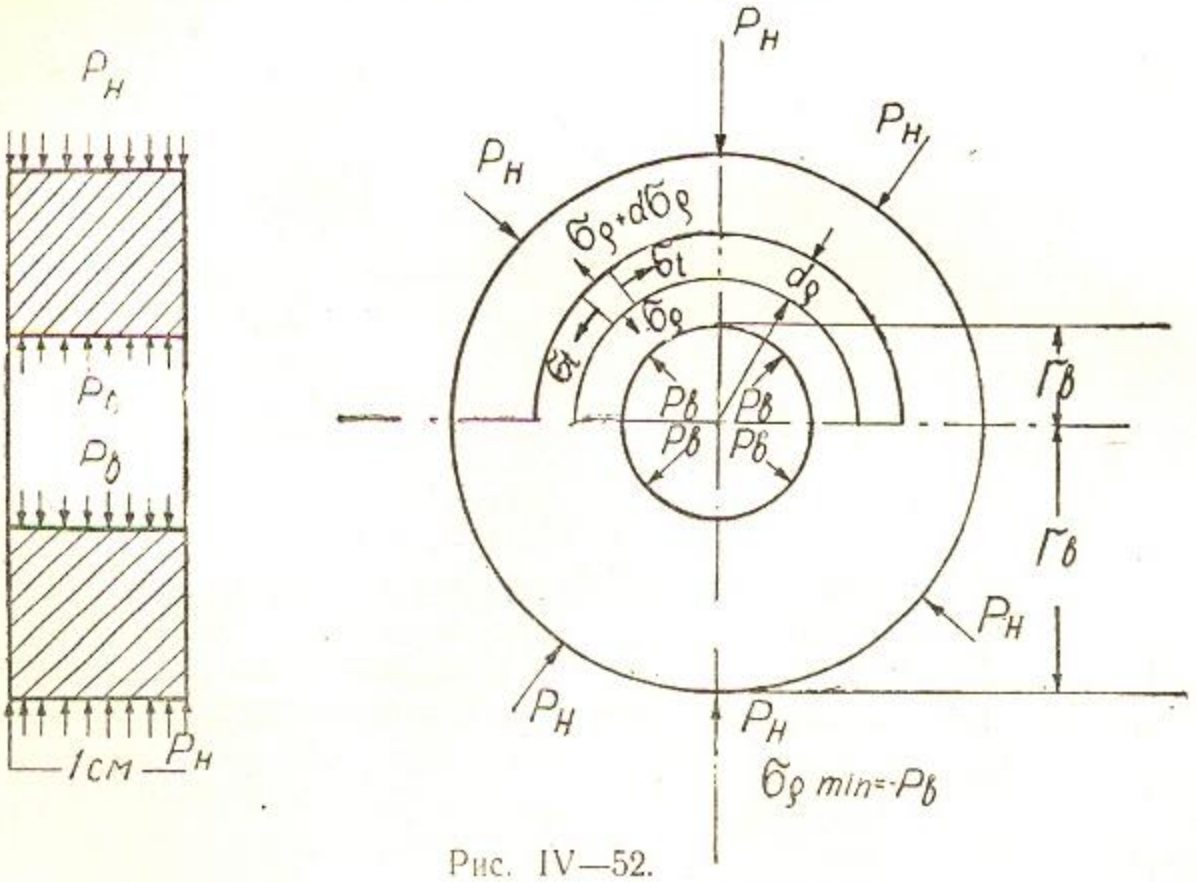


Рис. IV—52.

На внутренней поверхности:

$$\sigma_{t\,max} = \frac{P_в r_в^2 + P_в r_H^2 - 2P_H r_H^2}{r_H^2 - r_в^1}; \quad \sigma_{\rho_{min}} = -P_в$$

Условие прочности для равнопрочного материала:

$$\frac{2r_H^2 (P_в - P_H)}{r_H^2 - r_в^2} \leqslant [\sigma] \qquad \text{(IV—85)}$$

Частный случай $\rho_H = 0$:

$$\sigma_\rho = \frac{P_в r_в^2}{r_H^2 - r_в^2}\left(1 - \frac{r_H^2}{\rho^2}\right);$$

Частный случай $\rho_b = 0$:

$$\sigma_\rho = -\frac{P_H r_H^2}{r_H - r_в}\left(1 - \frac{r_в}{\rho^2}\right);$$

$$\sigma_t = \frac{P_в r_в^2}{r_H - r_в^2}\left(1 + \frac{r_H^2}{\rho^2}\right); \qquad \sigma_t = -\frac{P_H r_H^2}{r_H^2 - r_в^2}\left(1 + \frac{r_в^2}{\rho^2}\right).$$

Условие прочности при равнопрочном материале: $\frac{2P_в r_H^2}{r_H^2 - r_в^2} \leqslant [\sigma]$

Условие прочности: $\frac{2P_H r_H^2}{r_H^2 - r_в^2} \leqslant [\sigma]$.

Здесь приняты обозначения: ρ_b и ρ_H давления внутреннее и наружное, r_b и r_H — радиусы внутренний и наружный, ρ — переменный радиус.

Тонкостенными называют сосуды, у которых толщина стенок меньше одной десятой наименьшего радиуса кривизны (цистерны, барабаны, паровые котлы и др.), (рис. IV—53а).

$\frac{\sigma_m}{\rho_m} + \frac{\sigma_t}{\rho_t} = \frac{p}{t}$ — уравнение Лапласа; (IV—86)

где ρ_m, ρ_t — радиусы кривизны, σ_m — нормальное напряжение в меридиальном направлении; σ_t — нормальное напряжение в направлении перпендикулярном к меридиальному; p — внутреннее давление; t — толщина резервуара.

Для цилиндрического резервуара (рис. IV—53б):

$$\sigma_1 = \frac{pr}{t} \leqslant [\sigma]; \quad \sigma_2 = \frac{pr}{2t}.$$

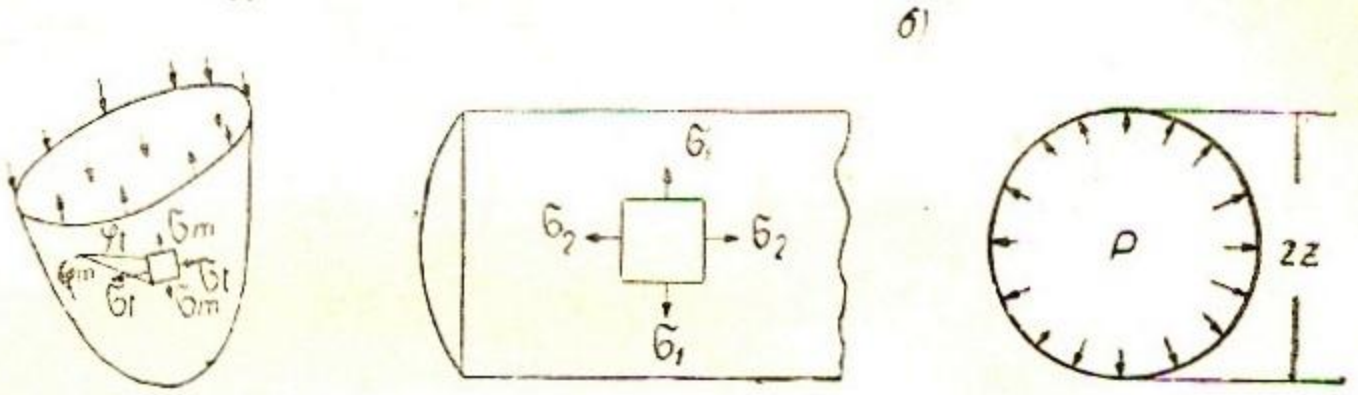


Рис. IV—53.

Условие прочности для днищ и шаровых резервуаров:

$$\sigma = \frac{pr}{2t} \leqslant [\sigma].$$

§ 11. ДИНАМИЧЕСКОЕ ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗКИ

Динамический расчет можно заменить статическим, понизив допускаемое напряжение делением его на динамический коэффициент $K_д$ (> 1):

$$\sigma_{сж \cdot max} = \frac{[\sigma]}{K_д}, \qquad (IV—87)$$

где $K_д = 1 + \frac{a}{g}$, а — ускорение, см/сек²; g — ускорение силы тяжести.

Условие прочности при равноускоренном прямолинейном движении (рис. IV—54) имеет вид:

$$\sigma_{g\,max} = \sigma_{сж \cdot max}\left(1 + \frac{a}{g}\right) = \sigma_{сж \cdot max} \cdot K_D \leqslant [\sigma] \qquad (IV—68)$$

I — сила инерции направлена обратно ускорению, равна массе системы, умноженной на ускорение a:

$$I = m \cdot a = \frac{Q + \lambda F x}{g} a.$$

При равномерном вращении кольца (рис. IV—55) прочность поперечного сечения зависит от плотности материала и от скорости вращения точек кольца:

$$\gamma_{раз} = \frac{\gamma V^2}{g}. \qquad (IV-89)$$

где δ — объемный вес; V — критическая скорость вращения.

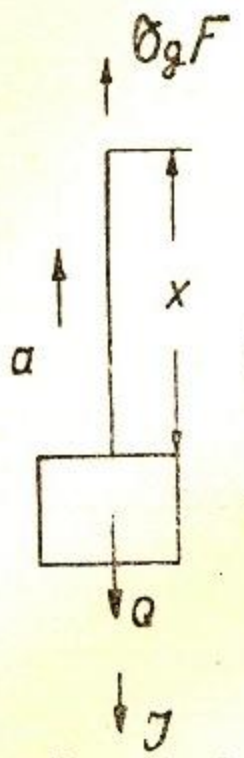


Рис. IV—54.

Пример. Определить критическую (разрывную) и безопасную скорость вращения (число оборотов в минуту) тонкого стального обода маховика диаметром $d = 2$ м; объемный вес материала $\gamma = 7{,}8$ г/см^3;

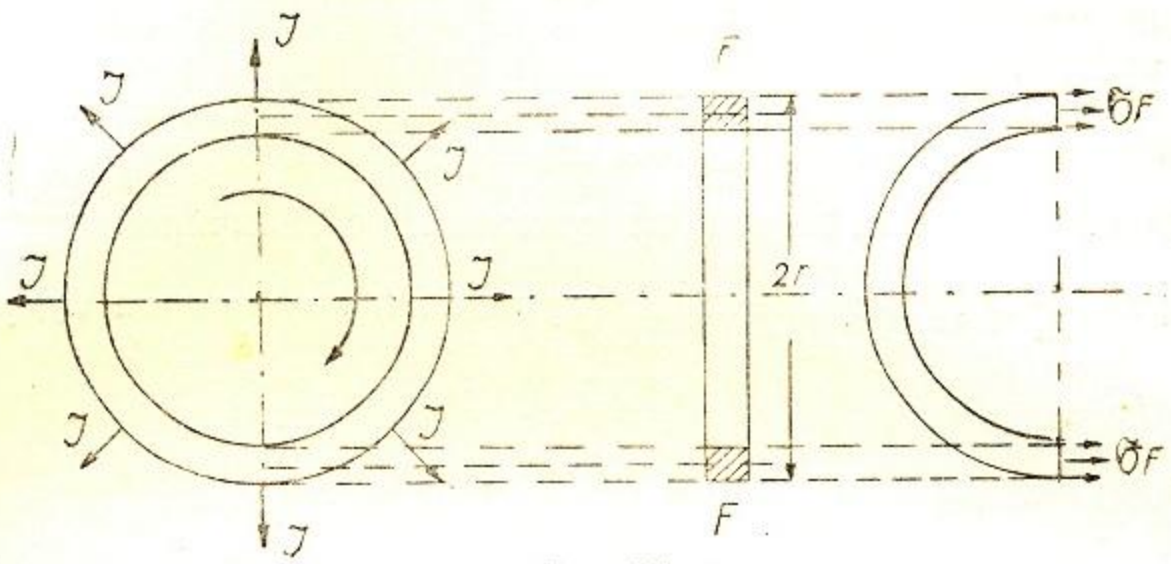


Рис. IV—55.

разрушающее напряжение $\sigma_{раз} = 4800$ кг/см^2; допускаемое напряжение $|\sigma| = 1600$ кг/см^2.

Из формулы (IV—89) определяется критическая скорость:

$$V_{кр} = \sqrt{\frac{\sigma_{раз} \cdot g}{\gamma}} = \sqrt{\frac{4800 \cdot 981}{0{,}0078}} = 24\,580 \text{ см/сек} = 245{,}8 \text{ м/сек}.$$

допускаемая скорость:

$$V_{доп} = \sqrt{\frac{[\sigma] \cdot g}{\gamma}} \approx 142 \ \frac{м}{сек}.$$

Из формулы $V = \frac{\pi n r}{30}$ определяем число оборотов в минуту (n):

$$n = \frac{30 V_{кр.}}{\pi r} = 2348 \text{ об/мин} \quad \text{и} \quad n_{доп} = \frac{30 V_{доп}}{\pi r} = \frac{30 \cdot 142}{3{,}14 \cdot 1{,}0} = 1357 \text{ об/мин}.$$

Напряжения и деформации при ударе получаются в том случае, когда скорость рассматриваемой части конструкции изменяется в очень короткий период времени. Например, при забивке свай тяжелый груз падает с некоторой высоты на верхний торец сваи и погружает ее в грунт, баба останавливается почти мгновенно, вызывая удар (продольный удар). Падение груза на балку вызывает изгибающий удар (рис. IV—56).

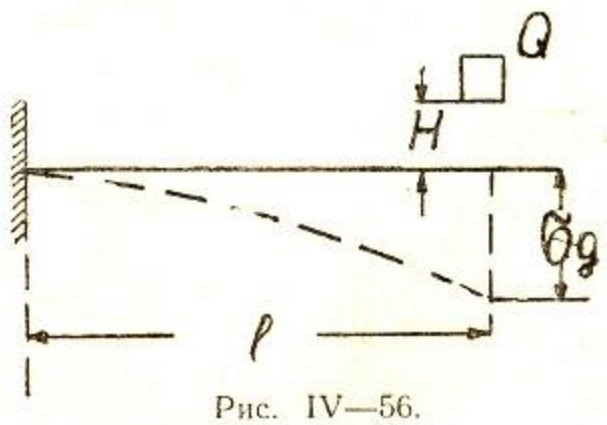


Рис. IV—56.

Величина динамических деформаций и напряжений зависит от величины статической деформации.

Величина деформации системы в направлении удара определяется выражением:

$$\delta_g = \delta_{ст.}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{2H}{\delta_{ст}}}\right] = \delta_{ст.} K_D \ldots \qquad (IV-90)$$

Для напряжения имеется зависимость:

$$\sigma_g = \sigma_{ст.} K_D.$$

где $K_D = 1 + \sqrt{1 + \frac{2H}{\delta_{ст}}} = 1 + \sqrt{1 + \frac{V^2}{g\delta_{ст.}}}$ (IV—91) — динамический коэффициент; $\delta_{ст.} = \frac{Q \cdot l}{EF}$ — статическая деформация.

Если в формулах (IV—90) и (IV—91) принять $H = 0$. то $\delta_g = 2\delta_{ст.}$ и $\sigma_g = 2\sigma_{ст.}$

Следовательно, при внезапном приложении силы Q деформации и напряжения вдвое больше, чем при статическом действии той же силы.

Если высота падения груза H (или скорость v) велика по сравнению с деформацией δ_c, то в подкоренном выражении формулы IV—90 пренебрегают единицей по сравнению с величиной $\frac{2H}{\delta_{ст.}}$. Например, при $\frac{2H}{\delta_{ст}} \geqslant 10$ выражения деформации и напряжения будут иметь вид:

$$\delta_g = \delta_{ст.} \left(1 + \sqrt{\frac{2H}{\delta_{ст.}}}\right)$$

и

$$\sigma_g = \sigma_{ст.} \left(1 + \sqrt{\frac{2H}{\delta_{ст.}}}\right).$$

При $\frac{2H}{\delta_{ст.}} \geqslant 110$ можно пренебрегать единицей, стоящей перед корнем. В этом случае динамический коэффициент (IV—91) принимает вид $K_D = \sqrt{\frac{2H}{\delta_{ст.}}}$, а деформацию и напряжение следует писать в виде:

$$\left.\begin{aligned} \delta_g &= \delta_{ст.} \sqrt{\frac{2H}{\delta_{ст.}}} \\ \text{и} \\ \sigma_g &= \sigma_{ст.} \sqrt{\frac{2H}{\delta_{ст.}}} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV—92)}$$

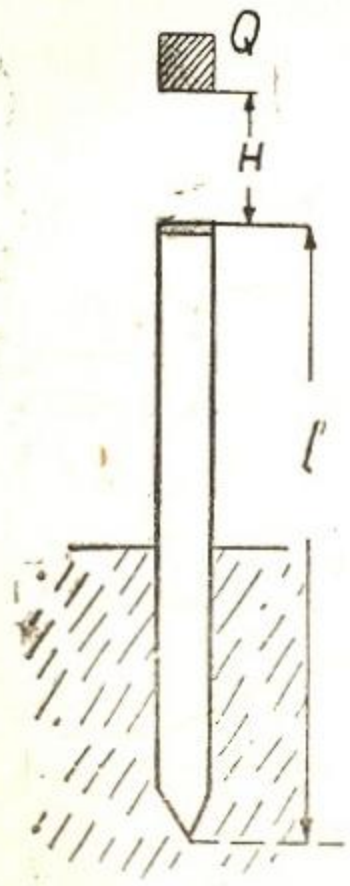


Рис. IV—57.

Пример. Определить наибольшую высоту H (рис. IV—57) падения бабы, при которой в забиваемой свае напряжение не превосходило бы предела упругости $\sigma_{g\,max} = 150$ кг/см², если вес бабы $Q = 500$ кг, диаметр сваи $d = 25$ см, длина ее $l = 6$ м и модуль упругости дерева при сжатии $E = 4 \cdot 10^5$ кг/см².

Из формулы (IV—92) определяем наибольшую высоту H, и после подстановки числовых данных, получаем:

$$H = \frac{\sigma_g^2 \cdot \delta_{ст}}{\delta_{ст}^2 \cdot 2} = \frac{\delta_g^2 \cdot F \cdot l}{2QE} = \frac{150^2 . 3{,}14 \cdot 25^2 \cdot 600}{2 \cdot 500 \cdot 4 \cdot 10^5} = 66{,}2 \text{ см},$$

где $\sigma_{ст.} = \frac{Q}{F}$ и $\delta_{ст.} = \frac{Ql}{EF}$.

§ 12. ВЫБОР КОЭФФИЦИЕНТОВ ЗАПАСА ПРОЧНОСТИ

Коэффициент запаса (K) выбирают с тем расчетом, чтобы был обеспечен известный запас против появления так называемого опас-

ного состояния материала, которое будет угрожающим для работы сооружения. Допускаемое напряжение определяется по формуле:

$$[\sigma] = \frac{\sigma_0}{K},$$

где $\sigma_0 = \begin{cases} \sigma_m — \text{предел текучести — при наступлении текучести для пластичного материала;} \\ \sigma_{пч} — \text{предел прочности — при разрушении (трещины) хрупкого материала;} \\ \sigma_b — \text{предел выносливости — при появлении трещины усталости.} \end{cases}$

Примерные значения общего коэффициента запаса по отношению к пределу прочности для различного состояния материала и характера воздействия нагрузок приведены в нижеследующей таблице.

Таблица IV–23

Нагрузка	Материал	K
1. Статическая	пластичный	2,5
	хрупкий	3,0 ÷ 9,0
2. Ударная	пластичный	2,8 ÷ 5,0
3. Переменная (растяжение — сжатие одинаковой величины)	пластичный (сталь)	5,0 ÷ 15,0

Глава 3

СТАТИКА СООРУЖЕНИЙ

§ 1. ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

Подпорные стенки (рис. IV—58) предотвращают оползание сыпучего материала в случаях, когда его откос превышает угол естественного откоса φ. Определение активного давления грунта на под-

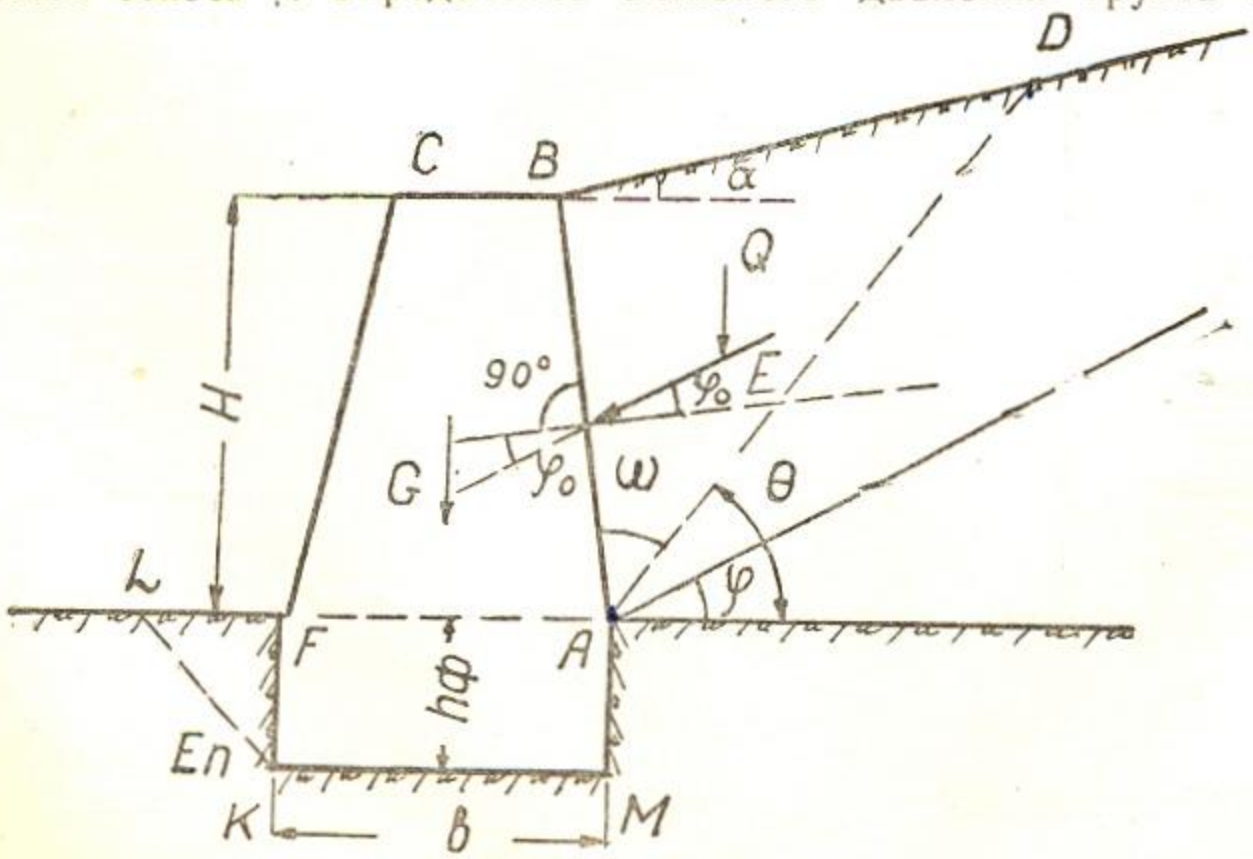


Рис. IV—58.

порную стенку (E) производится по приближенной теории Кулона, так называемой теории предельного равновесия.

Наименьшее сопротивление ($E_п$), которое может оказать масса грунта давящей на нее стенке в условиях предельного равновесия, называют пассивным давлением (отпором) грунта.

На рис. IV—58 показана массивная подпорная стенка с обозначениями:

Q — вес призмы (АВД) обрушения; G — вес подпорной стенки; Θ — угол обрушения; ω — угол между плоскостью обрушения $АД$ и задней гранью подпорной стенки АВ; α — угол наклона свободной поверхности засыпки; φ_0 — угол трения грунта по кладке; ε — угол наклона стенки относительно вертикали; H — высота подпорной стенки; h_ϕ — глубина заложения фундамента; CB — ширина подпорной стенки поверху; FA — ширина подпорной стенки понизу; $КМ$ — подошва фундамента; CF — передняя грань подпорной стенки; LKF — призма выпирания.

При расчете длинных подпорных стенок постоянного сечения условно выделяют часть стены длиною в 1 м вместе с соответственной частью приходящейся на нее нагрузки и рассматривают условия ее равновесия.

Расчет подпорной стенки распадается на три этапа:

а) задавшись поперечными размерами стены определяют величину и направление воспринимаемых ею давлений;

б) по найденной нагрузке проверяют подпорную стенку на прочность;

в) проверяют подпорную стенку на устойчивость (на опрокидывание и скольжение).

1 Графическое определение активного давления грунта на подпорную стенку.

На рис. IV—59 показано построение Пэнселе—Ребхана, по которому активное давление выражается формулой:

$$E = \frac{\gamma \cdot y\eta}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad , \qquad (IV-93)$$

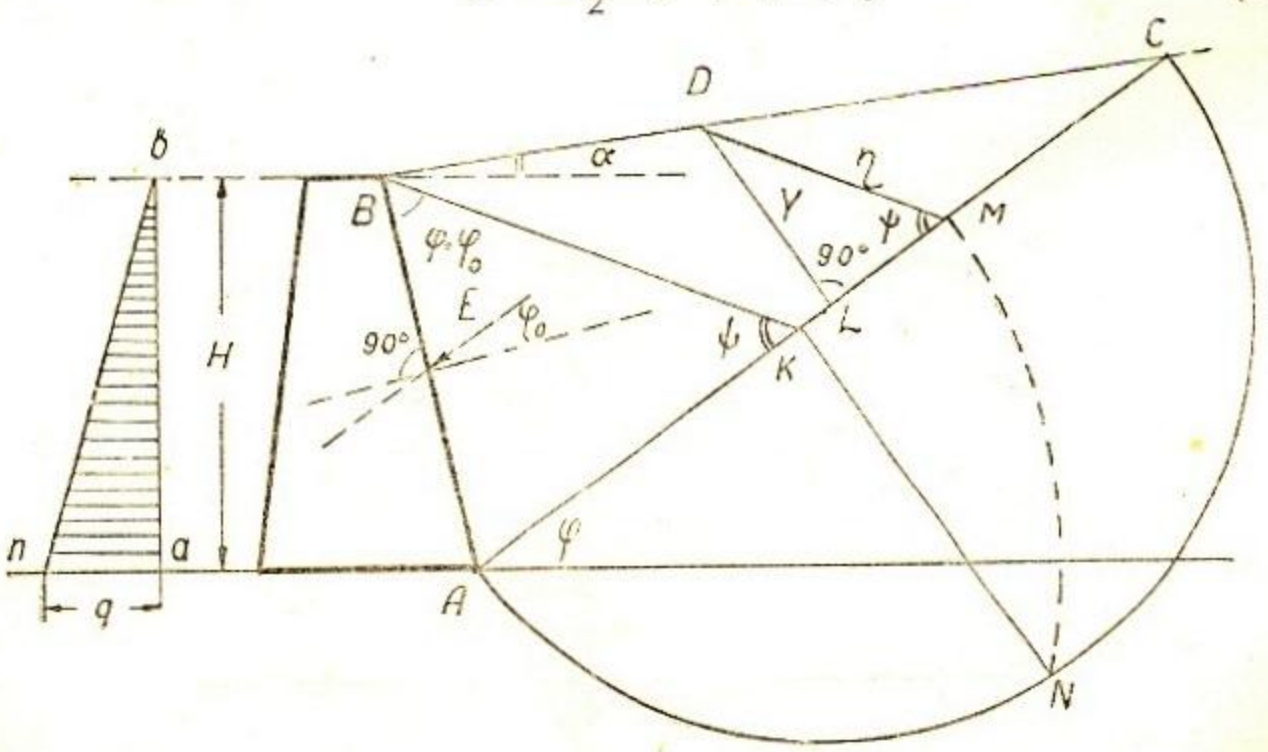


Рис. IV—59.

где γ — объемный вес грунта; y и η — ординаты треугольника давления.

На этом же рисунке построена эпюра интенсивности давления abn.

Нижняя ордината q этой эпюры определяется по формуле:

$$q = \frac{\gamma_{уп}}{H}, \qquad \text{(IV—94)}$$

где H — высота подпорной стенки.

2. Влияние воды при определении давления на подпорную стенку

Интенсивность распределения гидростатического давления определяют по формуле

$$q_b = \frac{\gamma_b \cdot Z}{\cos \varepsilon}, \qquad \text{(IV—85)}$$

где Z — глубина заданной точки под водой.

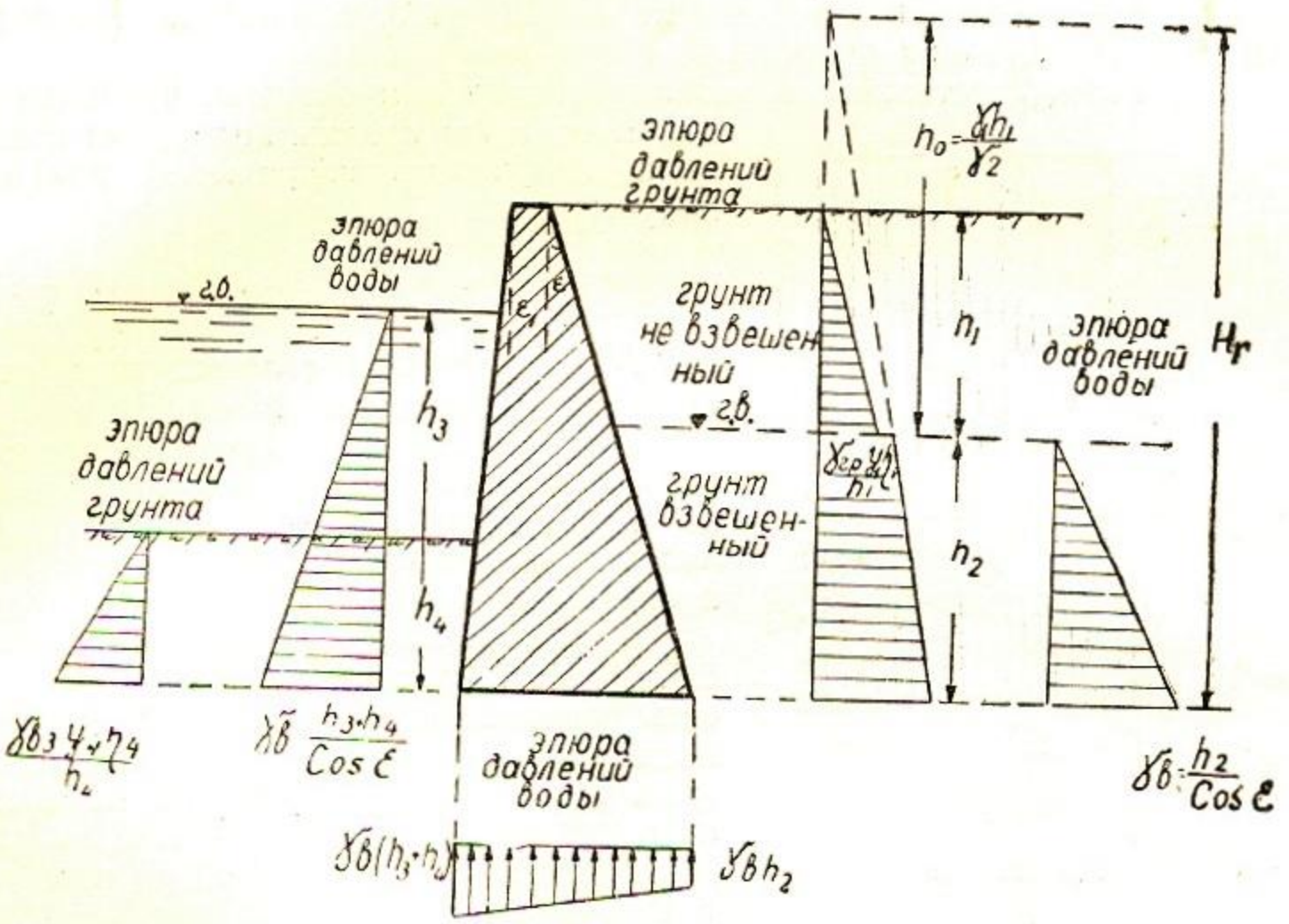


Рис. IV—60.

Когда грунт находится во взвешенном состоянии, то давление на стенку складывается из давления взвешенного грунта с объемным весом $\gamma_{вз}$ и гидростатического давления воды. Если же грунт находится во влажном состоянии, то давление на стенку оказывает только грунт с объемным весом $\gamma_{сыр}$.

Если при взвешенном состоянии грунта вода находится и под подошвой фундамента, то ее давление (противодавление) на подошву стены так же должно быть учтено хотя бы приближенно по гидростатическому закону (рис. IV—60).

Грунтовая вода, частично заполняющая поры грунта, делает его влажным, или она завешивает грунт, если заполняет все его поры.

Объемные веса сырого грунта $\gamma_{сыр.}$ и взвешенного грунта $\gamma_{вз}$ определяются по формулам

$$\gamma_{сыр} = \gamma_{сух} + \gamma_b n = (1 - n)\gamma_0 + n\gamma_b, \qquad \text{(IV—96)}$$

$$\gamma_{вз} = \gamma_{сух} - (1 - n)\,\gamma_b = (1 - n)\,(\gamma_0 - \gamma_b), \qquad (IV-97)$$

где γ_0 — удельный вес скелета грунта; γ_b — удельный вес воды; n — пористость грунта, то есть отношение объема пор к объему грунта; $\gamma_{сух.} = (1 - n)\,\gamma_0$ — объемный вес сухого грунта.

На рис. IV—60 показаны эпюры воды и грунта, находящегося во взвешенном состоянии. При взвешенном грунте считают, что угол трения грунта по кладке равен нулю, то есть $\varphi_0 = 0$.

h_0 — приведенная высота слоя взвешенного грунта, которым условно заменен грунт не взвешенный.

3 Расчет подпорных стенок

Для прочности и устойчивости подпорной стенки необходимо соблюдение следующих условий.

а) Размеры стенки следует назначать таким образом, чтобы ни в одном из швов кладки подпорной стенки не получилось напряжений больше допускаемых:

$$\sigma = \frac{N}{1 \cdot b}\left(1 + \frac{6l}{b}\right) \leqslant [\sigma], \qquad (IV-98)$$

где N — нормальная составляющая равнодействующей (рис. IV—61).

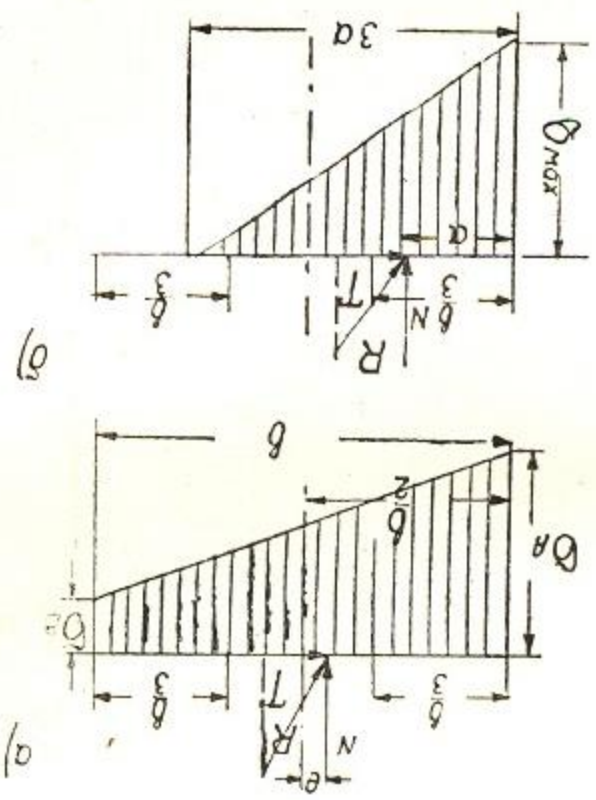


Рис. IV—61.

При расчете железобетонной подпорной стенки необходимо проверить, не превышают ли возникающие нормальные и касательные напряжения допускаемых.

б) В каменной кладке не должно быть растягивающих напряжений, то есть равнодействующая не должна выходить из средней трети ширины стенки (рис. IV—61$а$). При проверке давления на грунт может быть случай, когда равнодействующая выходит из средней трети подошвы фундамента (рис. IV—61$б$). В этом случае наибольшее сжимающее напряжение не должно превышать допускаемого давления на грунт.

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3a} \leqslant [\sigma_{гр}]. \qquad (IV-99)$$

в) Стенка должна быть устойчива против опрокидывания.

Степень устойчивости стенки на опрокидывание определяется отношением удерживающего момента (момент веса стенки) к опрокидывающему моменту (момент давления грунта) относительно ребра A (рис. IV—62). Это отношение называется коэффициентом запаса на опрокидывание, он должен быть не менее 1,5:

$$K_0 = \frac{\Sigma M(G)}{\Sigma M(E)} \geqslant 1{,}5 \qquad (IV-100)$$

г) Стенка должна быть устойчива против скольжения.

Коэффициентом запаса на скольжение называется отношение удерживающей силы к сдвигающей:

$$K_c = \frac{f\Sigma G}{\Sigma T - f\Sigma N} \geqslant 1{,}5, \qquad \text{(IV—101)}$$

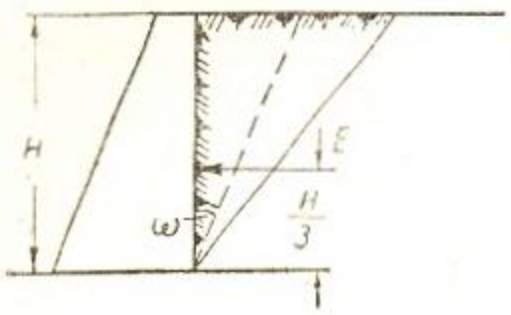
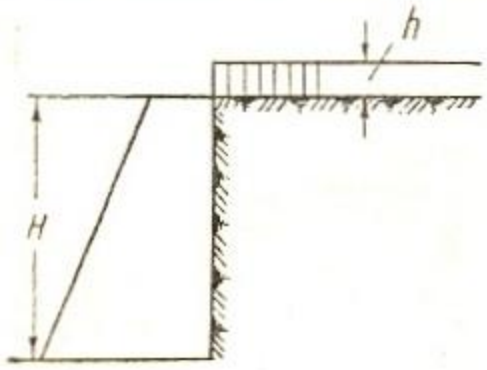
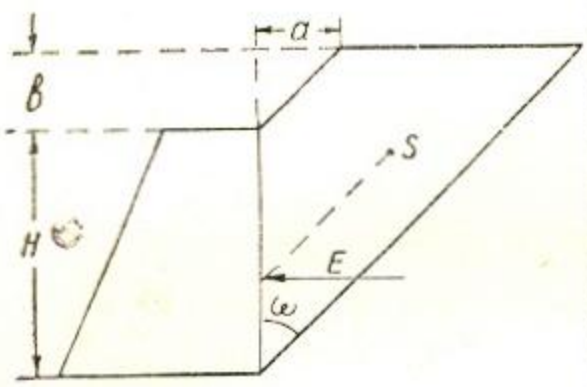
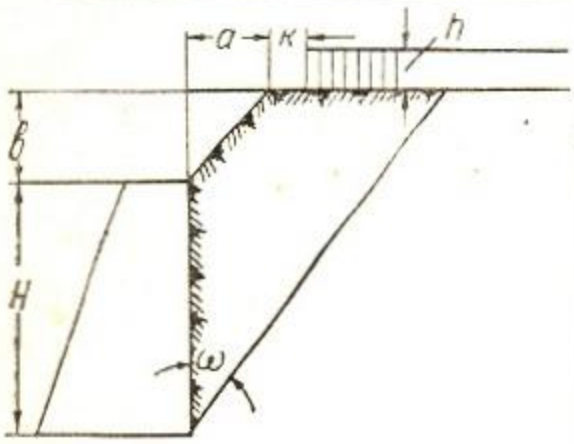
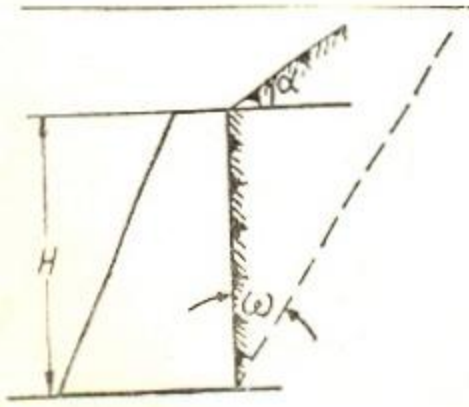
где f — коэффициент трения между слоями кладки или грунта о кладку принимается в пределах от 0,3 до 0,7. T и N — соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие давления грунта E (рис. III—62); G — вес подпорной стенки.

В таблицах IV—24 и IV—25 даны постоянные величины грунта (γ, φ, $[\sigma_{гр}]$), расчетные схемы и формулы для вычисления активного давления земли.

Таблица IV—24

Материал для засыпки	γ т/м³	$\varphi°$	$tg^2(45° - \frac{\varphi}{2})$	$tg^4(45° - \frac{\varphi}{2})$	Допускаемое давление на грунт, кг/см² (ориентировочно)
Песок					
Крупный сухой	1,5	35	0,271	0,073	3,5
Мелкий „	1,6	35	0,271	0,073	1,5
естественной влажности	1,8	40	0,217	0,047	1,0
насыщенный водой . .	2,0	25	0,406	0,165	0,5
Гравий					
сухой	1,8	35—40	0,271—0,217	0,073—0,047	3,5
мокрый	1,9	25	0,406	0,165	3,0
Галька					
угловатая	1,8	45	0,172	0,030	6,0
окатанная	1,9	30	0,333	0,111	5,0
Щебень					
мокрый	1,6	30—40	0,033—0,217.	0,111—0,047	4,0
Земляная насыпь					
рыхлая сухая	1,4	40	0,217	0,047	1,0
естественной влажности	1,6	45	0,172	0,030	0,5
мокрая до насыщения	1,8	30	0,333	0,111	0
утрамбованная сухая	1,7	40—45	0,217—0,172	0,047—0,030	2,5
естественной влажности	1,9	35—40	0,271—0,217	0,073—0,047	2,0
Глинистый грунт					
лесс	1,8	30	0,333	0,111	2,5
рыхлый сухой	1,5	40—45	0,217—0,172	0,047—0,030	1,0
естественной влажности	1,6	45	0,172	0,030	1,0
мокрый до насыщения	2,0	20—25	0,490—406	0,240—0,165	0
утрамбованный сухой	1,8	40	0,217	0,047	3,5
естественной влажности	1,9	70	0,031	0,001	3,0
Мергель средней плотности	1,8	45	0,172	0,030	4,5

Таблица IV—25

Форма стенки и засыпки	Угол ω	Равнодействующая давления	Плечо
	$45° - \frac{\varphi}{2}$	$E = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	$\frac{H}{3}$
	$45° - \frac{\varphi}{2}$	$E = \frac{\gamma H}{2}(H+2h)\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	$\frac{H(H+3h)}{3(H+2h)}$
	$\operatorname{tg}\omega = \operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1+\operatorname{tg}^2\varphi)\left(1+\frac{ab}{(H+b)^2\operatorname{tg}\varphi}\right)}$	$E = \frac{\gamma}{2}\frac{(H+b)^2\operatorname{tg}\omega - b^2}{2\operatorname{tg}(\omega+\varphi)}$	Точка приложения E находится проектированием центра тяжести S призмы обрушения по направлению AC
	$\operatorname{tg}\omega = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{1+\operatorname{tg}^2\varphi + \frac{2B}{A\cdot\sin^2\varphi}}$ $A = (H+b)\left(\frac{H+b}{2}+h\right)$ $B = \left(ah + \frac{ab}{2} + kh\right)$	$E = \frac{A\operatorname{tg}\omega - B}{\operatorname{tg}(\omega+\varphi)}\cdot\gamma$	Точка приложения находится так же, как и в предыдущем случае
	$\operatorname{tg}\omega = \frac{\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{\sec^2\varphi - \frac{2\operatorname{tg}\alpha}{\sin^2\varphi}}}{1 - \frac{2\operatorname{tg}\alpha}{\sin 2\varphi}}$	$E = \frac{\gamma H^2}{2}\cdot\cos\alpha\frac{\sin\omega}{\cos(\alpha+\omega)\operatorname{tg}(\omega+\varphi)}$	Обычно принимают $\frac{H}{3}$

Пример. Требуется произвести проверку прочности и устойчивости подпорной стенки с вертикальной задней гранью, горизонтальной поверхностью засыпки и временной нагрузкой на ней интенсивностью $q = 3\frac{m}{M^2}$ (рис. IV—63), если: высота подпорной стенки $H = 7$ м; ширина поверху $b = 2$ м; ширина понизу $B = 4{,}1$ м; объемный вес грунта $\gamma_{гр} = 1{,}5$ т/м³; объемный вес кладки $\gamma_{кл} = 2{,}5$ т/м³; угол естественного откоса $\varphi = 30°$; угол трения грунта о стенку $\varphi_0 = 0°$; коэффициент трения между слоями кладки $f = 0{,}6$.

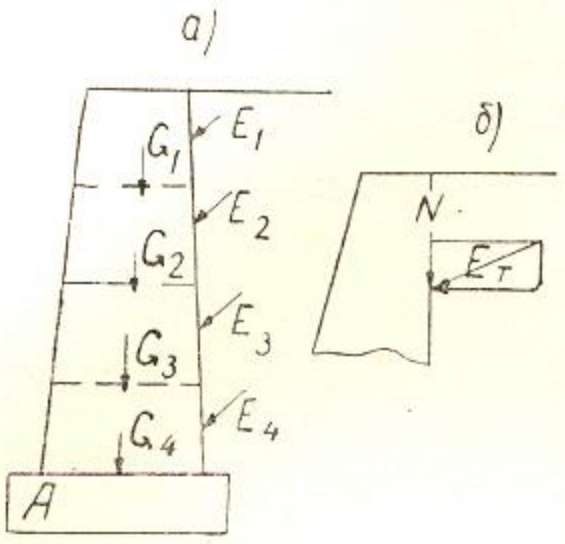


Рис. IV—62.

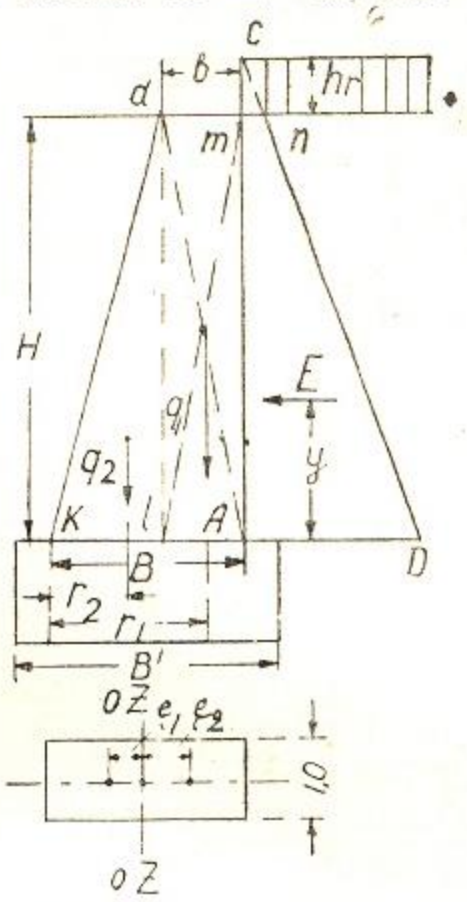


Рис. IV—63.

Определяют приведенную высоту временной нагрузки:

$$h_r = \frac{q}{\gamma_{гр}} = \frac{3000}{1500} = 2 \text{ м}.$$

По формуле второй схемы таблицы IV—25 вычисляют наибольшее активное давление грунта (распор):

$$E = \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)(H^2 + 2Hh) = 19{,}2 \text{ т}.$$

Эпюра давления грунта имеет вид трапеции $A_{mn}D$.
Из подобия треугольников ΔACD и ΔmCn следует:

$$\frac{mn}{AD} = \frac{h_r}{H + h_r} = \frac{2}{9},$$

откуда $AD = 4{,}5\ mn$.

Для площади трацеции $AmnD$ можно написать равенство

$$\frac{AD + mn}{2} H = 19{,}2$$

Откуда $AD + mn = 5{,}5$,
или $4{,}5\ mn + mn = 5{,}5$,
то есть $mn = 1$ и $AD = 4{,}5$.

Точка приложения давления грунта (E) лежит на высоте центра тяжести трапеции, то есть от линии AD на расстоянии:

$$y = \frac{H\,(AД + 2mn)}{3\,(AD + mn)} = 2{,}8 \text{ м}.$$

Для определения собственного веса подпорной стенки, разбивают ее сечение на прямоугольник $Amdl$ и на треугольник ldk. Получают для прямоугольника $g_1 = b \cdot H \cdot 1 \cdot \gamma_{кг} = 35\ m$, для треугольника

$g_2 = \frac{1}{2} H \cdot \kappa \cdot l \cdot \gamma_{кг} = 18{,}38$ *т*. Эти веса приложены от точки К на расстоянии

$$r_1 = B - \frac{b}{2} = 3{,}1 \text{ м}, \qquad r_2 = \frac{2}{3} kl = 1{,}4 \text{ м}.$$

Устойчивость подпорной стенки на опрокидывание проверяют по формуле IV—100

$$K_{опр} = \frac{M_{уд}}{M_{опр}} \geqslant 1{,}5. \qquad \text{(IV—100)}$$

Удерживающий момент:

$$M_{уд} = g_1 r_1 + g_2 r_2 = 132{,}23 \text{ тм}.$$

Опрокидывающий момент:

$$M_{опр.} = E_y = 53{,}76 \text{ тм}.$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание:

$$K_{опр} = \frac{132{,}23}{58{,}76} = 2{,}4 > 1{,}5.$$

Проверку устойчивости стенки на скольжение производят по формуле IV—101

$$K_{ск} = \frac{f \Sigma G}{E} \geqslant 1{,}5, \qquad \text{(IV—101)}$$

где f — коэффициент трения между слоями кладки; $\Sigma G = g_1 + g_2$ — сила, прижимающая стенку к поверхности скольжения,

E — сдвигающая сила.

Определяют коэффициент устойчивости на скольжение:

$$K_{ск.} = \frac{0{,}6 \cdot 53{,}38}{19{,}2} = 1{,}7 > 1{,}5.$$

Определение нормальных напряжений по основанию подпорной стенки производят по формуле (IV—79):

$$\sigma = \frac{\Sigma G}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

Площадь нижнего сечения по шву КА

$$F = 4{,}1 \text{ м}^2.$$

Изгибающий момент в сечении КА:

$$M = E_y + g_2 l_2 - g_1 l_1 = 29{,}02 \text{ т м},$$

где $l_1 = 1{,}05$ м и $l_2 = 0{,}65$ м — эксцентриситеты сил g_1 и q_2.

Момент сопротивления сечения КА

$$W_z = \frac{1 \cdot 4{,}1^2}{6} = 2{,}8 \text{ м}^3.$$

Следовательно:

$$\max \sigma_k = \frac{53\,380}{41\,000} + \frac{2\,902\,000}{2\,800\,000} = 1{,}30 + 1{,}03 = 2{,}33 \text{ кг/см}^2$$

$$\min \sigma_A = 1{,}30 - 1{,}03 = 0{,}27 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом, растягивающих напряжений в кладке не оказалось, а полученные напряжения меньше допускаемых.

4. Пассивное давление грунта (отпор)

При определении величины отпора грунта полагают, что нарушение равновесия грунта (выпирание его) происходит по поверхности выпора KL (рис. IV—58). Отпор земли ($E_п$) может значительно увеличить устойчивость подпорной стенки; но для этого должно быть создано давление подпорной стенки на грунт, которое может быть вызвано начинающимися смещениями подпорной стенки, что считается недопустимым. Поэтому отпор не всегда или не в полной мере вводят в расчет.

Пассивное давление грунта учитывают по формуле:

$$E_п = \frac{1}{2} h^2_ф \gamma \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (IV-102)$$

где $h_ф$ — глубина заложения фундамента; γ — объемный вес грунта; φ — угол естественного откоса.

В расчетах гидротехнических сооружений пассивное давление земли учитывают при проверке подпорных стенок на сдвиг и при рассмотрении вопроса выпора грунта под влиянием давления на него по основанию фундамента. Пассивное давление грунта для частных случаев при $\varphi = 30°$ превышает активное давление примерно в 9 раз.

5. Устойчивость против выпирания грунта из-под основания фундамента

Определение наименьшей глубины заложения фундамента (рис. IV—58), при которой возможность выпирания грунта можно считать исключенной, рекомендуется производить по формуле проф. Белзецкого:

$$h_ф \geqslant \frac{\sigma_{max}}{\gamma} \cdot \operatorname{tg}^4\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - b \frac{1 - \operatorname{tg}^4\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{2 \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}, \qquad (IV-103)$$

где b — ширина фундамента (рис. IV—58); σ_{max} — наибольшее напряжение по подошве фундамента определяется по формуле IV—98 или IV—99; γ — объемный вес грунта.

§ 2. НЕРАЗРЕЗНЫЕ БАЛКИ

Балка, которая перекрывает несколько пролетов и представляет собой целый брус, называется неразрезной.

Наименьшее количество пролетов, которое может иметь неразрезная балка, равно двум. Опоры неразрезной балки должны иметь такую конструкцию, чтобы противодействовать не только опусканию балки вниз, но и поднятию вверх (рис. IV—64).

Неразрезная балка статически неопределимая конструкция. Если крайние опоры балки допускают свободное вращение опорного сечения, то число лишних неизвестных балки равно числу промежуточных опор n. Заделка крайней опоры увеличивает число лишних неизвестных на единицу $(n + 1)$. За лишние неизвестные в неразрезных балках принимают опорные моменты, которые считают положитель-

ными, если они стремятся выгнуть примыкающие пролеты выпуклостью вниз.

Опорные моменты определяются с помощью уравнений трех моментов, составляемых последовательно для каждой пары пролетов — по числу лишних неизвестных (рис. IV—65):

$$M_{n-1}\frac{l_n}{l_n} + 2M_n\left(\frac{l_n}{l_n} + \frac{l_{n+1}}{l_{n+1}}\right) + M_{n+1}\frac{l_{n+1}}{l_{n+1}} = \frac{6\omega_{n+1}a_n}{l_n l_n} - \frac{6\omega_{n+1} + b_{n+1}}{l_{n+1}\,l_{n+1}}. \quad \text{(IV—104)}$$

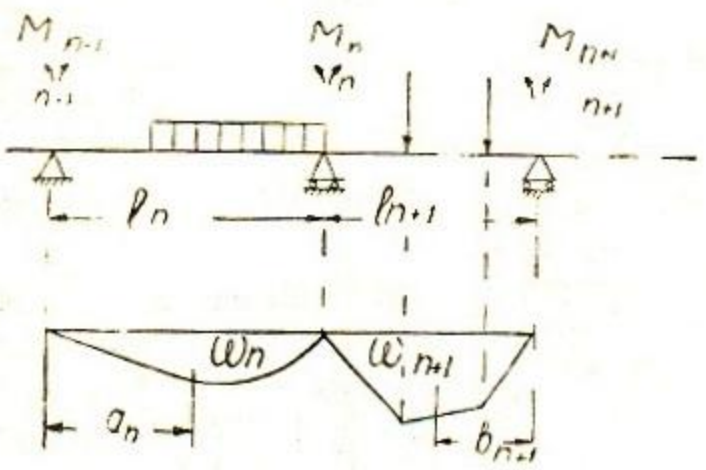


Рис. IV—64.

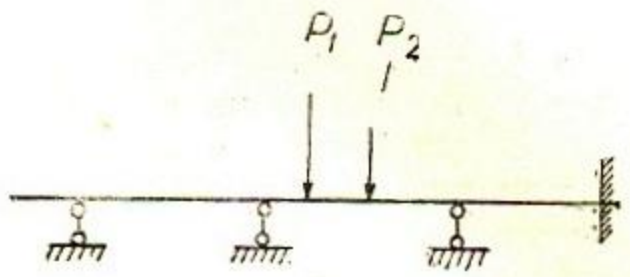


Рис. IV—65.

Если жесткость EI неразрезной балки постоянна, то уравнение трех моментов принимает вид:

$$M_{n-1}\,l_n + 2M\,(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}\,l_{n+1} = -\frac{6\omega_n a_n}{l_n} - \frac{6\omega_{n+1}\,b_{n+1}}{l_{n+1}} \qquad \text{(IV—105)}$$

После определения опорных моментов расчет неразрывной балки сводится к расчету простых балок с пролетами l_1; l_2; l_3 и т. д. Изгибающий момент M_x и поперечная сила Q_x в сечении n-го пролета, на расстоянии x от левой опоры, находятся по формулам:

$$M_x = M_x^0 + M_{n-1}\frac{l_n - x}{l_n} + M_n\frac{x}{l_n} \qquad \text{(IV—106)}$$

$$Q_x = Q_x^0 + \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n}, \qquad \text{(IV—107)}$$

где M_x^0 и Q_x^0 — момент и поперечная сила в рассматриваемом сечении, как в простой балке;
M_{n-1} и M_n — опорные моменты на $n-1$ и n-й опорах; l_n — длина n-го пролета.

Для расчетов многопролетных (неразрезных) балок с одинаковыми пролетами, соответственно роду нагрузки, следует пользоваться формулами:

$$M = kql^2, \qquad \text{(IV—108)}$$
$$M = kpl, \qquad \text{(IV—109)}$$
$$Q = k'ql, \qquad \text{(IV—110)}$$
$$Q = k'p \qquad \text{(IV—111)}$$

Величины коэффициентов K и K′ приводятся в таблицах IV—26 и IV—27 (таблица Менша).

Значения коэффициентов K и K' соответствующих моментам, опорным реакциям и поперечным силам для двухпролетных неразрезных балок с равными пролетами при равномерно-распределенной нагрузке и при одинаковых сосредоточенных грузах на равных расстояниях

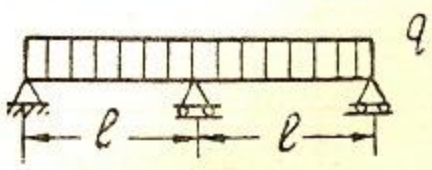
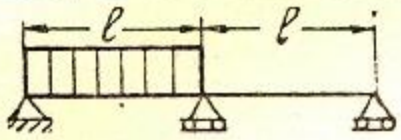
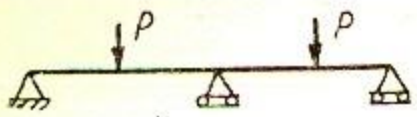
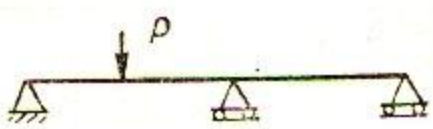
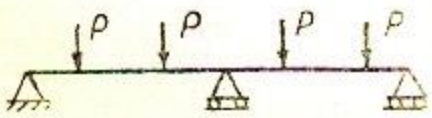
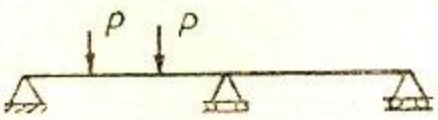
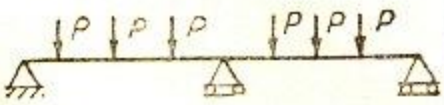
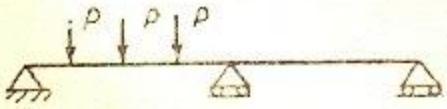
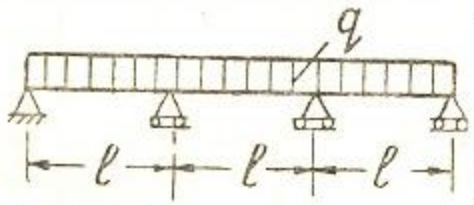
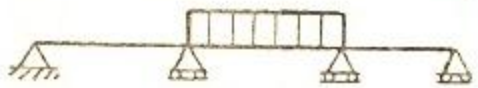
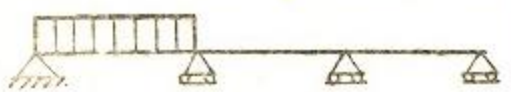
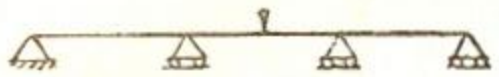
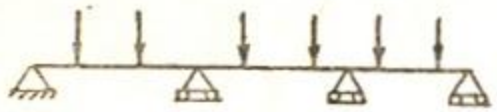
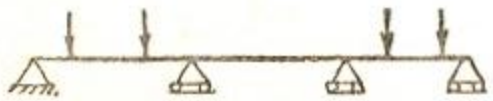
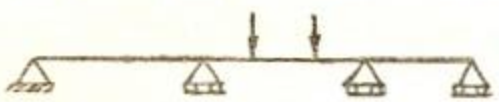
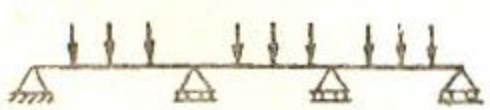
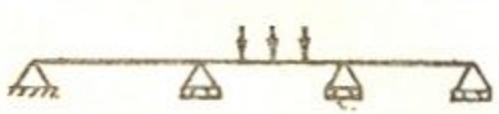
Способ загрузки	Момент на первом пролете	Момент на втором пролете	Момент на опоре M_1	Опорные реакции A_0	Опорные реакции A_1	Опорные реакции A_2	Поперечные силы слева от средней опоры	Поперечные силы справа от средней опоры
	коэффициент K			коэффициент K'				
	0,070	0,070	−0,125	0,375	1,250	0,375	−0,625	0,625
	0,096	−0,025	−0,063	0,437	0,625	−0,063	−0,563	0,063
	0,156	0,156	−0,188	0,312	1,376	0,312	−0,688	0,688
	0,203	−0,047	−0,094	0,406	0,688	−0,094	−0,594	0,094
	0,222	0,222	−0,333	0,667	2,667	0,667	−1,334	1,334
	0,278	−0,056	−0,167	0,833	1,334	−0,167	−1,167	0,167
	0,266	−0,266	−0,469	1,042	3,916	1,042	−1,958	1,958
	0,383	−0,117	−0,234	1,266	1,968	−0,234	−1,734	0,234

Таблица IV - 27

Значения коэффициентов K и K' соответствующих моментам, опорным реакциям и поперечным силам для трехпролетных неразрезных балок с равными пролетами при равномерно распределенной нагрузке и при одинаковых сосредоточенных грузах на равных расстояниях

Способ загрузки	Момент на		Опорный момент		Опорные реакции				Поперечные силы			
	первом пролете	втором пролете	M_1	M_2	A_0	A_1	A_2	A_3	слева от опоры A_1	справа от опоры A_1	слева от опоры A_2	справа от опоры A_2
	коэффициент		K		коэффициент				K'			
	0,080	0,025	−0,100	−0,100	0,400	1,100	0,400	0,400	−0,600	0,500	−0,500	0,600
	0,101	−0,050	−0,050	−0,050	0,450	0,550	0,550	0,450	−0,550	0,000	−0,000	0,550
	−0,025	0,075	−0,050	−0,050	−0,050	0,550	0,550	−0,050	−0,050	0,500	−0,500	0,050
	»	»	−0,117	−0,033	0,383	1,200	0,450	−0,033	−0,617	0,583	−0,417	0,033
	»	»	−0,067	−0,017	0,433	0,650	−0,100	0,017	−0,567	0,083	−0,083	−0,017
	0,175	0,100	−0,150	−0,150	0,350	1,150	1,150	0,350	−0,650	0,500	−0,500	0,650
	0,213	−0,075	−0,075	−0,075	0,425	0,575	0,575	0,425	−0,575	0,000	−0,000	0,575

Способ загрузки	Момент на первом пролете	Момент на втором пролете	Опорный момент M_1	Опорный момент M_2	Опорные реакции A_0	Опорные реакции A_1	Опорные реакции A_2	Опорные реакции A_3	Поперечные силы слева от опоры A_1	Поперечные силы справа от опоры A_1	Поперечные силы слева от опоры A_2	Поперечные силы справа от опоры A_2
	коэффициент		K		коэффициент				K^1			
	−0,038	0,175	−0,075	−0,075	−0,075	0,575	0,575	−0,075	−0,075	0,500	−0,500	0,075
	.	.	−0,175	−0,050	0,325	1,300	0,425	−0,050	−0,675	0,625	−0,375	0,050
	.	.	−0,100	−0,025	0,100	0,725	−0,150	0,025	−0,600	0,125	−0,125	−0,025
	0,244	0,067	−0,276	−0,267	0,733	2,267	2,267	0,733	−1,267	1,000	−1,000	1,267
	0,289	−0,133	−0,133	−0,133	0,866	1,133	1,133	0,800	−1,133	0,000	−0,000	1,133
	0,044	0,200	−0,133	−0,133	−0,133	1,133	1,133	−0,133	−0,133	1,000	−1,000	0,133
	.	.	−0,178	−0,044	0,822	1,400	−0,266	0,014	−1,178	0,222	−0,222	−0,014
	0,313	0,125	−0,375	−0,375	1,125	3,375	3,375	1,125	−1,875	1,500	−1,500	1,875
	−0,094	0,313	−0,188	−0,188	−0,188	1,688	1,688	−0,188	−0,188	1,500	−1,500	0,188
	.	.	−0,250	−0,062	1,250	2,062	−0,374	0,062	−1,750	0,312	0,312	−0,062

§ 3. РАМЫ

В таблице IV—28 даются формулы для расчета рамных конструкций, имеющих применение в гидротехническом строительстве.

Таблица IV—28

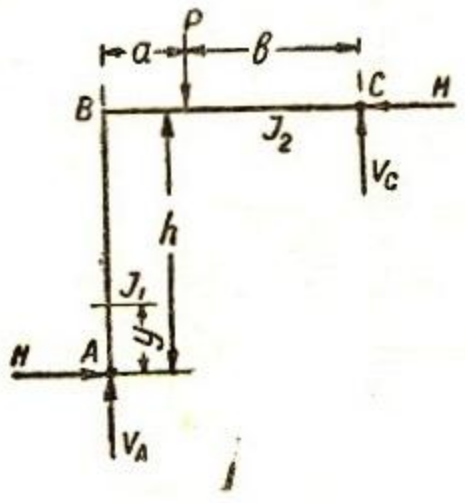
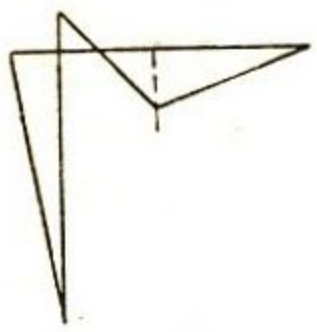
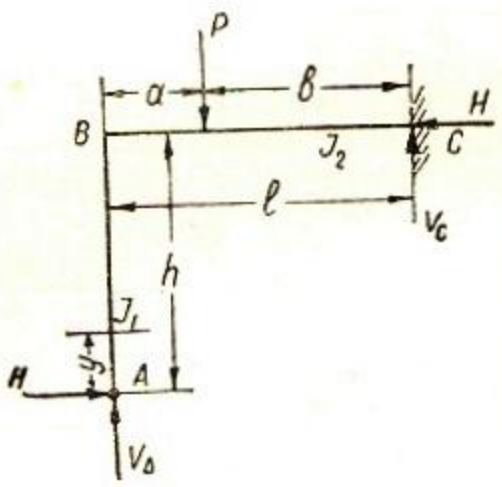
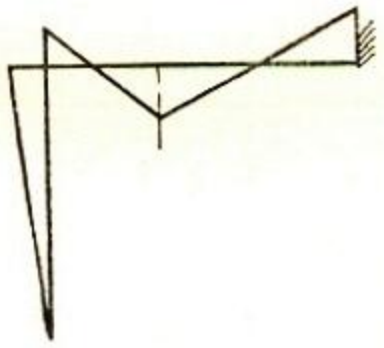
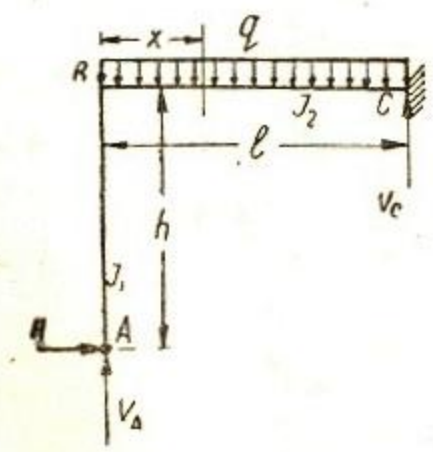
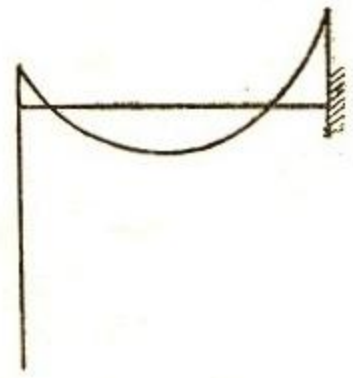
Схема рамы и воздействие на нее нагрузки	Эпюры изгибающих моментов	Решение
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $V_A=\frac{Pb}{l}+\frac{Hh}{l}$ $V_C=\frac{Pa}{l}-\frac{Hh}{l}$; $H=\frac{Pab\,(l+b)}{2hl^2\,(k+1)}$ Моменты в любом сечении стойки на расстоянии y от A: $M_y=-H\cdot y$; $M_B=-Hh$ Моменты под грузом: $M_P=\frac{Pab(2l^2k+3la-a^2)}{2l^3\,(k+1)}$
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $V_A=\frac{Pb^2}{l^3}\cdot\frac{2k(a+2l)+3(2a+l)}{4k+3}$ $V_C=P-V_A$; $H=\frac{3Pab^2}{hl^2(4k+3)}$ Моменты: $M_B=-Hh$; $M_P=V_A\cdot a-Hh$; $M_C=-\frac{Pab}{l^2}\cdot\frac{2k(2l-b)+3a}{4k+3}$ Момент в любом сечении стойки на расстоянии y от A: $M_y=-H\cdot y$; $M_B=-Hh$
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $H=\frac{ql^2}{4h(4k+3)}$ $V_A=\frac{3ql}{2}\cdot\frac{k+1}{4k+3}$; $V_C=ql-V_A$; Момент в любом сечении стойки на расстоянии y от A: $M_y=-H\cdot y$; $M_B=-Hh$ Момент в любом сечении балки на расстоянии x от B: $M_x=V_A\cdot x-Hh-\frac{qx^2}{2}$

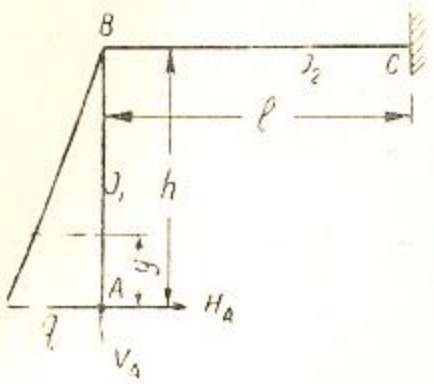
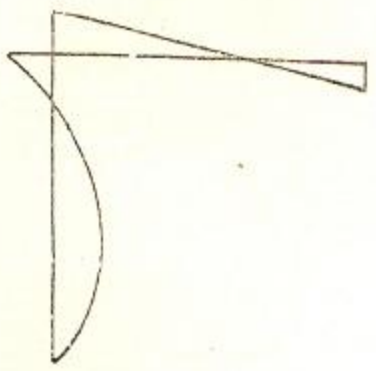
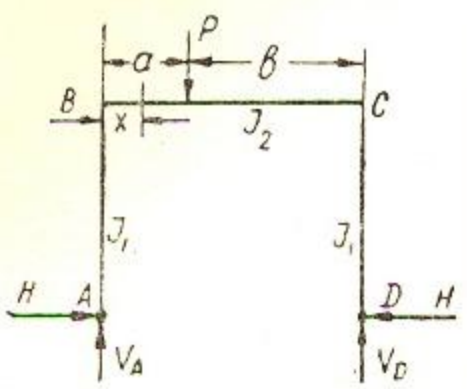
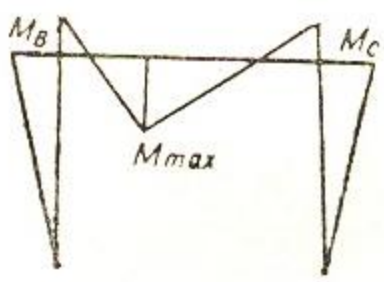
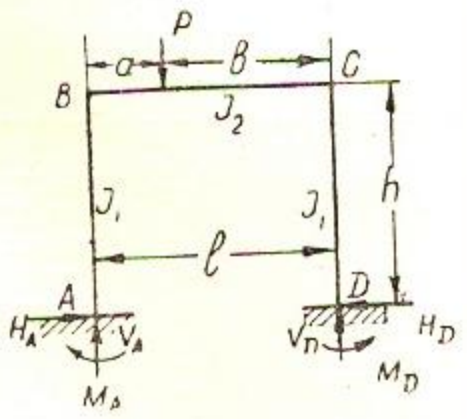
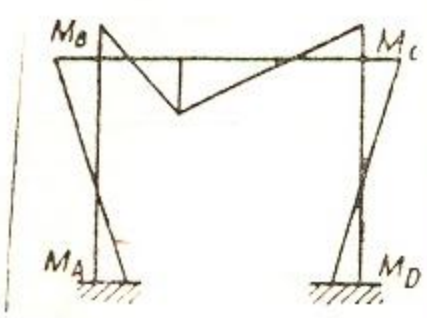
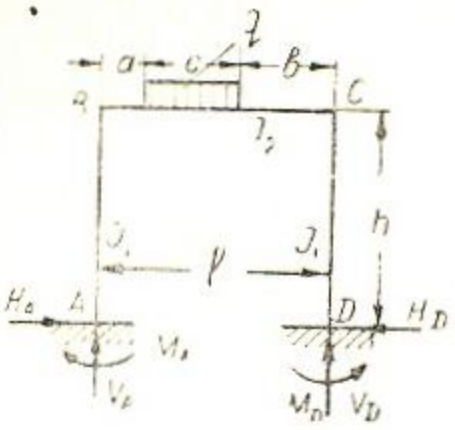
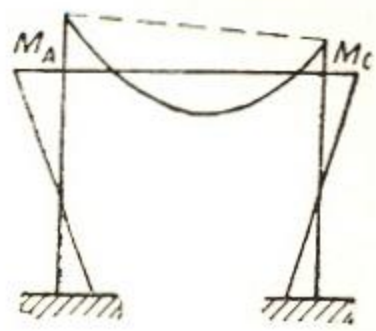
Схема рамы и воздействие на нее нагрузки	Эпюры изгибающих моментов	Решение
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $V_A=\frac{12qh^2}{20l}\times$ $\times\frac{k}{4k+3}$; $H_A=\frac{qh}{10}\cdot\frac{9k+10}{4k+3}$; $H_C=\frac{qh}{2}-H_A$ Момент в любом сечении балки на расстоянии y от A: $M_y=H_A y-\frac{q_y^2}{6h}(3h-y)$; $M_B=H_A h-\frac{qh^2}{3}$; Момент в любом сечении балки на расстоянии x от B: $M_x=V_A\cdot x+H_A h-\frac{qh^2}{3}$; $M_C=\frac{12qh^2}{60}\cdot\frac{k}{4k+3}$
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $V_A=\frac{Pb}{l}$; $V_D=\frac{Pa}{l}$; $H=\frac{3Pab}{2hl(2k+3)}$; $M_A=M_D=O$ $M_B=$ $=M_C=-\frac{3}{2}\cdot\frac{Pab}{(2k+3)l}$ Опасное сечение при $x=a$: $M_{max.}=\frac{4k+3}{2k+3}\cdot\frac{Pab}{2l}$
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $\delta=\frac{a}{l}$ $V_A=\frac{Pb}{l}\cdot\frac{1+\delta-2\delta^2+6k}{1+6k}$ $V_D=\frac{Pa}{l}\cdot\frac{3\delta-2\delta^2+6k}{1+6k}$ $H_A=H_D=\frac{3Pab}{2hl(2+k)}$ $M_A=\frac{Pab}{2l}\cdot\frac{5k-1+2\delta(2+k)}{(2+k)(1+6k)}$ $M_D=\frac{Pab}{2l}\times$ $\times\frac{3+7k-2\delta(2+k)}{(2+k)(1+6k)}$ $M_B=M_A-H_A\cdot h$; $M_C=M_D-H_A\cdot h$ $M_P=M_A-H_A h+V_A\cdot a$

Схема рамы и воздействие на нее нагрузки	Эпюра изгибающих моментов	Решение





$$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l};\quad V_D=qc-V_A$$

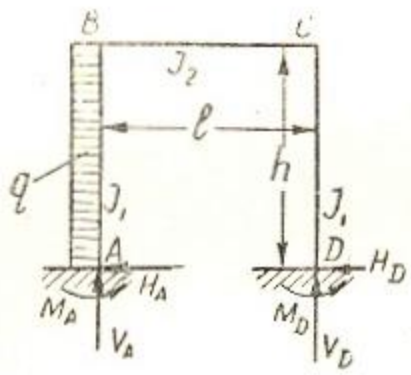
$$V_A=\frac{qc}{l^3(1+6k)}\left[3abc+b^2(3l-2b)+l^2\left(1-b-\frac{c}{2}\right)+3l^2(2b+c)\,k\right]$$

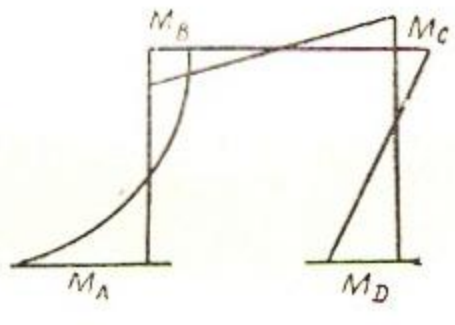
$$H_A=H_D=\frac{q}{4hl\,(2+k)}\times(6ab+3cl-2c^2)$$

$$M_B=M_A-H_A\cdot h;\quad M_C=M_D-H_A\,h$$

$$M_A=\frac{q}{4l^2(2+k)(1+6k)}\left[6abcl+4a^2c^2+8ab^2c+\frac{10}{3}c^3l-c^2l^2-2c^4+(14abcl+2a^2c^2-4ab^2c-2c^3l+5c^2l^2-c^4)k\right]$$

$$M_D=\frac{q}{4l^2(2+k)(1+6k)}\left[6abcl+4b^2c^2+8a^2bc+\frac{10}{3}c^3l-c^2l^2-2c^4+(14abcl+2b^2c^2-4a^2bc-2c^3l+5c^2l^2-c^4)\,k\right]$$





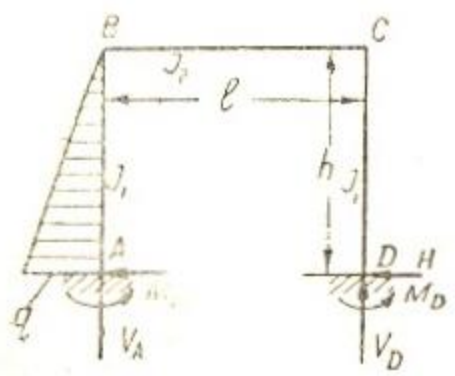
$$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l};\quad -V_A=V_D=\frac{q^2k}{l\,(1-6k)};\quad H=\frac{qh}{8}\times\frac{3+2k}{2+k};\quad M_A=-\frac{qh^2}{24}\times\left(12-\frac{9+5k}{2+k}-\frac{12k}{1+6k}\right)$$

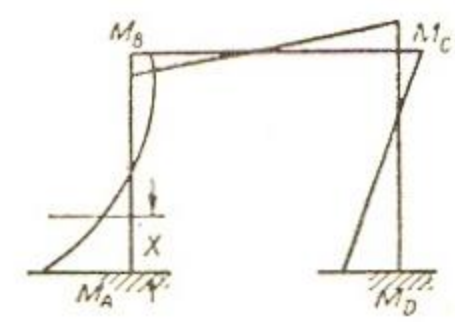
$$M_D=\frac{qh^2}{24}\left(\frac{9+5k}{2+k}-\frac{12k}{1+6k}\right)$$

$$M_B=M_A-Hh+\frac{qh^2}{2};\quad M_C=M_D-Hh$$

Моменты в любом сечении стойки AB, на расстоянии x от A:

$$M_x=M_A+(qh-H)\,x-\frac{qx^2}{2}.$$





$$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l};\quad -V_A=V_D=\frac{q^2h^2}{4l\,(1+6k)};\quad H=\frac{qh}{40}\,\frac{4+3k}{2+k}$$

$$M_A=-\frac{qh^2}{120}\left(20-\frac{12+7k}{2+k}-\frac{15k}{1+6k}\right)$$

$$M_D=\frac{qh^2}{120}\left(\frac{12+7k}{2+k}-\frac{15k}{1+6k}\right)$$

$$M_x=M_A+\left(\frac{qh}{2}-H\right)x-\frac{qx^2}{6h}(3h-x);\quad M_B=M_A-Hh+\frac{qh^2}{6};\quad M_C=M_D-Hh$$

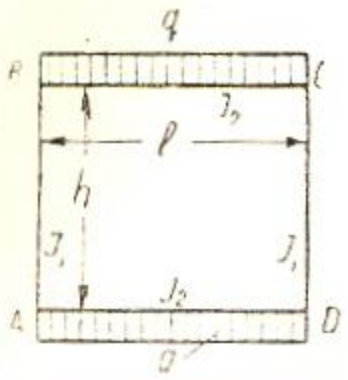
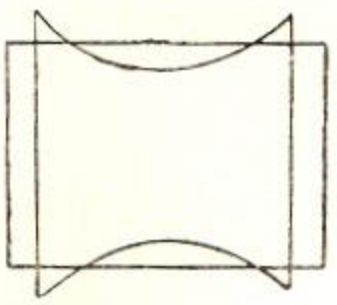
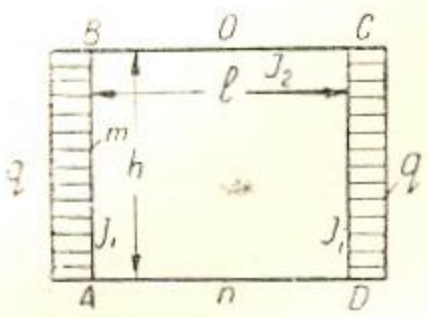
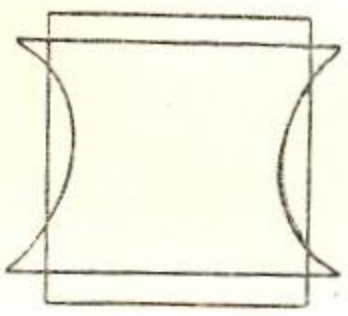
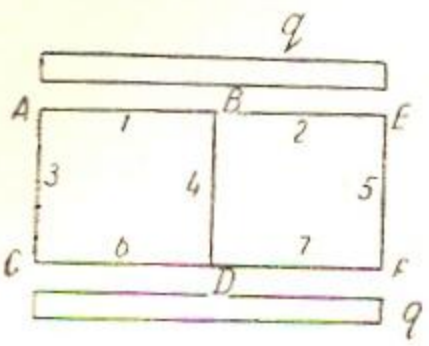
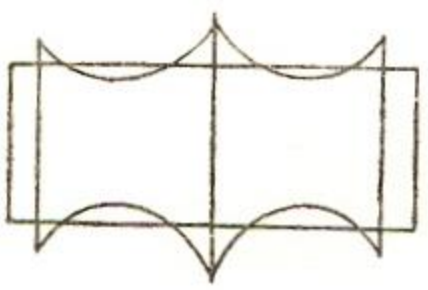
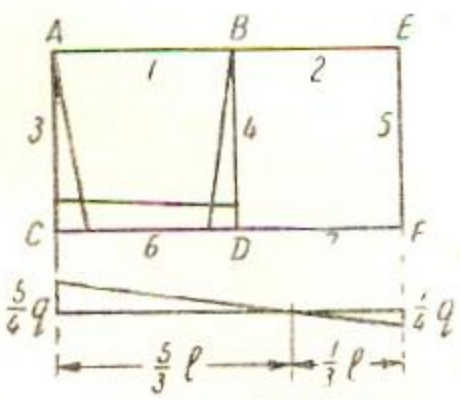
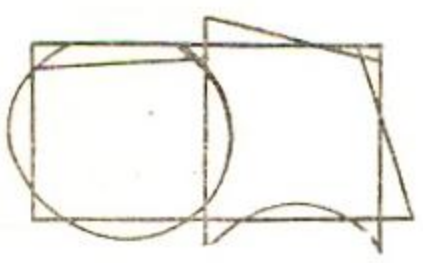
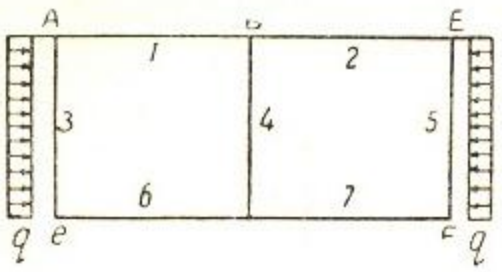
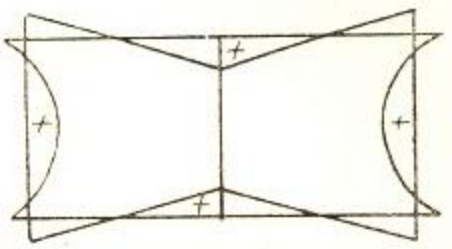
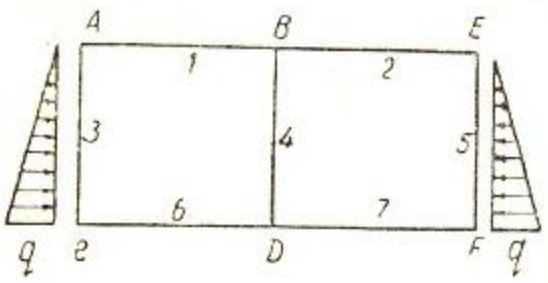
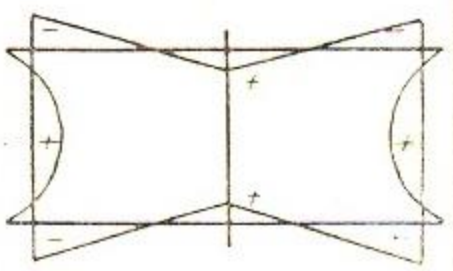
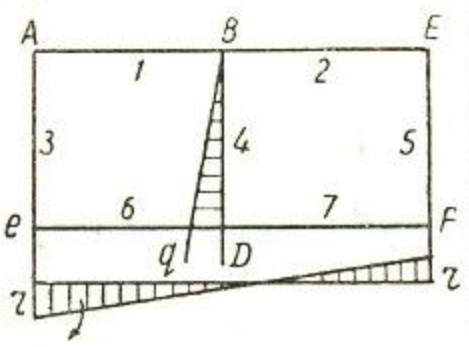
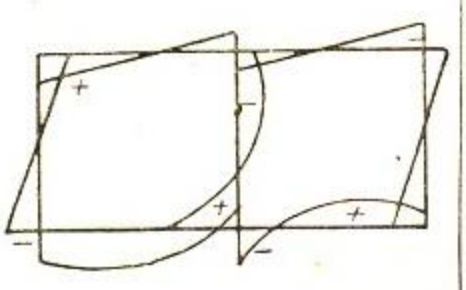
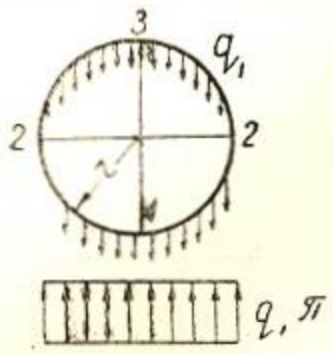
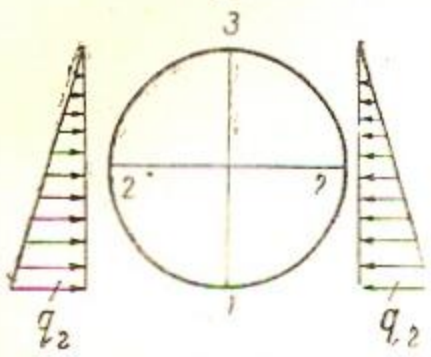
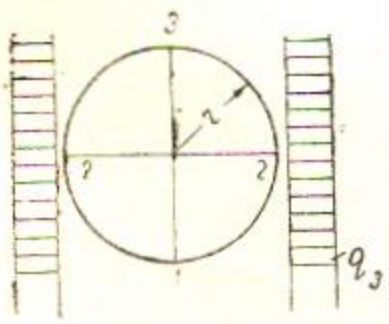
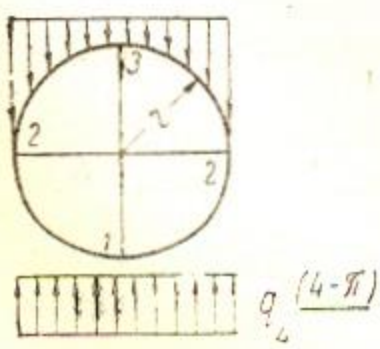
Схема рамы и воздействие на нее нагрузки	Эпюры изгибающих моментов	Решение
Замкнутые рамы		
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $H_0=0$ $M_0=Mh=\frac{ql^2}{24}\cdot\frac{3k+1}{k+1}$ (в серединах верхнего и нижнего ригелей) $M_C=M_D=M_B=M_A=$ $=M_0-\frac{ql^2}{8}=-\frac{ql^2}{12}\cdot\frac{1}{k+1}$
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $H_B=\frac{qh}{2}$ $M_A=M_B=M_C=M_D=$ $=M_0=M_n=-\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{k}{k+1}$ $M_m=M_A+\frac{qh^2}{4}=\frac{qh^2}{12}\times$ $\times\frac{2k+3}{k+1}$
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $M_A=M_C=M_E=M_F=$ $=-\frac{q^2}{12}\cdot\frac{1}{2k+1}$ $M_{1B}=M_{2B}=M_{6D}=M_{7D}=$ $=-\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{3k+1}{2k+1}$ $M_{4B}=M_{4D}=0$
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $m=20\,k+2)\times$ $\times(6k^2+6k+1)$ $n=\frac{10\,(k+6)\,(2k+1)}{k}$; $t=\frac{l^2}{h^2}$; $N_1=2k\,(24k^2+$ $+54k-1)-t\,(18k^2+$ $+5k+3)$ $N_2=2k\,(36k^2+66k+1)+$ $+t\,(42k^2+55k+7)$ $N_3=2k\,(24k^2+69k-29)-$ $-t\,(21k^2+8k-3)$ $N_4=2k\,(36k^2+81k+31)+$ $+t\,(39k^2+59k+13)$ $\begin{matrix}M_{1B}\\M_{2B}\end{matrix}\Big\rangle=\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{7k+31}{n}\pm\frac{N_3}{m}\right)$ $M_{4B}=\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_3}{m}$; $M_{4D}=\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_4}{m}$ $\begin{matrix}M_{6D}\\M_{7D}\end{matrix}\Big\rangle=\frac{qh^2}{24}\left(-\frac{3k+29}{n}\pm\right.$ $\left.\pm\frac{N_4}{m}\right)$ $\begin{matrix}M_A\\M_E\end{matrix}\Big\rangle=\frac{qh^2}{24}\left(\frac{8k+59}{n}\pm\frac{N_1}{m}\right)$ $\begin{matrix}M_C\\M_F\end{matrix}\Big\rangle=\frac{qh^2}{24}\times$ $\times\left(\frac{12k+61}{n}\pm\frac{N_1}{m}\right)$

Схема рамы и воздействие на нее нагрузки	Эпюры изгибающих моментов	Решение
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $M_A=M_C=M_E=M_F=$ $=-\frac{qh^2}{6}\cdot\frac{k}{2k+1}$ $M_{1B}=M_{2B}=M_{6D}=M_{7D}=$ $=\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{k}{2k+1}$ $M_{4B}=M_{4D}=0$
		$k=\frac{I_2}{I}\cdot\frac{h}{l}$; $m=\frac{20\,(k+6)\,(2k+1)}{k}$; $M_A=M_E=-\frac{qh^2}{6}\cdot\frac{8k+59}{m}$ $M_C=M_F=-\frac{qk^2}{6}\times$ $\times\frac{12k+61}{m}$ $M_{4B}=M_{4D}=0$ $M_{1B}=M_{2B}=\frac{qh^2}{6}\cdot\frac{7k+31}{m}$; $M_{6D}=M_{7D}=\frac{qh^2}{6}\cdot\frac{3k+29}{m}$
		$k=\frac{I_2}{I_1}\cdot\frac{h}{l}$; $m=20\,(k+$ $+2)\,(6k^2+6k+1)$ $N_1=72k^3+158k^2+97k+$ $+21$; $N_2=72k^3+166k^2+$ $+107k+9$; $N_3=-12\kappa^3+$ $+31\kappa^2+62\kappa+21$; $N_4=108\kappa^3+365\kappa^2+$ $+254\kappa+29$.
		$M_A\atop M_E\Big\rangle=\pm\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_1}{m}$; $M_{1B}\atop M_{2B}\Big\rangle=\mp\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_3}{m}$; $M_C\atop M_F\Big\rangle=\mp\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_2}{m}$; $M_{6D}\atop M_{7D}\Big\rangle=\pm\frac{qh^2}{24}\cdot\frac{N_4}{m}$; $M_{4B}=-\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_3}{m}$; $M_{4D}=\frac{qh^2}{12}\cdot\frac{N_4}{m}$;

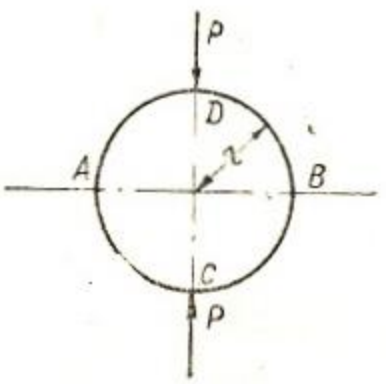
§ 4. ТРУБЫ

Схема загружения основными силами и формулы определения расчетных величин для четырех сечений трубопровода даны в табл. IV—29 ($+M$ — растяжение внутренних волокон; $-M$ — растяжение наружных волокон; $+N$ — сжатие; $-N$ — растяжение).

Таблица IV—29

Схема загружения	Интенсивность нагрузки q в кг/м	Расчетные величины (кгм и кг)	NN сечений 1	2 (слева и справа)	3
Собственный вес 	$q_1 = \gamma_1 \delta$	M	$0{,}44063 q_1 r^2$	$-0{,}39270 q_1 r^2$	$0{,}34476 q_1 r^2$
		N	$0{,}15398 q_1 r$	$1{,}57080 q_1 r$	$-0{,}16667 q_1 r$
		γ_1 — объемный вес железобетонной стенки в т/м³ δ — толщина стенки в м			
Боковое давление грунта 	$q_2 = \gamma_2 2 r \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	M	$-0{,}14583 q_2 r^2$	$0{,}12500 q_2 r^2$	$-0{,}10417 q_2 r^2$
		N	$0{,}68750 q_2 r$	0	$0{,}31250 q_2 r$
		γ_2 — объемный вес грунта в т/м³; φ — угол внутреннего трения грунта в градусах			
Боковое давление грунта 	$q_3 = \gamma_2 h \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	M	$-0{,}25000 q_3 r^2$	$0{,}25000 q_3 r^2$	$-0{,}25000 q_3 r$
		N	$q_3 r$	0	$q_3 r$
		h — высота засыпки над трубой в м			
Вертикальная нагрузка 	$q_4 = \gamma_2 r$	M	$0{,}04440 q_4 r^2$	$-0{,}04207 q_4 r^2$	$0{,}02670 q_4 r^2$
		N	$0{,}02083 q_4 r$	$0{,}21460 q_4 r$	$-0{,}02083 q_4 r$

Продолжение таблицы IV—29

Схема загружения	Интенсивность нагрузки q в кг/м	Расчетные величины (кгм и кг)	NN сечений		
			1	2 (слева и справа)	3
Сосредоточенная нагрузка  P		M	$M_A = M_B = -0{,}182P$ $M_C = M_D = 0{,}318Pr$		
		N	$N_A = N_B = \frac{P}{2}$; $N_D = N_C = 0$		

§ 5. РАСЧЕТ БАЛОК, ПЛИТ И РАМ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

Сооружения на упругом основании в зависимости от типа могут рассчитываться по условиям одной из трех основных задач теории упругости:

по условиям пространственной задачи, когда рассчитываемая балка лежит на поверхности упругого полупространства;

задачи с осевой симметрией (круглые плиты, сплошные гибкие нити);

по условиям плоской задачи, когда: а) балка лежит на упругом вертикальном слое (полуплоскости) той же ширины, что и балка (плоское напряженное состояние); б) рассматривается узкая полоса, выделенная в поперечном направлении из бесконечной, однородно напряженной полосы (плоская деформация). Если сооружение расположено на поверхности земли, а затем по его бокам отсыпают грунт, то следует учитывать эту отсыпку как боковую пригрузку.

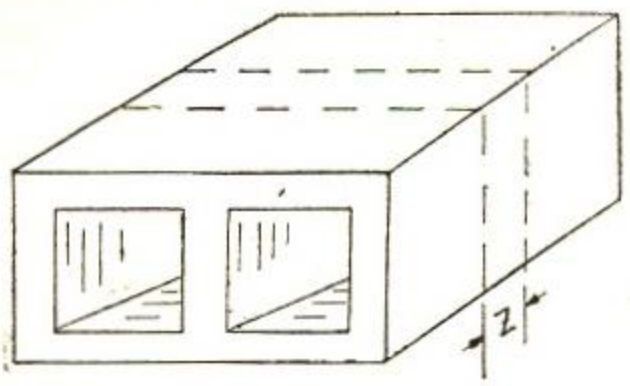


Рис. IV—66.

Для расчета гидротехнических сооружений (фундаментные плиты водосливных плотин, шлюзов, водовыпусков и др.) в большинстве случаев применимы условия плоской деформации. Достаточно ограничиться только одной поперечной полосой шириной 1 м (рис. IV—66). Полосы на упругом основании сравнительно просто можно рассчитывать при помощи таблиц безразмерных величин (см. „Расчет конструкций на упругом основании" М. И. Горбунова-Посадова, 1949 г.).

Плиты на упругом основании рекомендуется производить по методу проф. Б. Н. Жемочкина (см. справочник по гидротехнике, М., 1955, стр. 255).

Гипотеза коэффициента постели базируется на пропорциональности между давлением на упругое основание и его осадкой: зависимость

между этими величинами выражается формулой: $p = ky$, где p — давление на упругое основание в какой-либо точке, равное его реакции; y — осадка в той же точке; k — коэффициент постели, который считается постоянным для данного грунта.

Теория и практика расчета балок и рам на упругом основании по гипотезе коэффициента постели, методом начальных условий чрезвычайно подробно разработана проф. В. Д. Киселевым (см. Балки и рамы на упругом основании; ОНТИ М.—Л., 1936 г.).

ЛИТЕРАТУРА

Беляев Н. М. Сопротивление материалов. М.—Л. Гостехиздат, 1958.

Беляев Н. М. Сборник задач по сопротивлению материалов. М.—Л. Гостехиздат, 1951.

Беляев Н. М. Лабораторные работы по сопротивлению материалов. М.—Л. Гостехиздат, 1951.

Бычков Д. В. Формулы и графики для расчета рам, М. Госстройиздат. 1957.

Глушков Г. С., Егоров И. Р., Ермолов В. В. Формулы для расчета рам, М. Госстройиздат, 1958.

Дарков А. В., Митройолский Н. М., Шапиро Г. С. Сопротивление материалов. М., Госиздат, „Высшая школа", 1959.

Дыховичный А. И. Строительная механика. М. Госстройиздат, 1953.

Жемочкин Б. Н., Никифоров С. Н. Курс строительной механики, ч. II. Сопротивление материалов. М. Госстройиздат, 1960.

Жемочкин Б. Н., Пашевский Д. П. Курс строительной механики, ч. III. Статика сооружений, М. Госстройиздат, 1959.

Кинасошвили Р. С. Сопротивление материалов для техникумов. М., Гостехиздат, 1954.

Киселев В. А. Строительная механика. М. Госстройиздат, 1960.

Улитин Н. С. Сопротивление материалов для техникумов строительной специальности. М. Госстройиздат, 1959.

РАЗДЕЛ V

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ МЕЛИОРАЦИИ

Глава I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

§ 1. СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ МЕЛИОРАЦИИ, ИХ ТЕХНИЧЕСКИЕ ФОРМЫ, УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ

Под „сельскохозяйственными мелиорациями" понимается система организационно-хозяйственных и технических мероприятий, направленных на коренное улучшение неблагоприятных природных условий земель, используемых для сельскохозяйственного производства (пашни, пастбища, леса и т. п.).

Объектами мелиорации могут быть:

а) земли с неблагоприятными условиями водного режима: болота периодически затопляемые и заболоченные земли, засушливые степи, полупустыни и пустыни;

б) земли с неблагоприятными физическими и химическими свойствами: солонцы, солончаки, тяжелые глинистые, иловатые почвы, пески и др.;

в) земли, подверженные вредному механическому действию воды, или ветра: в результате чего образуются овраги, оползни, смыв и развеивание (эрозия) почвенного покрова.

Технические мероприятия, применение которых обеспечивает коренное улучшение (мелиорации) неблагоприятных природных условий, делятся на:

1. Агротехнические мелиорации, изменяющие физические и химические свойства почвы. Они обеспечивают улучшение ее пищевого режима.

2. Гидротехнические мелиорации, направленные на урегулирование водного режима почвы. Этот вид мелиораций, в связи с изменением водного режима почвы, вызывает существенные перемены в воздушном, тепловом и микробиологическом режимах почвы и резко меняет весь почвообразовательный процесс в районе мелиорации.

3. Лесотехнические мелиорации, имеющие целью изменение климатических и гидрологических условий района, борьбу с эрозией почвенного покрова. К этому виду мелиораций в частности относятся работы по закреплению барханных песков, высаживание саксаула, лоха и др. культур.

Каждому из названных направлений мелиораций свойственны определенные приемы и методы.

Пескование глинистых почв, известкование подзола, промывка засоленных почв, специальные приемы обработки и удобрения почв

дополняют систему агротехнических мероприятий в зависимости от природных особенностей района.

Гидротехнические мелиорации — искусственное орошение, обводнение или осушение района с помощью специальных гидромелиоративных (ирригационных или осушительных) систем, состоящих из каналов и различных гидротехнических сооружений, регулирующих расходы, горизонты и скорости воды, используемой для искусственного орошения, или удаляемой из районов осушения.

Лесотехнические мелиорации — насаждение лесных массивов (рощи, сады, плантации), полезащитных лесных полос специальных конструкций с подбором соответствующих пород деревьев, в посевах семян кустарников и засухоустойчивых трав, в пескоукрепительных работах по берегам оросительных каналов с устройством одно- и двухрядных полос из камышитовых щитов.

Мелиоративные мероприятия, проектируемые для определенного района, должны быть увязаны с принятой системой земледелия и агротехническими мероприятиями.

Комплекс агротехнических, лесотехнических и гидротехнических мелиоративных мероприятий дает эффект в преобразовании неблагоприятных природных условий.

§ 2. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ МЕЛИОРАЦИИ. УРАВНЕНИЕ ОБЩЕГО ВОДНОГО БАЛАНСА. КЛАССИФИКАЦИЯ РАЙОНОВ ПО ХАРАКТЕРУ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ МЕЛИОРАЦИЙ

Характер применяемых гидротехнических мелиоративных мероприятий определяется условиями водного баланса района, то есть соотношения между приходными и расходными статьями его водных запасов.

Это соотношение выражается следующим уравнением:

$$П - Р = \pm \Delta W, \qquad (V-1)$$

где $П$ — приход влаги; $Р$ — расход влаги; $\pm \Delta W$ — увеличение или уменьшение запасов влаги за определенный балансовый период.

Приход влаги ($П$) слагается из следующих статей:

$$П = О + П_п + П_г + К,$$

где $О$ — атмосферные осадки; $П_п$ — поверхностный приток с окружающих земель; $П_г$ — подземный приток; $К$ — конденсационная вода.

Расход влаги ($Р$) составляется из следующих статей:

$$Р = И_п + И_т + О_п + О_г,$$

где $И_п$ — почвенное испарение; $И_т$ — транспирация воды растительностью; $О_п$ — отток поверхностных вод; $О_г$ — отток грунтовых вод.

Уравнение водного баланса (V—1) может быть решено как для целого района, так и для единицы площади (гектара).

Отдельные статьи балансового уравнения получаются в результате специальных исследований и расчетов. Количественно они выражаются в объемных единицах ($м^3$) или в слое воды (мм).

Балансовым периодом могут быть: декада, месяц, год.

Динамика основных статей водного баланса для одного из районов орошения показана на рис. V—1. Имеются районы, водный баланс которых отличается устойчивым накоплением водных запасов. Приход влаги здесь превышает ее естественный расход. Такие районы называются избыточно-увлажненными и гидротехнические мелио-

рации в них сводятся к развитию осушительных систем. Районы, в которых расход влаги превышает приход, называются районами недостаточного увлажнения. Гидротехнические мелиорации для них состоят в развитии оросительных (ирригационных) систем.

Третий вид районов характеризуется неустойчивым отношением между приходными и расходными статьями водного баланса. Они называются районами неустойчивого увлажнения. Для них климатические особенности текущего года в сочетании с местными условиями (рельеф, характер почвы, подстилающие слои, уровень грунтовых вод и др.) определяют потребность в осушительных, либо в оросительных мелиорациях.

§ 3. ПРИРОДНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ОТДЕЛЬНЫХ РАЙОНОВ ЗЕМНОГО ШАРА И РАЗВИТИЕ МЕЛИОРАЦИЙ В СССР И ЗАРУБЕЖНЫХ СТРАНАХ

Относительное распределение площади суши земного шара по годовому количеству выпадающих осадков показано в табл. V—1.

Интенсивное земледелие без применения искусственного орошения возможно в районах, где годовое количество осадков не меньше 500 мм и их распределение в течение года отвечает фазам развития растений. В районах с годовым количеством осадков менее 250 мм и высоким температурным режимом создаются условия пустыни. Земледелие в таких районах без искусственного орошения абсолютно невозможно.

При неравномерном (не совпадающим с потребностями растений) распределении осадков в течение года, потребность в орошении возникает и в районах с очень большим количеством выпадающих осадков (субтропики, тропики). Так, например, в ряде районов Индонезии при годовом слое осадков, достигающем 10 000 мм требуется орошение. Во Франции на территории системы Нижняя Рона—Лангедок годовой слой осадков — 670 мм, но они почти целиком приходятся на период 50—80 дней, в остальное время — засуха и орошение также необходимо. В Китае, Индии, Бирме большие по площади районы требуют искусственного орошения в условиях влажного тропического и субтропического климата.

Орошение земель производится почти во всех странах мира.

Орошаемые земли встречаются в 60 государствах. Среди них много стран умеренного климата (Англия, Канада, ФРГ, и ГДР часть земель орошается даже в Исландии, расположенной на границе северного полярного круга).

Таблица V—1

Климатическая область	Количество осадков, мм	Площадь от общей площади суши, %
Засушливая (аридная)	< 250	25
Полузасушливая (семиаридная) .	250—500	30
Полувлажная (субгумидная) . .	500—1000	20
Влажная (гумидная)	1000—2000	20
Очень влажная	> 2000	5

Осушение производится не только в районах избыточного увлажнения, но во многих случаях становится необходимым и для засушливых и полузасушливых районов; что обычно вызывается местными

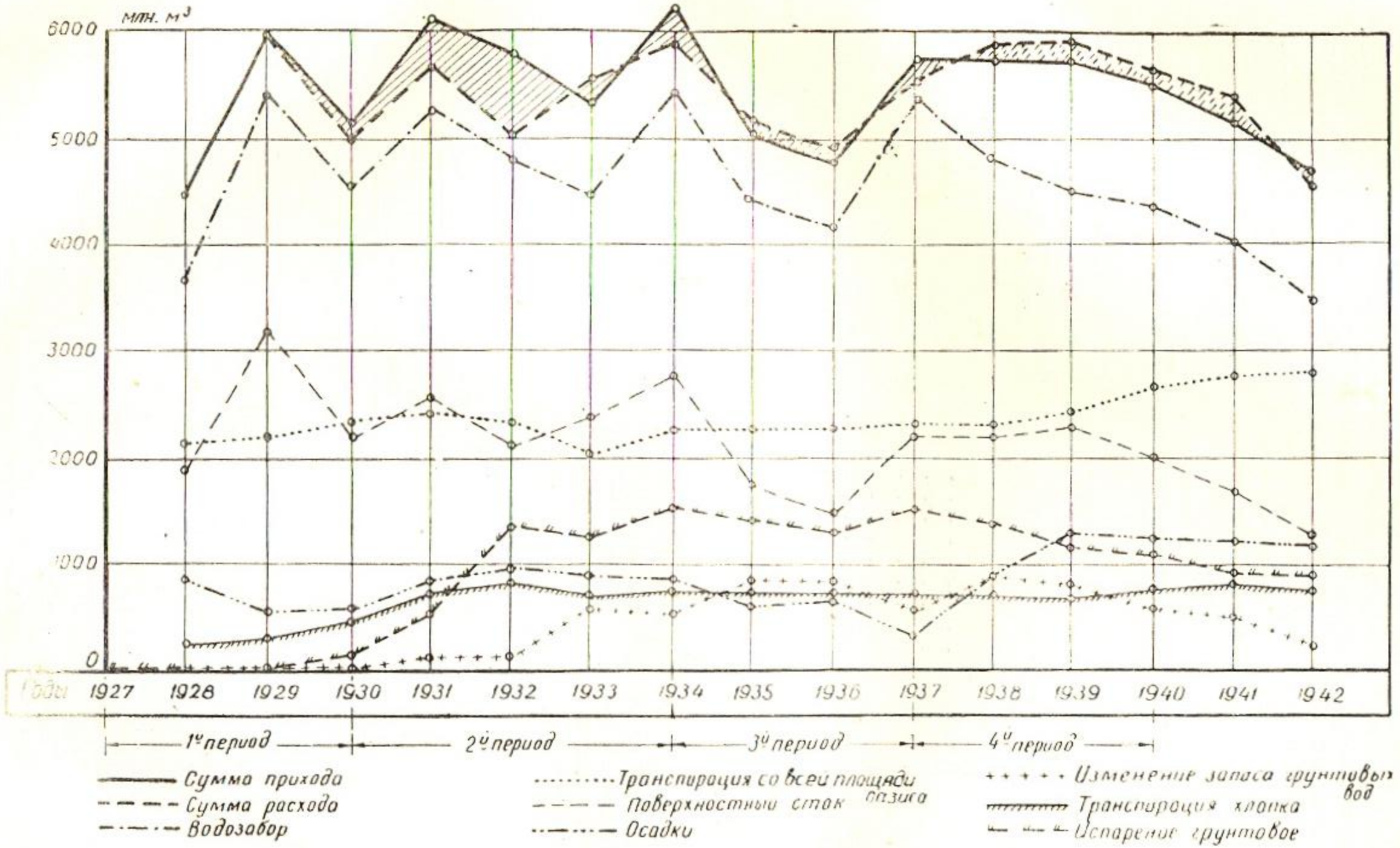


Рис. V—1. График общего водного баланса и баланса грунтовых вод на территории орошаемого района за период 1927—1942 гг.

условиями, последствиями неумеренного орошения, склонностью земель засушливых районов к засолению.

В настоящее время во всех странах мира в сельскохозяйственном использовании находится около 850 млн. га земель, а площадь искусственно орошаемых земель составляет около 150—160 млн. га (17—18% всех освоенных земель).

Продуктивность орошенных земель равноценна остальным освоенным, но неорошаемым землям. Орошение особенно эффективно в засушливых, полупустынных или пустынных областях, площадь которых составляет 3,5—4,0 млрд. га.

Площади поливных земель в государствах, где орошение получило наибольшее развитие, показаны в табл. V—2.

Таблица V—2

Государство	Площадь орошаемых земель (в 1955—1958 гг.), млн. га
Китай	около 65
Индия	23,6
США	10,6
Египет	около 3,0
Индонезия	4,2
Япония	около 3,0
Франция	2,5
Италия	2,2
Испания	1,4

В СССР происходит непрерывный рост площади мелиорированных земель. В 1913 г. общая площадь мелиорированных земель составляла 5,44 млн. га, в том числе орошаемых земель — 3,96 млн. га и осушенных — 1,48 млн. га. В 1956 г. площадь мелиорированных земель в СССР достигла 19,6 млн. га, из них с оросительной сетью 11,1 млн. га и осушенных — 8,5 млн. га, то есть за годы Советской власти площадь мелиорированных земель в стране увеличилась почти в 4 раза.

Сведения о приросте орошаемых земель за годы Советской власти по союзным республикам представлены в табл. V—3.

Таблица V—3

Союзная республика	Площадь земель с оросительной сетью, тыс. га		
	1913	1956	Прирост
Российская Федерация .	214	1491	1277
Украина	7	220	213
Узбекистан	1339	2818	1479
Казахстан	696	2111	1415
Грузия	112	307	195
Азербайджан	550	1615	1065
Армения	97	214	117
Киргизия	425	1154	729
Таджикистан	211	440	229
Туркмения	307	731	424
Молдавия	0,6	26	26,4
Итого . .	3958,6	11 128,0	7169,4

§ 4. СОСТАВНЫЕ ЧАСТИ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ

Гидромелиоративные системы делятся на оросительные, обводнительные, осушительные.

Оросительные и обводнительные системы — комплекс гидротехнических сооружений в виде каналов или трубопроводов разного назначения, размеров и специальной арматуры (гидротехнические сооружения для регулирования расходов, горизонтов и скоростей движения воды в каналах, водоподъемных механизмов, насосных станций, гидрантов, водомерных устройств и др.).

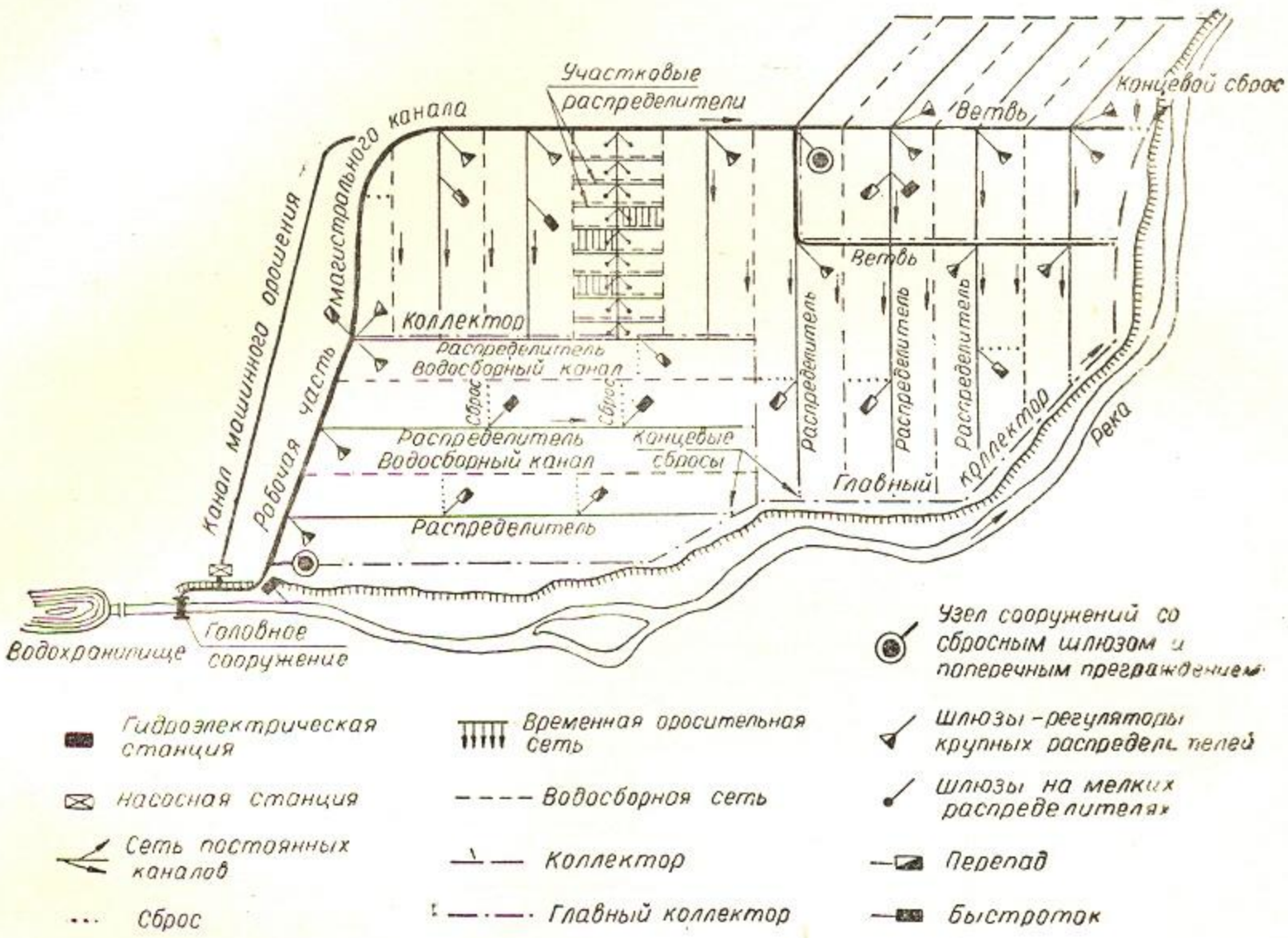


Рис. V–2. Схема постоянно действующей ирригационной системы.

Оросительная система состоит из следующих основных звеньев:

а) источник орошения (река, озеро, водохранилище, грунтовые воды) как источник питания системы;

б) проводящая часть системы (магистральный канал и система постоянных распределительных каналов);

в) регулирующая часть системы (временные оросители и мельчайшая оросительная сеть, определяемая принятым способом полива, сборно-разборные и гибкие поливные трубопроводы, дождевальные машины и т. п.);

г) водосборно-сбросная сеть, „служащая для удаления с орошаемых площадей излишней поверхностной воды“;

д) арматура (искусственные сооружения).

Ирригационная система, как технико-экономический объект может действовать в условиях вполне определенной пригодной к орошению территории (площади ирригационно-подготовленных земель) и водоустроенных сельскохозяйственных производственных организаций (колхозы и совхозы), ведущих поливное хозяйство (орошаемое земледелие) и обслуживаемых органами эксплуатации этой системы.

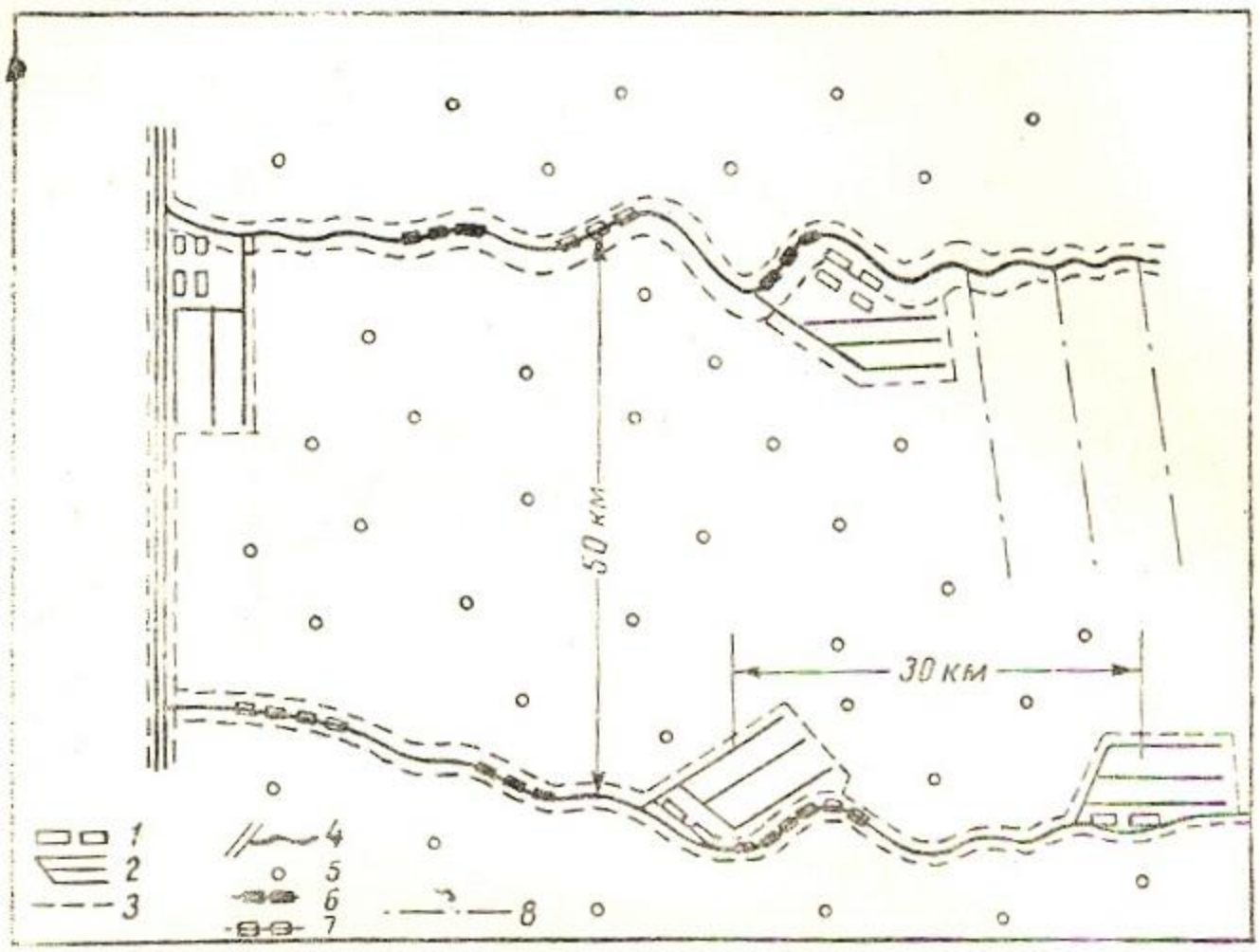


Рис. V—3 Схема обводнительной системы:

1— поселки; *2*— орошаемые участки; *3*— граница зоны пескоукрепительных кустарниковых насаждений; *4*— обводнительные каналы; *5*— колодцы; *6*— обводнительные каналы в трубопроводах; *7*— обводнительные каналы с противофильтрационными устройствами; *8*— обводнительные трубопроводы.

Типовая схема крупной оросительной системы представлена на рис. V—2.

Под „обводнением" понимается подача воды в маловодную область для хозяйственных и промышленных нужд. Цели обводнения: водоснабжение населенных пунктов и промышленных объектов, водоснабжение пастбищ и т. д.

Технические пути осуществления обводнения состоят в развитии сети буровых насосных скважин, питьевых колодцев, в устройстве специальных подводящих и распределительных каналов. В обводнительной системе отсутствует регулирующая часть, свойственная оросительной системе.

Рис. V—3, V—4 и V—5 изображают схемы обводнительных систем.

Оросительные системы

а) забор оросительной воды из источников орошения в необходимых нормированных количествах;

б) плановая подача и распределение воды между водопользователями (колхозы, совхозы, промышленные предприятия);

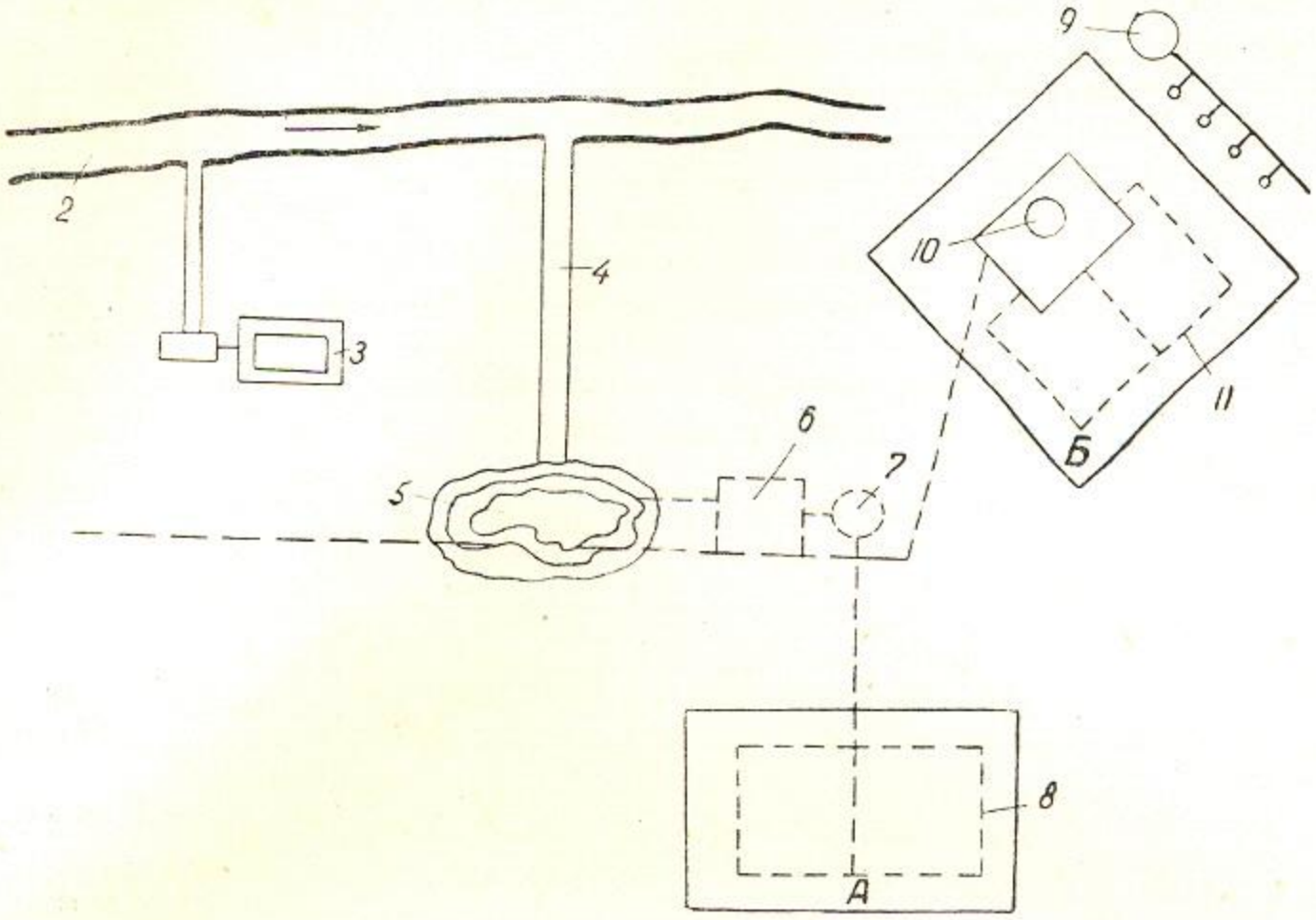


Рис. V—4 Схема неполного обводнения (по В. С. Оводову):

1— река; *2*— магистральный канал; *3*— водонапорный пункт; *4*— отводной канал; *5*—водохранилище; *6*— водоочистные сооружения; *7*— напорный резервуар; *8*— разводящая сеть труб в населенном пункте *А*; *9*— группа колодцев с водоподъемником; *10*— водонапорный резервуар с водозабором; *11*— разводящая сеть труб в населенном пункте *Б*.

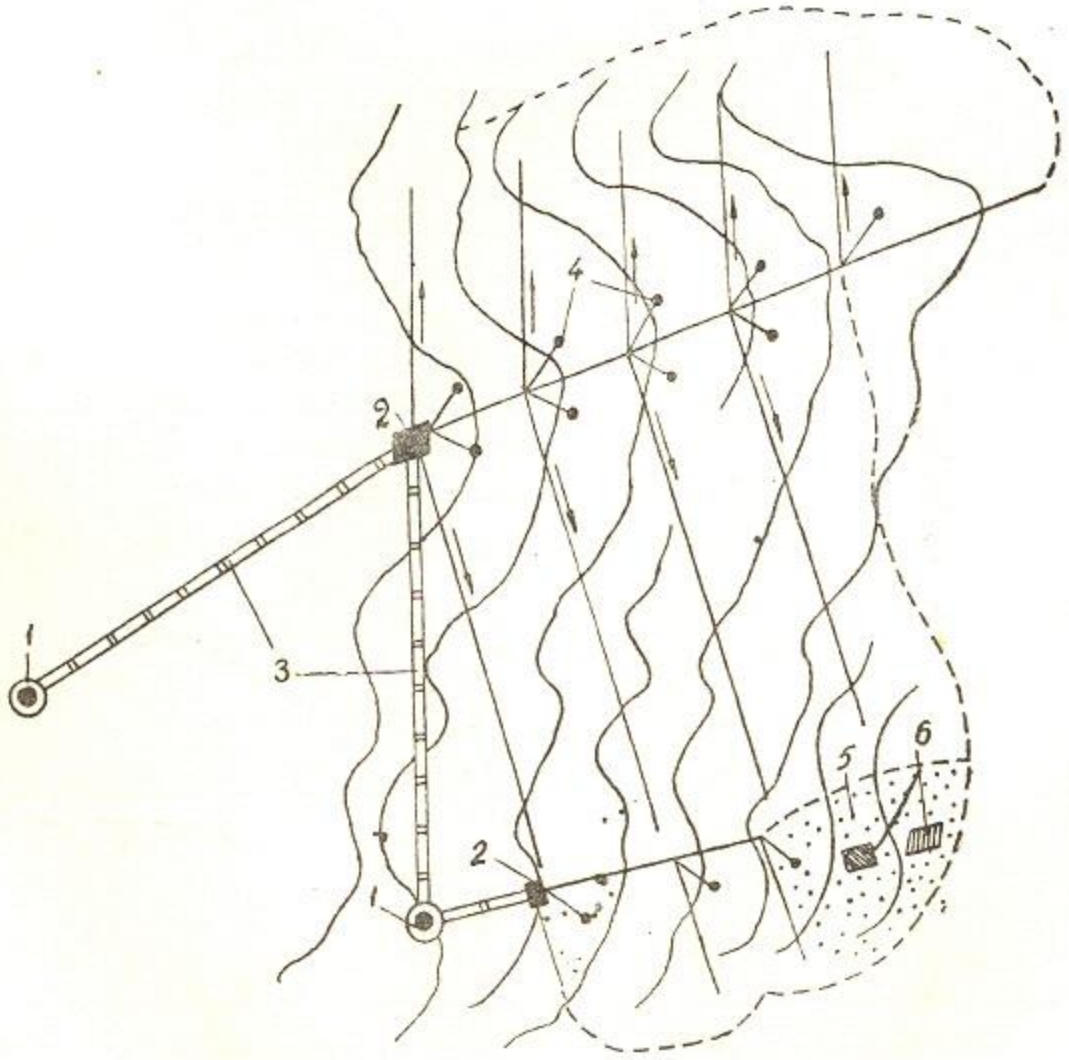


Рис. V—5. Схема участка, орошаемого артезианскими водами:

1— буровые скважины; *2*— водоприёмные бассейны *3*— трубопроводы; *4*— водовыпуски; *5*— сад; *6*— населенный пункт.

в) распределение воды внутри хозяйства и подача ее на поля в соответствии с потребностями сельскохозяйственных культур и почвенно-мелиоративными условиями.

Оросительные системы по способу забора воды из источников орошения разделяются на самотечные системы и системы с машинным водоподъемом.

Забор воды в самотечные системы осуществляется с помощью плотин на источнике (плотинный водозабор) или без них (бесплотинный водозабор). В СССР с помощью плотинного водозабора орошается около 10% поливных земель. Машинное орошение составляет 5% площади. Из ключей, кяризов, колодцев, артезианских скважин орошается до 5% поливаемых земель. Из водохранилищ и прудов орошается до 20% земель.

Осушительные системы

а) своевременный отвод излишних вод с осушаемых участков;

б) предохранение осушаемых земельных участков от поступления излишних вод;

в) поддержание на полевых и луговых угодиях водного режима в соответствии с потребностями сельскохозяйственных культур.

Осушительные системы — комплекс гидротехнических сооружений: открытые осушительные каналы, закрытые дрены, временные осушители, вертикальные осушительные колодцы и специальная арматура.

Основными звеньями осушительных систем являются:

а) водоприемник (река, озеро, естественные низины, водопроницаемые подстилающие слои);

б) проводящая часть системы (главный коллектор и связанная с ним сеть коллекторов младших порядков и веток);

в) регулирующая часть системы (первичные постоянные или временные дрены, осушители, дренажные насосные и поглощающие колодцы);

г) арматура (искусственные сооружения).

Типовая схема осушительной системы представлена на рис. V—6.

В СССР около 100 тыс. га осушенных земель обслуживаются осушительными системами с механической перекачкой воды. Зональные (климатические) и местные (рельеф, почвы, гидрогеологические особенности) условия района мелиорации могут потребовать создания систем двойного действия (оросительно-осушительных). „Строительные нормы и правила“ устанавливают 4 категории гидромелиоративных систем в зависимости от площади мелиорированных земель:

Категория	Площадь системы, тыс. га
первая	больше 250
вторая	250—75
третья	75—25
четвертая	< 25

Все оросительные и осушительные системы подразделены на межхозяйственные, обслуживающие земли двух и более хозяйств, и внутрихозяйственные, обслуживающие земли только одного хозяйства.

Проектирование гидромелиоративных межхозяйственных и внутрихозяйственных систем производится в соответствии с „Технически-

ми указаниями по проектированию каналов оросительных (осушительных) систем", а использование построенных систем — в соответствии с „Правилами технической эксплуатации оросительных систем", утвержденными Министерством сельского хозяйства СССР.

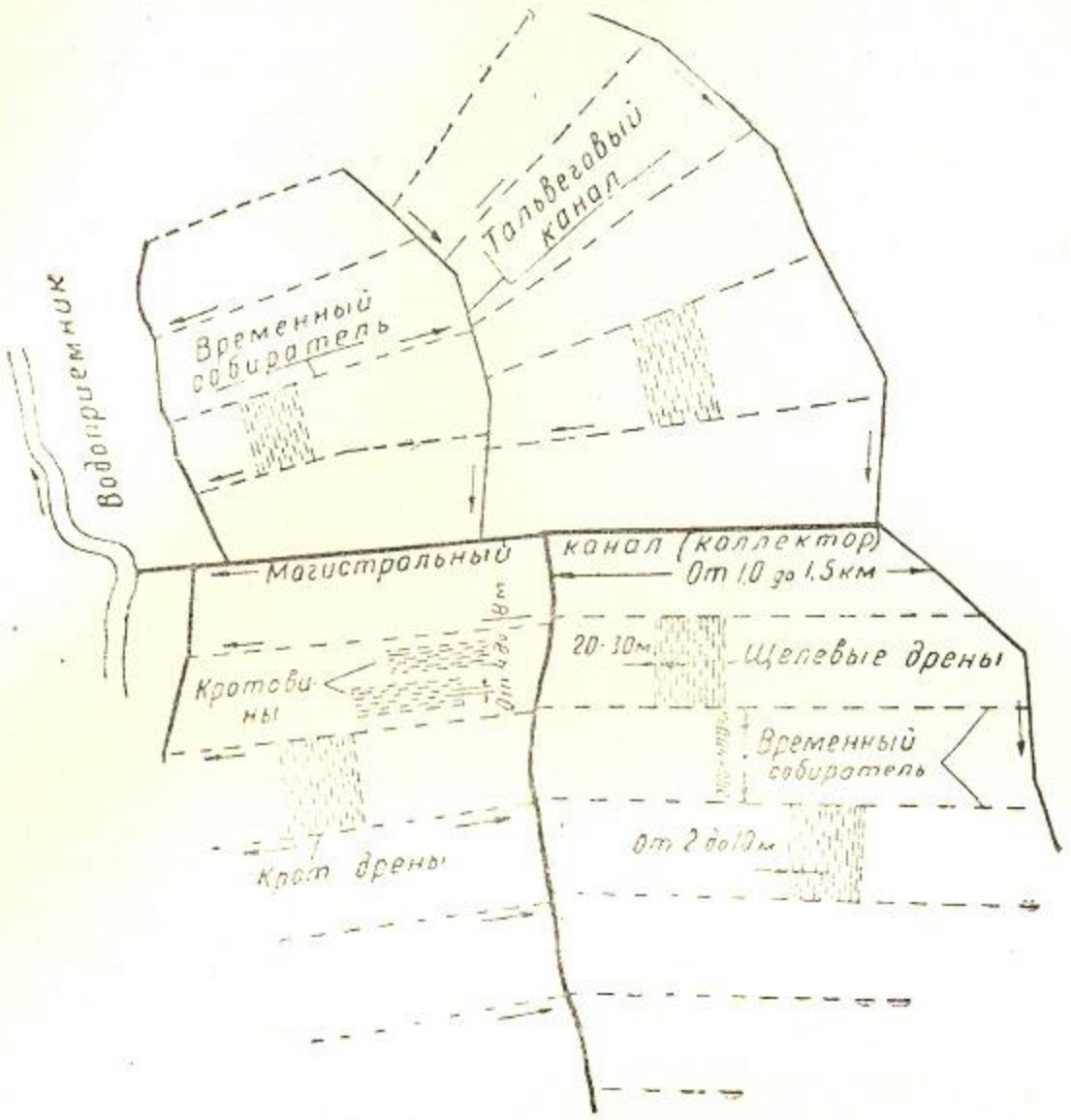


Рис. V—6. Схема осушительной системы.

Глава 2

ОРОСИТЕЛЬНЫЕ МЕЛИОРАЦИИ. ВОДОПОТРЕБЛЕНИЕ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ

§ 1. ОСНОВНЫЕ ВОДНО-ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОЧВ И ГРУНТОВ

Почво-грунты являются той средой, из которой растения получают необходимую влагу. Ее содержание, перемещение и расходование в почво-грунтах определяются их водно-физическими характеристиками.

Основными водно-физическими характеристиками почво-грунтов являются:

1. Пористость (скважность) — P — суммарный объем промежутков между частицами почвы (грунта). Она выражается в процентах к общему объему почвы. Величина скважности зависит от механического состава и структуры грунта и может быть вычислена по известным величинам объемного (d) и удельного (γ) весов почвы. Пористость:

$$P = \left(1 - \frac{d}{\gamma}\right) \cdot 100\%. \qquad (V-?)$$

Средние величины общей скважности почво-грунтов приводятся в табл. V—4 в % от объема.

Таблица V—4

Почво-грунт	P	Почво-грунт	P
Глина	50—60	Супесь	40—45
Суглинок		Глинистый песок .	35—40
тяжелый	45—60	Песок	30—35
средний	45—50		
легкий	42—45		

Удельный вес почво-грунтов колеблется от 2,5 до 2,7 т/м^3. Объемный вес — от 1,0 до 1,85 т/м^3.

Почво-грунты отличаются так же размерами и формой пор.

2. Влагоемкость — способность почвы удерживать определенное количество влаги в зависимости от характера пор.

Предельная влагоемкость ($\beta_{пр}$) почво-грунтового слоя — максимальное содержание влаги, которое удерживается в этом слое без стекания.

Предельная влагоемкость $\beta_{пр}$ выражается в процентах от скважности:

$$\beta_{пр} = \frac{a}{100} \cdot P, \qquad (V—3)$$

где a — числовое значение процента влажности, отвечающее предельной влагоемкости.

В табл. V—5 приводятся ее значения для разных грунтов.

Таблица V—5

Почво-грунт	$\beta_{пр}$ для слоя в 0,5 м и несолонцеватых грунтов
Глина	70—75
Суглинок	
тяжелый	60—70
средний	55—60
легкий	50—55
Супесь	40—50
Песок	35—40
Глинистый песок	25—35

При влажности, превышающей величину предельной влагоемкости, излишек воды идет в нижерасположенные слои и питает грунтовые воды

При влажности меньшей, чем предельная влагоемкость, создается дефицит влажности ($\Delta\beta$) и просачивающаяся вода задерживается в порах почвенного слоя.

$$\Delta\beta = \Delta\beta_{пр} - \beta_{н}, \qquad (V—4)$$

где $\beta_{н}$ — наличная влажность, выражается в % от предельной влагоемкости.

Полная влагоемкость (C) — наибольшее количество воды, которое может удержать почво-грунт при его полном насыщении влагой.

Разность между полной и предельной влагоемкостью данного почво-грунта характеризует его водоотдачу (δ)

$$\delta = C - \beta_{пр} \qquad (V-5)$$

Для основных грунтов $\delta = 0{,}08 - 0{,}20$, или $8-20\%$ от объема.

Отнесение почво-грунтов к той или иной категории по механическому составу для сероземов Средней Азии и Закавказья (карбонатные почвы) производится в зависимости от процентного содержания частиц диаметром меньше 0,01 мм.

Почво-грунты характеризуются большей или меньшей водопроницаемостью. Если поры почвы не все заполнены водой, то грунт в отношении водопроницаемости характеризуется коэффициентом впитывания ($K_в$) — скорость поступления воды в почво-грунт за единицу времени. Для ориентировочных расчетов следует принимать следующие величины коэффициента впитывания $K_в$:

Глинистые почвы	от 1 до 5 см/час.
Суглинистые .	. 5 . 10 .
Супесчаные .	. 10 . 25 .
Песчанистые .	более 25

Зависимость изменения коэффициента впитывания во времени определяют формулой А. Н. Костякова:

$$K_t = \frac{K_1}{t^{\alpha}}, \qquad (V-6)$$

где K_t — коэффициент впитывания к моменту t от начала впитывания; K_1 — коэффициент впитывания в конце первого часа; α — 0,3—0,7 — коэффициент, зависящий от механического состава, структуры грунта и величины начальной влажности; t — время впитывания в часах.

При полном насыщении пор почво-грунта водой, водопроницаемость характеризуется коэффициентом фильтрации ($K_ф$), величина которого во времени не изменяется. Ориентировочные значения $K_ф$ для разных почво-грунтов приводятся в табл. V—7.

Таблица V—7

Почво-грунт	Значения $K_ф$	
	см/сек	м/сут
Песок		
чистый	1,0—0,01	864,0—8,64
глинистый . . .	0,01—0,005	8,64—4,32
Супесь	0,005—0,0005	4,32—0,43
Глина	0,003—0,000005	2,71—0,004
Солончак	0,001—0,0001	0,86—0,09
Солонец	0,000001—0.0000008	0,0009—0,0003

Скорость движения грунтовой воды в мелкоземистых грунтах определяют по формуле Дарси:

$$V = K_ф I, \qquad (V-7)$$

где I — гидравлический градиент, или отношение фильтрационного напора к пути фильтрации. Для учета роли грунтовых вод в водно-воздушном режиме почвы, их влияния на водные запасы в активном слое почвы и установления необходимой глубины снижения

уровня грунтовых вод для предотвращения явлений вторичного засоления надо знать высоту капиллярного поднятия в почвах разного механического состава.

Средняя высота капиллярного поднятия у разных почв составляет от 0,5 до 5,0 м (табл. V—8).

Таблица V—8

Почво-грунт	Высота, м
Глина	4—5
Суглинок	
тяжелый	3—4
средний	2—3
легкий	1,5—2,0
Супесь	1,0—1,5
Песок	0,5—1,0

§ 2. ПОТРЕБНОСТЬ РАСТЕНИЙ В ВОДЕ

Растения из общего количества всасываемой ими воды из почвы 99,5—99,8% расходуют на транспирацию и только 0,5—0,2% на построение своих клеток.

Для нормального развития растений в почвенном слое должны содержаться определенные запасы воды. По В. Р. Вильямсу для главных типов сельскохозяйственных растений оптимальные запасы влаги в почве в процентах от полной влагоемкости определяются предельными значениями по табл. V—9.

Таблица V—9

Растение	% от полной влагоемкости
Зерновые хлеба товарного значения, преимущественно яровые	40—50
Зерновые культуры	50—60
Технические культуры и корнеплоды	60—70
Полевые многолетние травы и бобовые культуры	70—80

О размере потребления воды растением и его эффективности судят по коэффициенту транспирации $K_{тр}$, представляющему отношение потребленной растением воды к весу сухого вещества всех органов растения (листья, стебли, корни, цветы и проч.). Ориентировочные значения $K_{тр}$ представлены в табл. V—10 по результатам последних исследований в СССР для ряда основных культур.

Таблица V—10

Культура	$K_{тр}$	Культура	$K_{тр}$
Пшеница	271—639	Сахарная свекла	304—377
Рожь	431—634	Хлопчатник	368—650
Кукуруза	239—495	Картофель	285—575
Рис	395—811	Люцерна	568—1068

Величина $K_{тр}$ изменяется в широких пределах. Минимум $K_{тр}$. наблюдается при хорошем состоянии всех факторов жизни растений и, прежде всего, в условиях рациональной системы агротехнических мероприятий.

В зависимости от агротехники и техники полива, а также природных особенностей культуры продуктивное потребление воды составляет от 40 до 70% всей приходной части водного баланса. Общее водопотребление определяется транспирационным расходом и испарением воды почвой.

Общее водопотребление ε составляет:

$$\varepsilon = (K_{тр} + K_{и})\, У, \qquad (V-8)$$

где $У$ — урожай культуры в ц/га; $K_{тр}$ — транспирационный коэффициент; $K_{и}$ — коэффициент испарения влаги почвой.

Потери воды на испарение через поверхность почвы при структурных почвах и высокой агротехнике составляют 10—15% от количества поливной воды, а на бесструктурных почвах и низком уровне агротехники они достигают 50 и более процентов.

Введение и освоение севооборотов на орошаемых землях вносит значительные изменения в приведенные величины затрат воды на 1 ц урожая. По данным научно-исследовательских учреждений для урожаев хлопчатника в 40—50 ц/га, полученных в условиях севооборотов и высокой агротехники, затраты воды на структурных почвах снижаются на 15—20%.

Водопотребление, как это следует из опытов АзНИИГиМ и СоюзНИХИ, изменяется на различных полях севооборота.

Так, суммарное расходование воды хлопчатником уменьшается на 30—40% при посеве по пласту травосмеси, на 25—30% по обороту пласта и на 20—25% на третий год непрерывного выращивания хлопчатника.

Результаты изучения водопотребления хлопчатника в различных природных и хозяйственных условиях приведены в табл. V—11 и V—12.

Таблица V—11

Коэффициент водопотребления $K_{у}$ по климатическим зонам при различной урожайности хлопчатника ($У$) в м³ на 1 ц хлопка-сырца

(по данным В. Е. Еременко)

Агротехнические условия	Климатическая зона	Урожай, ц/га				
		до 20	20—30	30—40	40—50	50—60
Хлопковая старопашка	Южная	280—322	240—300	200—240	175—200	155—175
	Центральная	243—280	209—261	174—209	152—174	135—152
	Северная	206—238	179—222	148—178	129—148	115—129
Пласт и оборот пласта трав	Южная	258—296	221—276	184—221	161—184	143—161
	Центральная	224—258	192—240	160—192	140—160	124—140
	Северная	189—219	136—204	136—164	119—136	106—119

Акад. А. Н. Костяков дает следующие коэффициенты водопотребления для многолетних трав (Средняя Азия) в зависимости от урожая:

$У$ ц/га	$К_у$ м³/ц
50	100—90
100	70—60
200	50—40

Таблица V—12

Общее водопотребление (в м³/га) по климатическим зонам, гидрогеологическим районам и зонам плодородия при различной урожайности хлопчатника

(Материалы СоюзНИХИ в обработке В. Е. Еременко)

Агротехнический фон	Гидрогеол. район	Урожай, ц/га				
		20	20—30	30—40	40—50	50—60
Южная зона						
Хлопковая старопашка	1	5600—6400	6000—7200	7200—8000	8000—8800	8800—9300
	2	4800—5500	5100—6100	6100—6800	6800—7400	7400—7900
	3	3600—4200	3900—4700	4700—5200	5200—5700	5700—6100
	4	2200—2600	2400—2900	2900—3200	3200—3500	3500—5700
Пласт и оборот пласта трав	1	5100—5900	5500—6600	6600—7400	7400—8100	8100—8600
	2	4400—5000	4700—5600	5600—6300	6300—6800	6800—7300
	3	3300—3800	3600—4300	4300—4800	4800—5200	5200—5600
	4	2100—2400	2200—2700	2700—2900	2900—3200	3200—3400
Центральная зона						
Хлопковая старопашка	1	4900—5600	5200—6300	6300—7000	7000—7600	7600—8100
	2	4100—4800	4400—5300	5300—5900	5900—6500	6500—6900
	3	3200—3600	3400—4100	4100—4500	4500—4900	4900—5300
	4	1900—2200	2100—2500	2500—2800	2800—3000	3000—3200
Пласт и оборот пласта трав	1	4500—5200	4800—5300	5800—6400	6400—7000	7000—7500
	2	3800—4400	4100—4900	4900—5500	5500—5900	5900—6300
	3	2700—3100	2900—3500	3500—3900	3900—4200	4200—4500
	4	1700—1900	1800—2100	2100—2400	2400—2600	2600—2800
Северная зона						
Хлопковая старопашка	1	4100—4800	4400—5300	5300—5900	5900—6500	6500—8900
	2	3500—4100	3300—4500	4500—5000	5000—5500	5500—5900
	3	2900—3100	3400—3800	3800—4200	4200—4600	4600—4900
	4	1800—2100	1900—2300	2300—2600	2600—2800	2800—3000
Пласт и оборот пласта трав	1	3800—4400	4100—4900	4900—5500	5500—5900	5900—6400
	2	3200—3700	3500—4200	4200—4600	4600—5000	5000—5400
	3	2500—2800	2700—3100	3100—3500	3500—3900	3900—4100
	4	1500—1800	1600—2000	2000—2200	2200—2400	2400—2500

Указанные в табл. V—12 гидрогеологические районы выделяются внутри каждой климатической зоны по глубине залегания грунтовых вод.

Акад. В. Е. Еременко предлагает следующие показатели для каждого гидрогеологического района

Таблица V—13

Гидрогеологический район	Глубина залегания уровня грунтовых вод, м	Почвенно-гидрогеологическая характеристика	Гидрогеологический коэффициент
Первый	3—4	Сероземы, почвы в зоне погружения. Глубокое залегание грунтовых вод исключает питание растений грунтовыми водами	1,0
Второй	2—3	Переходные почвы от сероземов к луговым. Постоянное или сезонное грунтовое увлажнение.	0,85
Третий	1—2	Интенсивный луговой процесс. Большое количество грунтовых вод участвует в питании растений.	0,65
Четвертый	1 и меньше	Луговые и лугово-болотные. Степень засоления грунтов зависит от минерализованных грунтовых вод	0,40

§ 3. ОРОСИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

Оросительная норма (M) — общее количество воды, подаваемое на 1 га орошаемой площади за вегетационный период (м³/га). Ее величина зависит от суммарного водопотребления планового урожая (ε); запаса воды в почве, используемой растениями (ΔW), осадков, выпадающих в течение вегетационного периода и создающих полезные запасы воды в почве (A) и от запаса пресных грунтовых вод, которыми растение может воспользоваться (S). Следовательно:

$$M = \varepsilon - (\Delta W + A + S). \qquad (V—9)$$

Доступные растениям запасы воды (ΔW) в активном почвенном слое в зависимости от механического состава почв приводятся в табл. V—14, в м³/га.

Атмосферные осадки, выпадающие за вегетационный период в размерах менее чем 100 м³/га (слой воды в 1 см), при расчетах оросительных норм не учитываются.

Таблица V—14

Почва	Бесструктурная	Структурная
Легкая	600	800
Средняя	800	1200
Тяжелая	1000	1200

При близком залегании грунтовых вод их участие в водопотреблении определяется количествами м³/га, приведенными в табл. V—15, в зависимости от глубины залегания.

Таблица V—15

Глубина залегания грунтовых вод от поверхности, м	Количество используемых грунтовых вод, м³/га	
	пресных	засоленных
1,0	3500	1300
1,5	2000	800
2,0	1000	400
2,5	500	200
3,0	0	0

§ 4. ПОЛИВНАЯ НОРМА

Установленная оросительная норма на 1 га составляет сумму поливных норм всех поливов, производимых через определенные промежутки времени (межполивные периоды).

Следовательно, поливная норма равна количеству воды (м³), подаваемой на 1 га за один полив.

Обозначив поливные нормы отдельных поливов: m_1; m_2; ... m_n имеем:

$$M = \sum_{1}^{n} m. \qquad (V-10)$$

Число поливов и размещение их во времени определяется соответственно с установленными оросительными и поливными нормами и фазами развития растений.

Поливная норма каждого отдельного полива не должна превышать объема воды, необходимого для увлажнения корнеобитаемого (активного) слоя до состояния предельной полевой влагоемкости.

Активным называется слой почвы, в котором находится основная часть корневой системы растений (до 90% всех корней). В расчетах при определении поливных норм особое значение имеет правильно установленная для каждой фазы развития растения мощность слоя увлажнения.

Табл. V—16 содержит данные по глубине слоя увлажнения почвы по фазам развития сельхозкультур.

Если $W_н$ — начальный запас влаги в активном слое (запас влаги перед поливом);

$W_{пр}$ — запас, отвечающий состоянию предельной влагоемкости, то

$$m \leqslant W_{пр} - W_н. \qquad (V-11)$$

Практически с учетом особенностей способов полива при поверхностном орошении величина поливных норм лежит в пределах 600—1200 м³/га, а при поливе по способу дождевания 350—600 м³/га.

Плановые сроки отдельных поливов определяют по расчетным значениям суммарного расхода влаги культурой, с учетом особенностей метеорологических условий, уровня агротехники, состояния культуры и др. факторов, устанавливаемых опытными оросительными станциями данного района.

Приближенные данные продолжительности межполивных периодов при разных значениях поливных норм, среднесуточной $t° = 20—30°$ и относительной влажности воздуха 30—50% приводятся в табл. V—17.

Таблица V—16

Ориентировочные глубины увлажнения почвы по фазам развития сельскохозяйственных культур при вегетационных поливах

Культура	Фазы развития	Глубина увлажнения почвы (A), см
Хлопчатник	До бутонизации	40—60
	Бутонизация	50—70
	Цветение	70—100
	Созревание	50—60
Многолетние травы	До кущения	40—50
	Кущение	50—60
	Бутонизация, трубкование	60—70 (для 1-го года)
		70—130 (для последующих лет)
	До цветения, после укосов	70—130
Корнеплоды, томаты	Максимальное развитие	45—55
Картофель	Укоренение	20—30
Зерновые	До кущения	30—40
	Кущение	50—60
	Трубкование	60—85
		60—75
Кукуруза		75—85
Сады и виноградники	Укоренение	20—30
Капуста, огурцы, лук	Максимальное развитие	35—45
	Развитие листовой поверхности	45—50
Сахарная свекла	Образование корневого тела	60—70

Примечание. При глубине грунтовых вод 1,0—1,5 м почва должна увлажняться на глубину не более 0,4—0,5 м.

Таблица V—17

Уровень агротехники	Урожай хлопка-сырца, ц/га	Межполивной период в сутках при поливной норме, м³/га			
		400—600	600—800	800—1000	1000—1200
Ниже среднего . . .	20	18—13	20—16	23—13	27—22
Средний	30	16—11	18—13	20—15	25—17
Выше среднего . . .	40	14—10	16—11	18—13	21—14
Высокий	50	13—9	15—10	16—11	19—13

Совокупность установленной величины оросительной нормы, значений поливных норм отдельных поливов, сроков их проведения определяет режим орошения каждой культуры.

Распределение поливов во времени (по фазам развития растения) выражают условной записью — схемой поливов. Если, например, для хлопчатника в определенных условиях требуется два полива в период до цветения, четыре от цветения до созревания и один в период созревания, то схема поливов будет записана так:

2—4—1.

Режимы орошения различных сельскохозяйственных культур для всего разнообразия природных условий районов орошения в настоящее время установлены для практических целей научно-исследова-

тельскими учреждениями (СоюзНИХИ), опытными оросительными станциями и др.

Большое различие климатических, почвенных, гидрогеологических условий в отдельных районах орошения приводит к разнице в значениях оросительных норм и специфическому распределению поливов во времени, в связи с чем возникает необходимость районирования орошаемых земель по условиям орошения.

Территория с однообразными природными условиями и одинаковым режимом орошения отдельных культур называется гидромодульным районом.

По схеме гидромодульного районирования орошаемых районов на территории республик Средней Азии приняты три климатические зоны: северная, центральная, южная.

В пределах каждой зоны в зависимости от характера почв (тяжелые, средние, легкие) и положения грунтовых вод (>4 м; 4—3 м; 3—2; 2—1 и <1 м) установлено десять гидромодульных районов. Для каждого рекомендуется оптимальный режим орошения основных сельскохозяйственных культур, который уточняется зональными опытноороситель ными станциями соответственно совершенствованию агротехники и поднятию уровня техники орошения.

§ 5. ГИДРОМОДУЛЬ

Для установления расчетных расходов каналов оросительной системы нужно знать удельный расход воды на 1 га орошаемой площади — гидромодуль (л/сек).

а) Поливной гидромодуль — секундный расход воды на 1 га для одного полива. Его определяют по формуле:

$$q = \frac{m \cdot 1000}{86\,400 \cdot t} = \frac{m}{86{,}4t} \text{ л/сек/га.} \qquad (V-12)$$

где m — поливная норма в м³ га;

t — поливной период в сутках;

б) Приведенный гидромодуль культуры — это секундный расход на 1 условный гектар (с учетом процентного состава поливаемых культур в хозяйстве или на севооборотном массиве).

Если: α — площадь данной культуры в хозяйстве (или на севообороте массиве) в % от общей площади, то приведенный гидромодуль отдельной культуры

$$q_{\text{пр}} = \frac{\alpha m}{8640t} \text{ л/сек/га;} \qquad (V-13)$$

г) Приведенный гидромодуль отдельного хозяйства.

Для хозяйства с определенным процентным составом орошаемых культур ($\alpha_{\text{х}}$; $\alpha_{\text{л}}$; $\alpha_{\text{з}}$; $\alpha_{\text{пр}}$...) и установленным режимом орошения ($m_{\text{х}}$, $t_{\text{х}}$; $m_{\text{п}}$, $t_{\text{л}}$; $m_{\text{з}}$, $t_{\text{з}}$; $m_{\text{пр}}$, $t_{\text{пр}}$) приведенный гидромодуль будет определяться по формуле:

$$q_{\text{пр}}^{\text{хоз}} = 0{,}000116\left(\frac{m_{\text{х}}\alpha_{\text{х}}}{t_{\text{х}}} + \frac{m_{\text{л}}\alpha_{\text{л}}}{t_{\text{л}}} + \frac{m_{\text{з}}\alpha_{\text{з}}}{t_{\text{з}}} + \frac{m_{\text{пр}}\alpha_{\text{пр}}}{t_{\text{пр}}}\right). \qquad (V-14)$$

Значение приведенного гидромодуля отдельных культур вычисляют в специальной расчетной ведомости. Затем графически суммируют значения приведенного гидромодуля отдельных культур и получают приведенный гидромодуль для хозяйства, расположенного в пределах одного гидромодульного района.

Ведомость и график приведенного гидромодуля показаны в табл. V—18 и на рис. V—7.

График приведенного гидромодуля, построенный по данным оптимального режима орошения отдельных культур, называется неукомплектованным. Его характеризуют:

частая смена (во времени) значений ординат гидромодуля;

большие значения максимальных ординат и их малая продолжительность во времени.

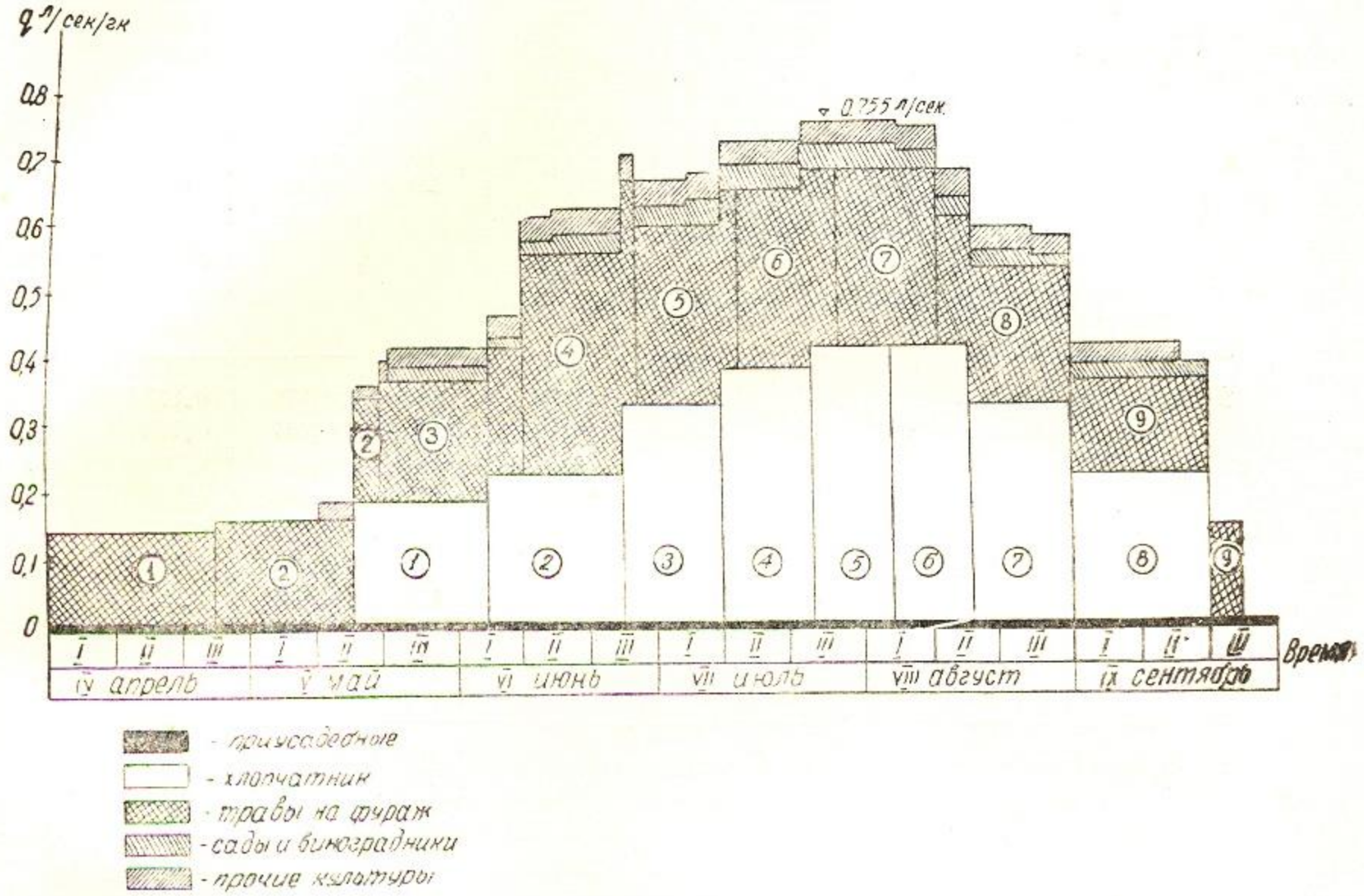


Рис. V—7. График приведенного гидромодуля.

Такой график нельзя принимать в основу расчета водопотребления оросительной системы, так как это вызовет расчет каналов на излишне большие расходы, сделает необходимым строительство перегораживающих сооружений для поддержания командования в каналах с излишней пропускной способностью в период минимальных расходов.

Снижение максимальных ординат гидромодуля и получение более устойчивых их значений во времени могут быть достигнуты за счет укомплектования графика гидромодуля.

Приемы укомплектования следующие:

а) смещение сроков начала и конца отдельных поливов в агрономически допустимых пределах;

Таблица V—18

№№ п.п.	Наименование культур и доля их в хозяйстве	№ поливов	Поливная норма m, м³/га	Сроки полива: начало	Сроки полива: конец	Поливной период в сутках	Гидромодуль, л/сек/га	Приведенный гидромодуль, л/сек/га
1	Хлопчатник (схема полива 2—5—1) $a_x = 0,47$	1	700	16/V	5/VI	21	0,386	0,181
		2	800	6/VI	25/VI	20	0,463	0,218
		3	900	26/VI	10/VII	15	0,694	0,326
		4	900	11/VII	23/VII	13	0,801	0,976
		5	900	24/VII	4/VIII	12	0,868	0,408
		6	900	5/VIII	16/VIII	12	0,868	0,408
		7	900	17/VIII	31/VIII	15	0,694	0,326
		8	800	1/IX	20/IX	20	0,463	0,218
2	Травы на фураж (схема полива 1—2—2—2—2—0) $a_т = 0,37$	1	800	1/IV	25/IV	25	0,370	0,137
		2	900	26/IV	20/V	25	0,417	0,154
		3	900	21/V	10/VI	21	0,496	0,184
		4	900	11/VI	27/VI	17	0,613	0,327
		5	900	28/VI	12/VII	15	0,694	0,257
		6	900	13/VII	27/VII	15	0,694	0,257
		7	900	28/VII	11/VIII	15	0,694	0,257
		8	900	12/VIII	31/VIII	20	0,521	0,193
		9	800	1/IX	25/IX	25	0,370	0,137
3	Сады и виноградники $a_с = 0,06$	1	700	21/V	15/VI	26	0,312	0,019
		2	800	16/VI	5/VII	20	0,463	0,028
		3	900	6/VII	20/VII	15	0,694	0,042
		4	900	21/VII	5/VIII	16	0,651	0,039
		5	900	6/VIII	25/VIII	20	0,521	0,031
		6	800	26/VIII	20/IX	26	0,356	0,021
4	Прочие культуры $a_{пр} = 0,07$	1	800	11/V	5/VI	26	0,356	0,025
		2	900	6/VI	25/VI	20	0,521	0,036
		3	900	26/VI	15/VII	20	0,521	0,036
		4	900	16/VII	5/VIII	21	0,496	0,035
		5	900	6/VIII	25/VIII	20	0,521	0,036
		6	800	26/VIII	15/IX	21	0,441	0,031
5	Приусадебные $a_у = 0,03$	постоянный ток		1/IV	30/IX	183	0,400	0,012

б) проведение отдельных поливов в более сжатые или более растянутые сроки поливных периодов;

в) нарушение оптимальных режимов орошения для второстепенных культур в хозяйстве, допустимое в более широких пределах, чем для основных культур.

На основе этих положений перестраивают неукомплектованный график и добиваются снижения максимальных ординат и устойчивости их значений во времени.

Ординаты укомплектованного графика используются для установления расчетных расходов оросительной системы каналов.

Для подсчета нормального расхода, в качестве расчетной ординаты гидромодуля принимают значение — q_{max} (из укомплектованного графика). В случае, если площадь орошения, подкомандная проектируемой оросительной системе, размещается в нескольких гидромодульных районах, то в качестве расчетных значений гидромодуля принимают средне-взвешенные ординаты. Для их вычисления надо иметь расчетные графики каждого гидромодульного района и знать его площадь в общем массиве орошения.

Средневзвешенная расчетная ордината гидромодуля

$$q_{\circ} = \frac{q_1\omega_1 + q_2\omega_2 + q_3\omega_3 + \ldots + q_n\omega_n}{\Omega}, \qquad (V-15)$$

где Ω — общая площадь орошения системы;

$\omega_1, \omega_2, \omega_3, \ldots \omega_n$ — площади отдельных гидромодульных районов;

$q_1, q_2, q_3, \ldots q_n$ — расчетные значения ординат гидромодуля этих районов.

Глава 3

ТЕХНИКА ОРОШЕНИЯ

Под техникой орошения разумеются способы, которыми можно осуществить подачу воды к поливным участкам для обеспечения нужных режимов орошения сельскохозяйственных культур.

Существующие способы подведения воды к орошаемым полям представлены в табл. V—19.

Каждому способу орошения, в зависимости от условий рельефа, почв, особенностей сельскохозяйственных культур и уровня агротехники, свойственны различные способы полива. Производство полива требует выбора приемов, посредством которых обеспечивается превращение воды из состояния тока в оросительных каналах в состояние почвенной влажности. Совокупность элементов, обеспечивающих проведение полива, называется техникой полива.

Техника полива для каждого из названных способов орошения устанавливается в зависимости от следующих основных требований:

а) поддерживать в почве потребный водный и связанные с ним воздушный, тепловой, питательный и солевой режимы;

б) обеспечивать равномерное увлажнение активного слоя почвы во всех частях поливного участка;

в) поддерживать и сохранять комковатую структуру почвы;

г) допускать максимальную механизацию всех сельскохозяйственных работ на орошаемой площади;

д) обеспечивать проведение полива с минимальными потерями воды на испарение и глубокое просачивание;

е) обеспечивать наибольшую производительность труда при поливе, механизацию и автоматизацию процесса полива.

Таблица V—19

Способ орошения	Способ подведения воды к орошаемому полю (техника орошения)	Распределение воды на поле	Техника полива	
			с малым напором и расходом воды	с большим напором и расходом воды
Поверхностное орошение	Системой открытых самотечных каналов	По поверхности	Напуском по полосам	Затоплением
	Системой машинных и самотечных каналов		По бороздам	По глубоким тупым бороздам
	Системой закрытых подземных трубопроводов			
	Системой открытых каналов и закрытых подземных трубопроводов			
Дождевание	Системой заглубленных самотечных каналов	Над поверхностью	Низконапорные короткоструйные системы	Высоконапорные дальноструйные системы
	Системой закрытых подземных трубопроводов			Среднеструйные системы
Подпочвенное орошение	Системой закрытых подземных трубопроводов	Ниже поверхности	Безнапорные вакуумные системы	Напорные системы периодического действия
	Системой заглубленных самотечных каналов		Системы, основанные на регулировании уровня грунтовых вод	
Комбинированные системы (например, самотечные каналы + дождевание)	Системой открытых или закрытых каналов, расположенных на поверхности или заглубленных, и дождеванием			

Различные способы орошения характеризуются определенными методами расчета (и выбора) элементов техники полива и техническими средствами проведения полива.

Глава 4

ТЕХНИКА ПОЛИВА ПРИ ПОВЕРХНОСТНОМ ОРОШЕНИИ

§ 1. СПОСОБЫ ПОЛИВА

В табл. V—20 приведены применяемые способы полива при поверхностном орошении и даны их технические характеристики.

Таблица V—20

Способы полива	Распределение воды	Направление впитывания воды в почву	Впитывание основного количества воды
Напуском по полосам	Сплошным слоем по поверхности	Сверху вниз	В движении
По бороздам	Сосредоточенной струей по канавкам—бороздам	Сверху вниз и в боковых направлениях (через дно и стенки борозд)	В движении для длинных борозд и малых расходов, поступающих в борозду. В покое для коротких борозд и больших расходов
Затоплением	Сплошным слоем по поверхности	Сверху вниз	В покое
По джоякам*	Сосредоточенной струей по джоякам	Сверху вниз и в боковых направлениях	В покое

* В настоящее время имеет весьма ограниченное применение при поливе огородных и бахчевых культур на небольших участках.

Выбор того или иного способа полива и элементов техники полива зависит от следующих основных условий:

а) площади питания и расположения корневой системы поливаемой культуры;

б) способов и орудий механизации сельскохозяйственных работ;

в) размера поливных норм и принятой схемы поливов;

г) скорости впитывания воды в почву;

д) степени засоленности почвогрунтов;

е) рельефа и уклонов поверхности в районе орошения;

ж) микрорельефа поливного участка

Из перечисленных условий особое значение имеют характеристики уклонов рельефа и микрорельефа поливных участков, которые составляются по материалам планово-высотной съемки определенного масштаба.

Характеристика особенностей рельефа и средних уклонов производится по планам масштабов 1 : 5000 — 1 : 10 000, с горизонталями через 0,5 — 1,0 м.

Характеристика микрорельефа производится по планам масштабов 1 : 1000 — 1 : 2000; с сечением горизонталей 0,1 — 0,2 м.

Принято выделять следующие типы уклонов поверхности земли:

малые	$< 0{,}001$
средние	0,001—0,005
большие	$> 0{,}005$—0,01
очень большие	0,01—0,03

При уклонах $> 0{,}03$ поверхностное орошение становится крайне затруднительным.

Различают следующие разновидности рельефа скатов:

спокойный нерасчлененный рельеф. Характеризуется параллельным расположением горизонталей. Слабо выраженные водоразделы и тальвеги на расстояниях, больших 2 км;

слабо расчлененный рельеф. Горизонтали не параллельны, но имеют однообразное направление. Частые, но неглубокие водоразделы;

пересеченный рельеф. Горизонтали имеют извилистое направление; водоразделы и тальвеги резко выражены, расположены друг от друга на различных расстояниях;

холмистый рельеф. Характеризуется наличием замкнутых горизонталей.

Микрорельеф поверхности поливных участков бывает следующих видов:

хороший микрорельеф — параллельные горизонтали, однообразные уклоны одинакового направления, микронеровности не больше 5 см;

удовлетворительный микрорельеф — слегка извилистые горизонтали, уклоны разной величины, но обратные уклоны отсутствуют. Микронеровности не превышают 20 см;

плохой микрорельеф — сильно извилистые горизонтали, уклоны переменные по величине, наличие отрицательных уклонов, микронеровности больше 20 см;

очень плохой микрорельеф. Извилистые, замкнутые горизонтали. Переменные уклоны с наличием отрицательных и нулевых.

§ 2. ЗАКОН ВПИТЫВАНИЯ ВОДЫ В ПОЧВУ

Впитывание воды в почву в условиях неполного водонасыщения определяется закономерностью, отличной от установленной Дарси для пористой среды с полностью заполненными водой порами (закон фильтрации).

Из нескольких известных предложений для математического выражения закона впитывания, в расчетах по технике полива получила распространение зависимость акад. А. Н. Костякова:

$$K_t = \frac{K_1}{t \cdot \alpha}, \qquad (V-17)$$

где K_t — скорость впитывания в конце t-ого часа; K_1 — скорость впитывания в конце первого часа; t — время от начала впитывания в часах; α — 0,3—0,7 — коэффициент, зависящий от водно-физических свойств почвы и ее увлажнения.

Для средней скорости впитывания за период времени — t;

$$K_{cp(t)} = \frac{K_1}{(1-\alpha)\, t^{\alpha}} = \frac{K_0}{t^{\alpha}}, \qquad (V-18)$$

где $K_{cp(t)}$ — средняя скорость впитывания за период t часов;

K_0 — средняя скорость впитывания за первый час $= \frac{K_1}{(1-\alpha)}$.

Слой воды, впитавшийся за время t часов составит:

$$H_t = K_{cp(t)} \cdot t = \frac{K_1}{(1-\alpha) t \cdot \alpha} \cdot t = \frac{K_0}{t \cdot \alpha - 1}. \qquad (V-19)$$

Почвы по скорости впитывания можно разделить на три следующие группы:

1. Легкие почвы большой водопроницаемости (супеси, легкие суглинки) $K_0 > 0{,}15$ м/час;
2. Средние почвы средней водопроницаемости (средние суглинки) $K_0 = 0{,}15 - 0{,}05$ м/час;
3. Тяжелые почвы слабой водопроницаемости (тяжелые суглинки, глина) $K_0 < 0{,}05$ м/час.

§ 3. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ОСНОВНЫХ СПОСОБОВ ПОЛИВА

Хозяйства при поверхностном орошении применяют следующие способы полива: напуском по бороздам, затоплением, по джоякам, по кольцевым бороздам и лункам (чашкам). Каждый из названных способов полива отличается определенными техническими характеристиками.

Полив напуском имеет разновидности: напуск из поливных канав; боковой напуск по полосам из поливных канав; напуск по полосам; комбинированный напуск; напуск по искусственным скатам.

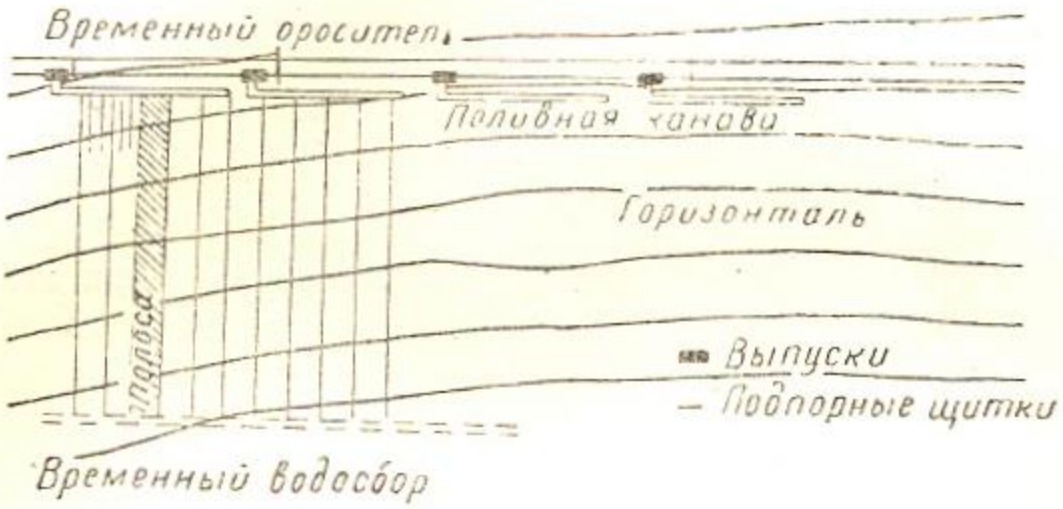


Рис V—8.

Основным видом этого способа полива является напуск по полосам. Полосы (рис. V—8) располагаются нормально к горизонталям. Поперечные уклоны в пределах отдельных полос не допускаются.

Длина полосы определяется размером поливной нормы, скоростью впитывания воды в почву, размером струи, продольным уклоном, микрорельефом. Нормальная длина полос — 100—300 м.

Ширина полосы определяется уклоном, размером поливной струи, размываемостью почвы и, главное, **шириной захвата** сельскохозяйственных машин. Ширина полос — 7,3—8,4 м (для захвата тракторной сеялки). Нормальные размеры струй на 1 пог. м ширины полосы — 3—6 л/сек. Наилучшие уклоны для применения полива напуском по полосам — средние: 0,002—0,005; минимально допустимые — 0,001; при уклонах $> 0{,}015$ возникает значительная эрозия. Поливные полосы друг от друга отделяются валиками. Высота валиков 15—20 см, откосы $1:1{,}5 \div 1:2$. Планировка полос и устройство валиков выполняются специальными механизмами.

Полив напуском по полосам производится обычно без сброса (фазы перемещения воды по полосе изображены на рис. V—9) При этом должно быть установлено правильное соотношение между проницаемостью почвы, уклонами поверхности, длиной полосы, поливной струей и временем подачи воды на полосу. Табл. V—21 дает длину поливных полос и размеров удельной струи (на 1 пог. м ширины полосы) для различных почв и уклонов при поливе без сброса.

Полив напуском применяется для культур узкорядного посева (зерновые, травы).

Таблица V—21

Характер почвы и впитывания за первый час полива	Уклоны полосы	m = 600 м³/га		m = 800 м³/га	
		удельная поливная струя, q л/сек	длина полосы, $l_м$	удельная поливная струя, q л/сек	длина полосы, $l_м$
Легкая, большая скорость впитывания ($K_0 > 0{,}15$ м/час)	малые и средние	5—6	40	6	60
	большие	3	20	3	30
Средняя, средняя скорость впитывания $K_0 = 0{,}15 - 0{,}5$ м/час	малые и средние	5	200	5	275
	большие	4	170	4	220
Тяжелая, слабая водопроницаемость $K_0 < 0{,}05$ м/час	малые и средние	2	330	1,5	330
	большие	2	330	1,5	330

Полив по бороздам. Основной способ полива при поверхностном орошении является лучшим при поливе культур рядового и ленточного сева (хлопчатник и др.). Желательно его применение и для культур узкорядного сева (мелкие засеваемые борозды).

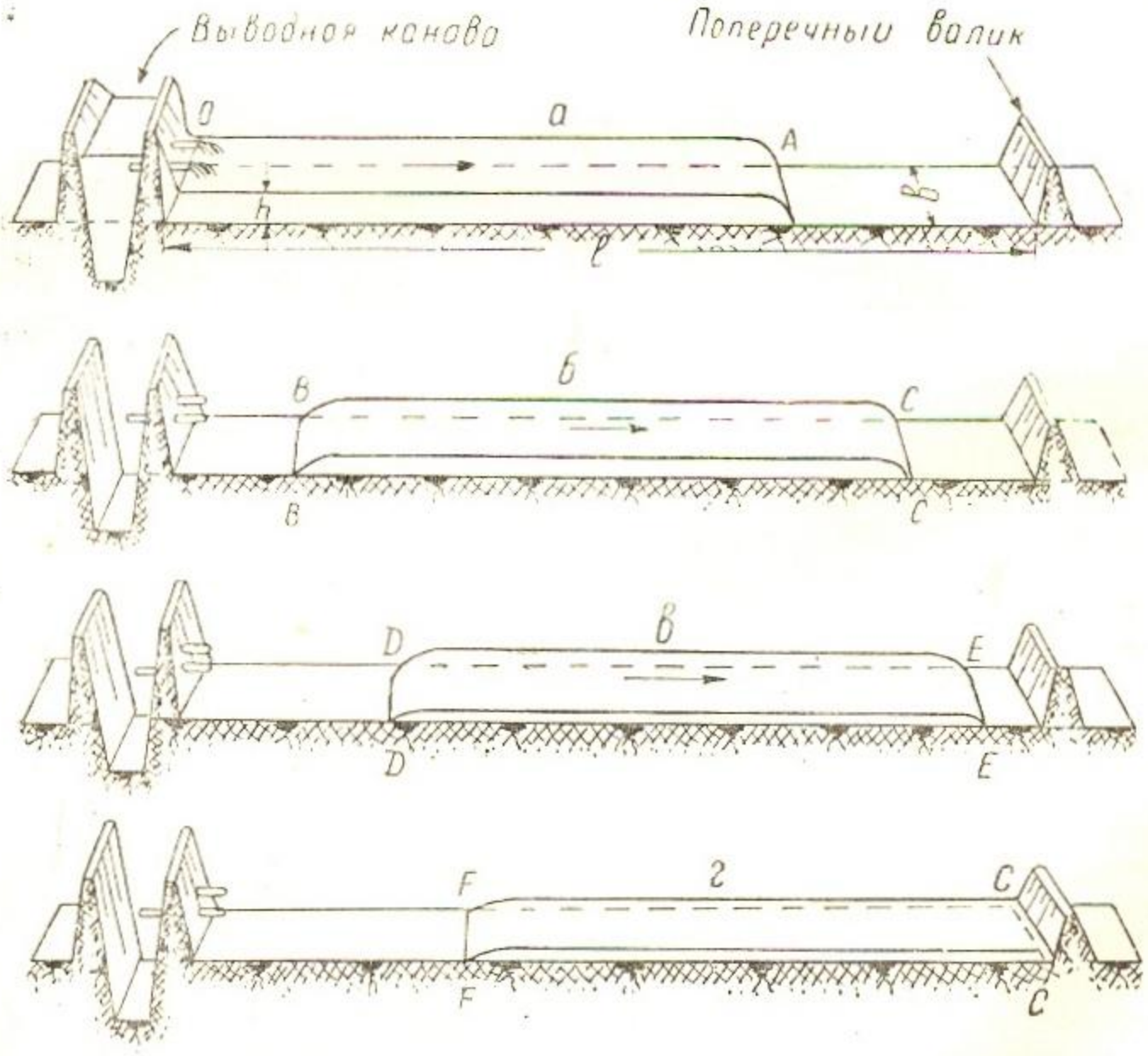


Рис. V—9.

Основные достоинства бороздкового способа полива:

лучшее сохранение структуры почвы по сравнению с другими способами поверхностного полива;

хорошие условия механизации работ в период вегетационных обработок;

экономное расходование поливной воды;

широкие перспективы механизации и автоматизации полива.

По размерам глубины и ширины различают:

а) мелкие узкие борозды $h = 12 - 15$ см, $B = 30 - 35$ см, нарезают культиватором, или окучником;

б) мелкие широкие борозды $h = 12 - 15$ см, $B = 40 - 45$ см, нарезают окучником с широко расставленными крыльями;

в) глубокие узкие борозды $h = 18 - 20$ см, $B = 35 - 40$ см, нарезают окучником;

г) глубокие широкие борозды $h = 20 - 25$ см, $B = 45 - 50$ см, нарезают окучником в два прохода или листером.

По способу распределения воды различают:

а) сквозные или открытые борозды. Впитывание воды происходит в процессе движения. Полив ведется малой струей. Длина и расход борозды по времени должны быть выбраны так, чтобы не было сбросов. В ходе полива направление борозд по отношению к основному уклону определяется величиной последнего;

б) тупые борозды (без сброса). Применяются на уклонах меньших 0,002 — 0,003. Основное увлажнение производится в состоянии покоя водой, заполнившей живые сечения борозд.

Подача воды в борозды производится из временных оросителей (при поперечной схеме временной сети), или из выводных борозд (окарыков) при продольной схеме.

Оголовки борозд укрепляются плитками дерна (чима), фартуками из бумаги, или армируются щитками, трубками, сифонами, гибкими шлангами. Трубки и сифоны могут быть изготовлены из кровельного железа, а также из легких сплавов, алюминия и пластмасс, иногда трубки делают гончарным способом. Каждый поливальщик должен иметь комплект трубок, или сифонов на 50 — 100 поливных борозд. Трубки и сифоны могут быть заменены поливными дощечками с соответствующими отверстиями в них. Размеры трубок, сифонов и отверстий щитков, их пропускная способность устанавливаются в соответствии с величиной поливных струй и условиями их применения. Процесс увлажнения почвы при поливе по бороздам изображен на рис. V—10, V—11 и V—12. На рис. V—13 показаны некоторые конструктивные детали описанной арматуры бороздкового полива.

Расстояние между осями борозд зависит от площади питания растения, водопроницаемости почв и ее капиллярных свойств. Практически эти расстояния составляют 0,45—0,6 метра.

Уклоны борозд применяются следующие:

Борозды сквозные со сбросом 0,02—0,003, длинные тупые 0,002—0,004 и короткие тупые — 0,001.

Расположение борозд бывает трех видов: борозды, нарезанные нормально к горизонталям; поперек ската, под очень малым углом и под острым углом к направлению горизонталей (косая борозда).

Направление борозд и их уклонов определяют направление временных и постоянных оросительных каналов, обеспечивающих подачу и распределение воды на площади поливного участка, а также направление работы машин и орудий.

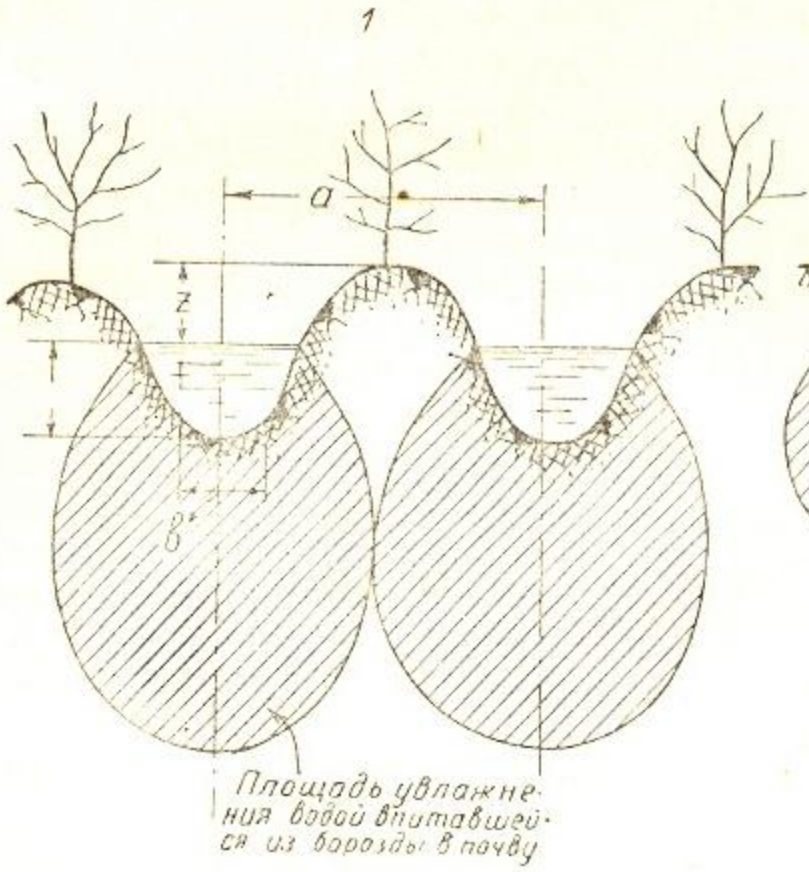


Рис. V—10.

Контуры увлажнения от работающих борозд легких (супесчанных) почв.

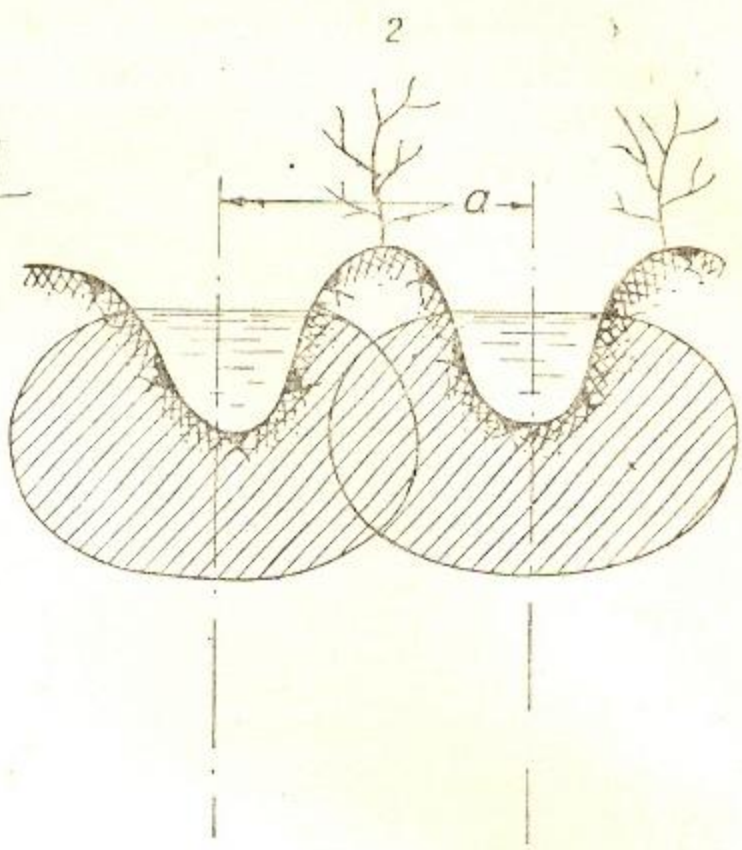


Рис. V—11

Контуры увлажнения от работающих борозд тяжелых (суглинистых, глинистых) почв.

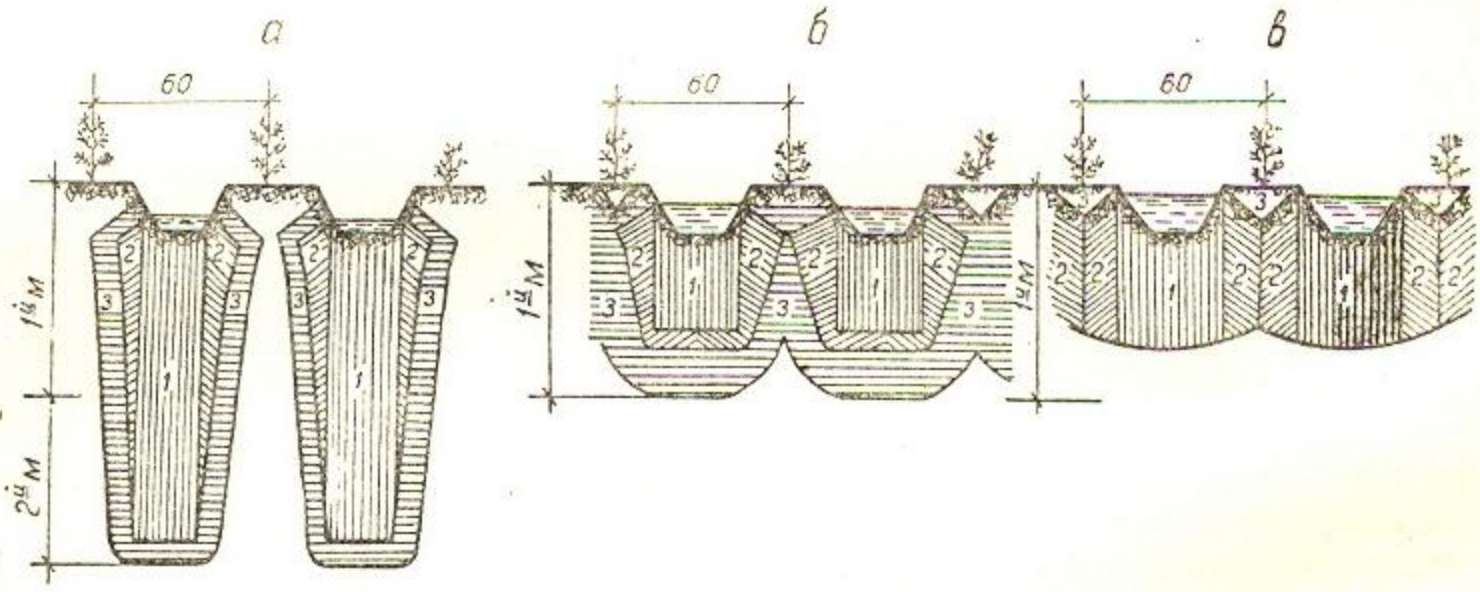


Рис. V—12. Формы контуров увлажнения при поливе по бороздам поливной струей

а — заниженной; *б* — правильно подобранной; *в* — завышенной. Контуры: *1*— напорного увлажнения; *2*— напорно-капиллярного увлажнения; *3*— капиллярного увлажнения.

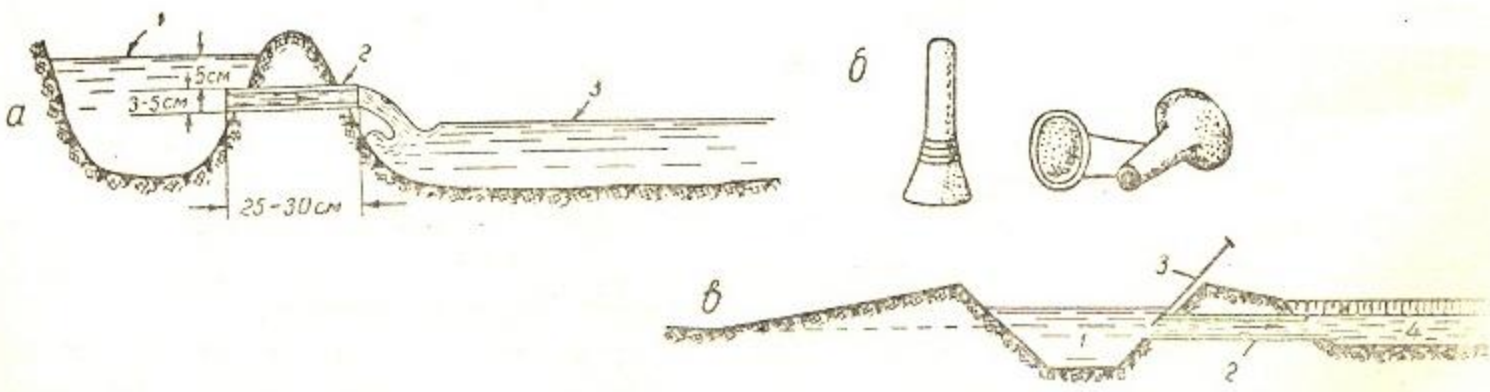


Рис. V—13

а — трубка в борту вспомогательной борозды: *1* — вспомогательная борозда; *2* — трубка; *3* — поливная борозда; *б* — гончарные трубка для поливной борозды; *в* — разрез временного оросителя и выводной борозды: *1* — временный ороситель; *2* — деревянная труба; *3* — задвижка; *4* — выводная борозда.

При уклонах $\leqslant 0{,}001$ возможно различное расположение борозд. При уклонах $\geqslant 0{,}001 - 0{,}005$ и спокойном рельефе и микрорельефе применяется нормальное к горизоталям или косое расположение борозд. При уклонах $> 0{,}005$ — полив без сброса по бороздам, расположенным нормально к горизонталям, затруднен. Применяются борозды, ориентированные поперек ската, косые тупые.

При плохих условиях рельефа и микрорельефа единую схему борозд на площади поливного участка выдержать трудно. На уклонах $> 0{,}01 - 0{,}02$ применение бороздкового полива вообще затруднительно. В этих условиях крутосклонов можно применять джоячный полив (см. ниже).

Ориентировочные длины борозд и величина поливной струи в зависимости от уклонов дна борозд и водопроницаемости почв устанавливаются для различных видов бороздкового полива по табл. V—22.

Ориентировочно продолжительность полива каждой борозды в часах (t) определяется из следующей зависимости:

$$\frac{mal_6}{10\,000}\,1000 = 3600qt, \quad \text{откуда} \quad t = \frac{mal_6}{36\,000\,q}$$

где m — поливная норма, м³/га;

a — расстояние между бороздами, м;

l_6 — длина борозды, м; q — расход борозды, л/с;

Например, если норма полива равна 600 м³/га, расстояние между бороздами 0.6 м, длина борозды 100 м, а поливная струя 0,6 л/сек, то продолжительность полива в часах (t) будет равна:

$$t = \frac{600 \cdot 0{,}6 \cdot 100}{36\,000 \cdot 0{,}6} = 1{,}7 \text{ часа.}$$

Специальные исследования бороздкового полива хлопчатника при узкорядном севе ($a = 0{,}5 - 0{,}6$ м) и изучение эффективности полива с подачей воды через борозду позволяют рекомендовать нормативные элементы техники полива, представленные в табл. V—23.

Таблица V – 23

$a = 0{,}55 - 0{,}50$ м

Элементы техники полива	Подпитывающий и первый поливы (май-июнь)			Поливы с междурядными обработками (июнь—август)			Поливы после окончания обработки (август-сентябрь)		
	уклон								
	$>0{,}008$	$0{,}008 - 0{,}002$	$<0{,}002$	$>0{,}008$	$-0{,}008 - 0{,}002$	$<0{,}002$	$\geq 0{,}008$	$0{,}003 - 0{,}002$	$<0{,}002$
Слабо-проницаемые почвы									
Длина борозды, м	190	167	135	200	167	135	200	335	270
Расход борозды, л/сек	0,09	0,18	0,29	0,07	0,14	0,23	0,06	0,18	0,29
Время пропуска воды по борозде, часы	30	13	7	39	17	10	48	25	13

Продолжение таблицы V—23

Элементы техники полива	Подпитывающий и первый поливы (май-июнь)			Поливы с междурядными обработками (июнь—август)			Поливы после окончания обработки (август-сентябрь)		
	уклон								
	> 0,008	0,008 — 0,002	< 0,002	> 0,008	0,008 — 0,002	< 0,002	> 0,008	0,003 — 0,002	< 0,002
Полив через борозду, средне-водопроницаемые почвы									
Длина борозды, м	135	113	90	135	113	90	135	113	190
Расход борозды, л/сек	0,12	0,26	0,38	0,09	0,18	0,28	0,06	0,14	0,36
Время пропуска воды по борозде, часы	30	11	7	21	9	5	23	22	6,5
Полив через борозду, сильно-водопроницаемые почвы									
Длина борозды, м	60	45	34	115	90	68	113	90	66
Расход борозды, л/сек	0,13	0,23	0,35	0,13	0,23	0,35	0,09	0,17	0,26
Время пропуска воды по борозде, часы	12	5,5	3,0	12	5,5	3,0	17	6,5	4,0

Производительность труда поливальщика при бороздковом поливе без крепления оголовков борозд составляет 0,5—0,8 га/смену. Крепление оголовков улучшает распределение воды по бороздам и увеличивает производительность до 1,8—2,0 га за смену.

Замена выводной борозды переносными металлическим, или брезентовым трубопроводом, или переносным лотком обеспечивает производительность до 4—5 га за смену.

Сравнительные характеристики различных способов выпуска воды в борозду (по исследованиям С. М. Кривовяза) приводятся в табл. V—24

Таблица V—24

Способ регулирования выпуска воды в борозды	Средняя производительность поливальщика за сутки, га	Расход воды на поливальщика, л/сек
Дёрн	1,3	15—20
Камышовые трубочки	1,8	20—25
Бумажные оголовки	1,5	20—25
Переносные металлические трубки	1,8	20—25
Переносные металлические щитки	1,7	20—25
Переносные толевые трубочки	2,3	25—30
Переносные сифоны	1,6	25—30
Переносные брезентовые лотки на малых уклонах (констр. С. М. Кривовяз)	5,0	50
Переносные металлические трубопроводы на больших уклонах (конструкции инж. Канардова)	1,0	40

Полив затоплением. Этот способ применяется при поливах риса и промывных поливах засоленных земель Его основные недостатки — разрушение структуры почвы и большие непроизводительные потери воды на испарение и глубокую инфильтрацию

При поливе затоплением площади поливного участка разбиваются на чеки, разделенные продольными и поперечными валиками (рис V—14 и V—15).

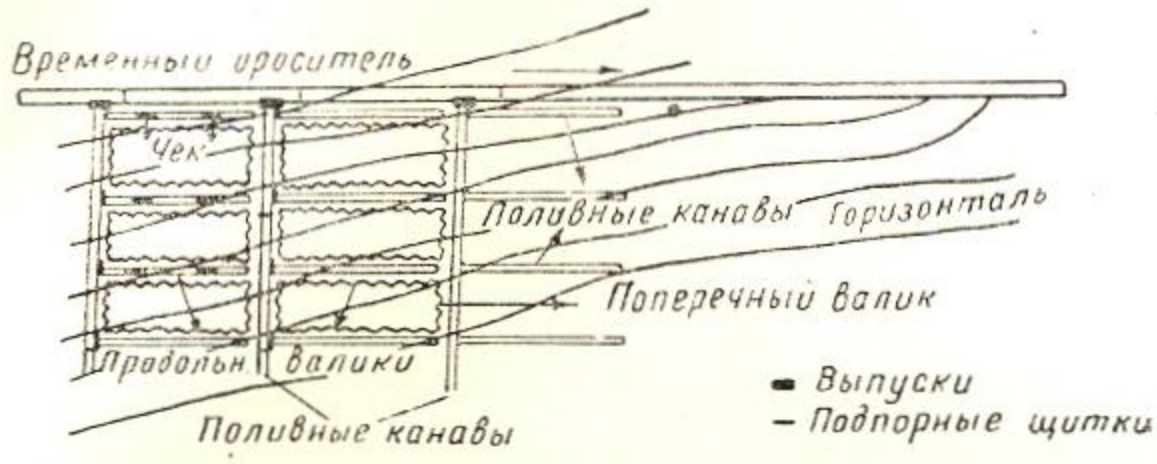


Рис. V—14. Схема временной оросительной сети при поливе затоплением (ороситель вдоль горизонталей)

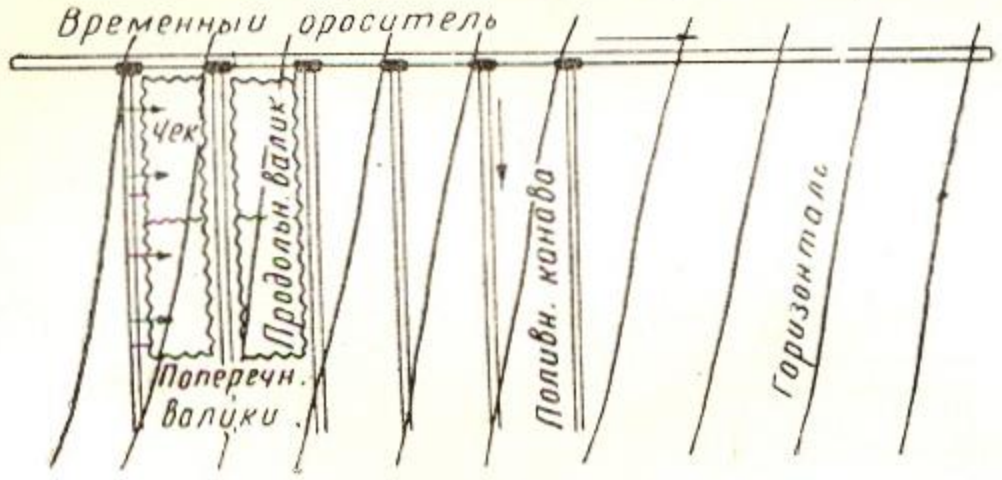


Рис. V—15. Схема временной оросительной сети при поливе затоплением (ороситель поперек горизонталей).

Размеры чека определяют по величине продольного и поперечного уклонов.

Табл. V—25 дает предельные длины чеков в зависимости от уклона местности.

Таблица V—25

Уклон поверхности	Длина чека, м	Водопроницаемость почв
0,0005	40—50	Средняя и слабая водопроницаемость
0,001	30	
0,002	25—20	
0,003	20—15	
0,004	20—10	

Предельный уклон, допускающий полив затоплением 0,004. Разность отметок верхней и нижней границ чека по уклону допускается в пределах 0,05—0,10 м.

Нормальные размеры отдельных чеков для средних по водопроницаемости почв составляют 0.1—0,3 га.

Поливная струя при затоплении чека — 40—60 л/сек.

Размеры валиков. Продольные валики — высота ∞20 см, откосы — 1 : 2. Поперечные валики (проходимые машинами) — высота 15—20 см, откосы 1 : 3. Валики рекомендуется укреплять, засевая травами.

Разбивка валиков производится трех видов:

первый — продольные валики нарезают, следуя за горизонталями, поперечные — нормально к горизонталям. Чеки имеют неправильную форму и различные размеры;

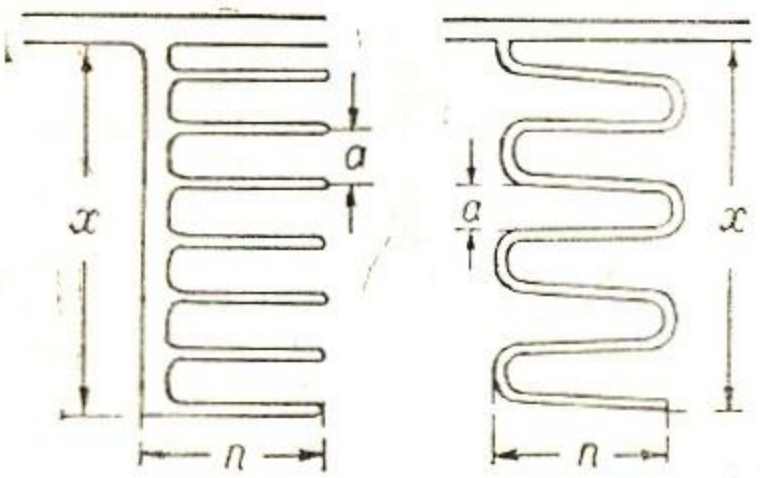


Рис. V—16. Джояки:
a — ширина грядки, *x* — общая длина оконтура, *n* — длина грядки.

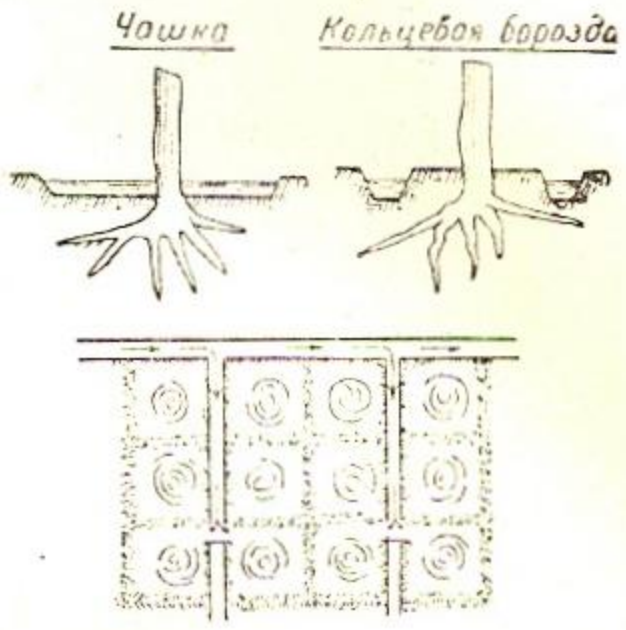


Рис. V—17. Полив сада по чашкам и кольцевым бороздам.

второй — продольные и поперечные валики нарезают параллельно друг другу на одинаковых расстояниях, независимо от рельефа;

третий — продольные валики располагают параллельно друг другу, образуя на площади поливного участка параллельные полосы. Расстояния между ними определяются поперечными уклонами участка.

Полив по джоякам. Джояки различают гребенчатые и зигзагообразные (рис. V—16).

На крутых уклонах устраивают зигзагообразные джояки, при этом сильно смягчается уклон. Джояки проводят в направлении горизонталей. Длину площадки (*x*) делают от 40 до 80 м; глубина джояков 30—45 см; живое сечение — 0,06—0,12 м²; ширина гряд между ними — 0,9—1,4 м.

Недостатки этого способа: невозможность механизировать сельскохозяйственные работы, большие затраты труда на поделку гряд. Низкий коэффициент земельного использования.

Сады поливают: а) по чашкам (рис. V—17), делая вокруг дерева круг (чек), огражденный валиками. Подача воды производится из продольной борозды, обслуживающей один или два параллельных ряда деревьев. Диаметр чашки примерно равен проекции кроны дерева;

б) по кольцевым бороздам (рис. V—17), которые нарезают вокруг деревьев, диаметром $^2/_3$—$^3/_4$ диаметра кроны. Поступление воды в кольцевые борозды также производят от продольных борозд, проложенных между рядами деревьев.

Глава 5

ТЕХНИКА ПОЛИВА ПРИ ДОЖДЕВАНИИ

Одним из способов механизации полива сельскохозяйственных культур, сокращающего потери воды в оросительной сети, является полив дождеванием, при котором оросительная вода выбрасывается дождевальной установкой в воздух, дробится на капли и падает на растения и почву в виде дождя разной интенсивности.

Дождевание в СССР практикуется при помощи самоходных и стационарных дождевальных машин и установок, работающих позиционно и в движении.

Классификация имеющихся дождевальных устройств приводится в табл. V—26.

Таблица V-26

Класс	Группа	Вид
Дальноструйные	Установки, работающие позиционно	Стационарные системы
	Машины, работающие в движении	Машины с механизированным передвижением
		Установки, перемещаемые вручную
Короткоструйные	Машины, работающие позиционно	Стационарные системы
	Машины, работающие в движении	Машины с механизированным передвижением
		Установки, перемещаемые вручную
Среднеструйные	Установки, работающие позиционно	Установки с механизированным перемещением

Основные технические характеристики некоторых применяемых на практике в СССР дождевальных машин представлены в табл. V—27.

Из дальноструйных дождевальных агрегатов на снимках представлены машины ДДП-30С (рис. V—18) на тракторе ДТ-54 и ДД-45

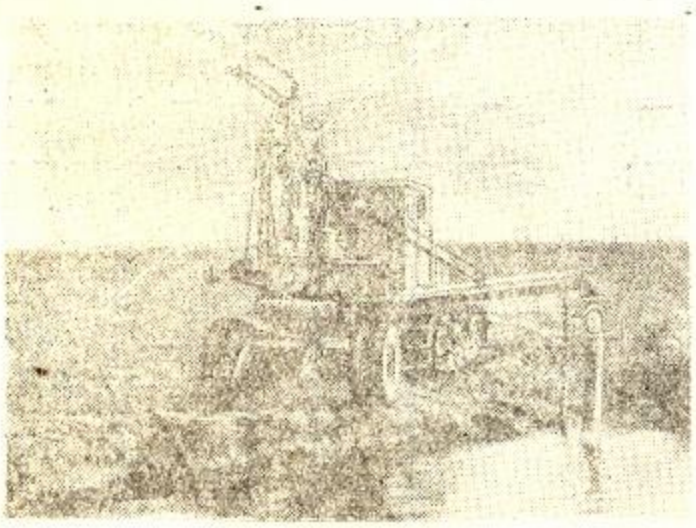


Рис. V—18. Дождевальная машина ДДП—30—С.

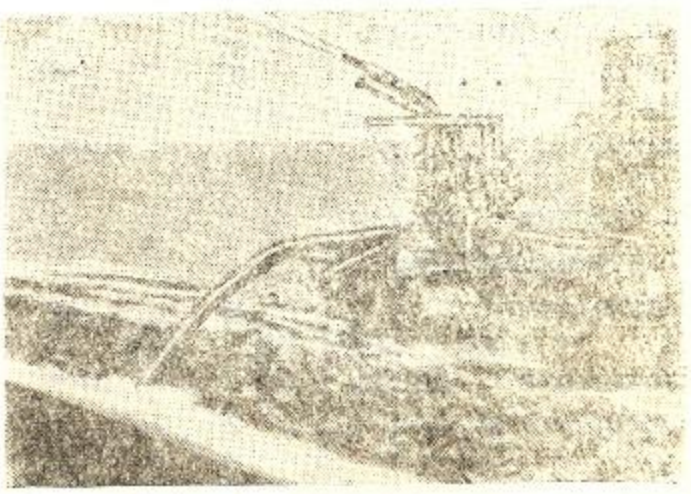


Рис. 19 V—19. Дождевальная машина ДД—45 в работе.

(рис. V—19), работающая с трактором ДТ-54, или ДТ-70. Обе машины действуют от открытой сети позиционно. При ветре со скоростью, превышающей 2 м/сек, машины работают неудовлетворительно.

Таблица V-27

Показатели	Единица измерения	Дальнеструйные					
		ДДП-30С	ДД-45		ДДН-45	ДДА-52	КДУ-55
			ДТ-54	ДТ-70			
Расход воды	л/сек	30	33,4	45,0	33,4	40	25
Рабочий напор	м	80	55	63	55	85	25–30
Дальность полета струи	м	60	60	69	60	65	10
Орошаемая площадь с одной позиции	га	1,0	1,0	1,5	1,0	1,2	1,2
Производительность за 1 час при	м=300 м³/га	0,3	0,36	0,5	0,36	0,36	0,3
Средняя интенсивность дождя	мм/м	0,21	0,18	0,2	0,18	0,20	0,1–1,0
Средний диаметр капель	мм	1,1÷1,2	1,0	1,0	1,0	0,6	—
Допустимая скорость ветра	м/сек	1,5÷2,0	1,5÷2,0	1,5÷2,0	1,5÷2,0	2,1	—
Диаметр насадки большой	мм	32	36	41	36	—	—
малой	мм	10	14	14	14	40	—
Количество насадок	шт.	2	2	2	2	1	24
Скорость передвижения	км/час	15	15	15	20	15	—
Потребная мощность	л/с	50	50	70	50	65	—
Обслуживающий персонал	чел.	1	1	1	1	1	2
Рабочая ширина захвата	м	—	—	—	—	—	240
Трактор		ДТ-54	ДТ-54	ДТ-70	ДТ-54	ДТ-54	—
Расстояния между трубопроводами (каналами)	м	—	—	—	—	—	240
Расстояние между гидрантами	м						120
Работает			Позиционно				Позиционно
Стоимость (ориентировочно)	тыс. руб.	0,92	1,15	1,15	1,00	2,00	2,5

Короткоструйные						Среднеструйные		
ДДА-100М	ДДА-100МА	ДМ-80	ДМ-120	ДМ-200	ДКС-135	СДУ-10	ДУ-25	ДМ-2
100	100	80	120	250	147	10	25	2
23	23	18	20	25	19	25÷32	25	32
10	10	11	11	13	—	25÷30	10÷15	14
0,2	0,2	0,4	0,4	0,8	0,3	0,3÷0,5	6÷6,5	0,05
0,8	—	0,55	0,9	1,75	1,75	0,1	0,3	0,02
3,0	2,5	1,15	1,75	1,75	2,85	0,11÷0,2	0,11	0,11
1,26	—	—	—	—	0,85	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—
54	—	31	31	40	50	6–10	24	1
0,36	2,5	1,3	1,3	1,3	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	2	2	3	3	3	2	—	1
120	120	115	115	200	130	125–200	120	84
—								
120	—	220	220	400	130	250–400	240	—
—	—	35	—	40		25	240	—
В движении		Позиционно			Позиционно и в движении			
8,5	0,8	6	6,5	12,0		7,0	0,9	1,45

Общая схема короткоструйного двухконсольного дождевального агрегата ДДА-100М на тракторе ДТ-54 представлена на рис. V—20, агрегат в работе изображен на рис. V—21. Этот агрегат работает от открытой сети в движении со скоростью около 400 м/час.

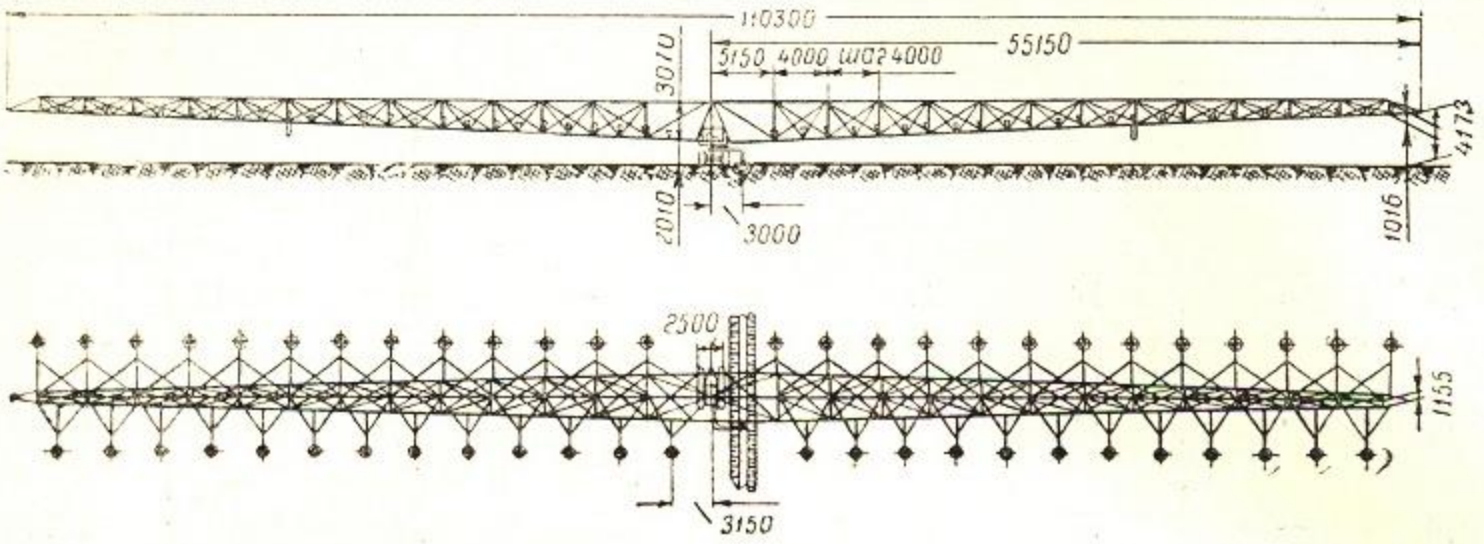


Рис. V—20.

В облегченном дождевальном агрегате ДДА-100М конструкции ВНИИГиМ для труб использованы алюминиевые сплавы, что уменьшает вес конструкции на 1000 кг.

Короткоструйная двухконсольная дождевальная машина ДКС-135 на тракторе С-80 показана на рис. V—22. Она работает от открытой сети позиционно и в движении.

Дождевальная машина ДМ-80, представленная на рис. V—23, действует позиционно от закрытой сети. Аналогично работает машина ДМ-100.

Агрегат ДМ-200 — две машины ДМ-100, спаренные в один агрегат и соединенные между собой телескопической вставкой.

Среднеструйные дождеватели СДУ-10, работающие позиционно от закрытой напорной сети, показаны на рис. V—24.

При проектировании орошения дождеванием расчеты производят по следующим формулам;

а) интенсивность дождя дождевального агрегата определяют по формуле:

$$\varepsilon = \frac{60Q}{F} \text{ мм/мин}, \qquad \text{(V—20)}$$

где Q — расход агрегата, л/сек, F — площадь одновременного захвата дождем, м^2,

б) слой дождя за один проход машины исчисляют по формуле:

$$h = \frac{Q \times 60 \times 60}{S \times l} \text{ мм}, \qquad \text{(V—21)}$$

где S — скорость движения агрегата, м/час; l — ширина полосы, захватываемой дождем, м; Q — расход воды, л/сек,

в) число дождевальных агрегатов на севооборотном массиве определяют по формуле: $n = \frac{\Omega}{\omega}$ агрегатов, (V—22)

где Ω — площадь севооборотного массива, га; ω — производительность дождевального агрегата в наиболее напряженный период вегетации, вычисляемая по формуле:

$\omega = t$ мин. $\times \omega$ сут.,

где $t_{мин}$ — минимальный поливной период,

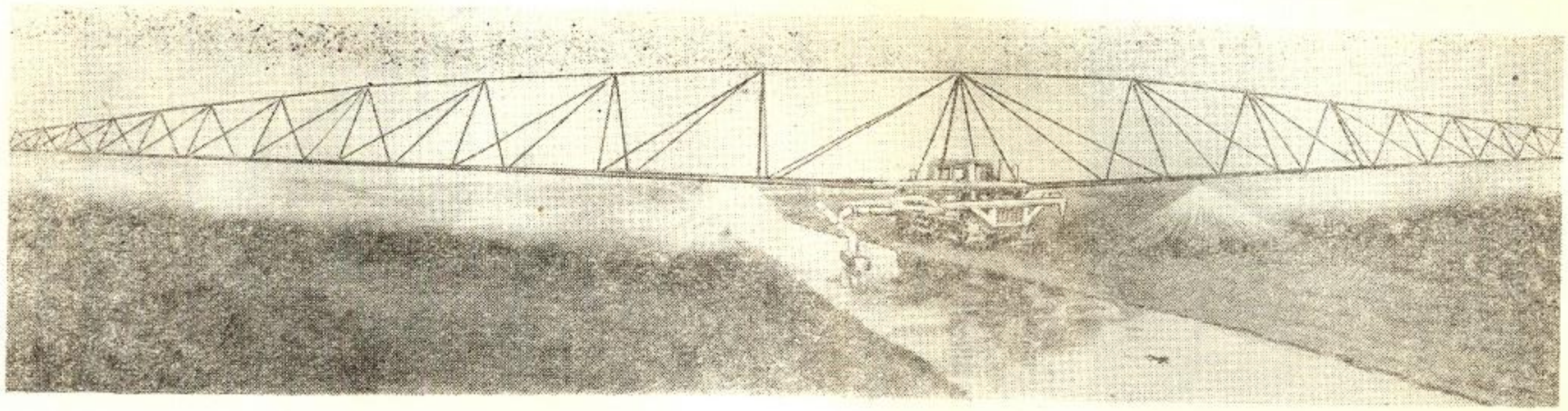


Рис. V—21. Дождевальный двухконсольный агрегат ДДА-100М в работе.

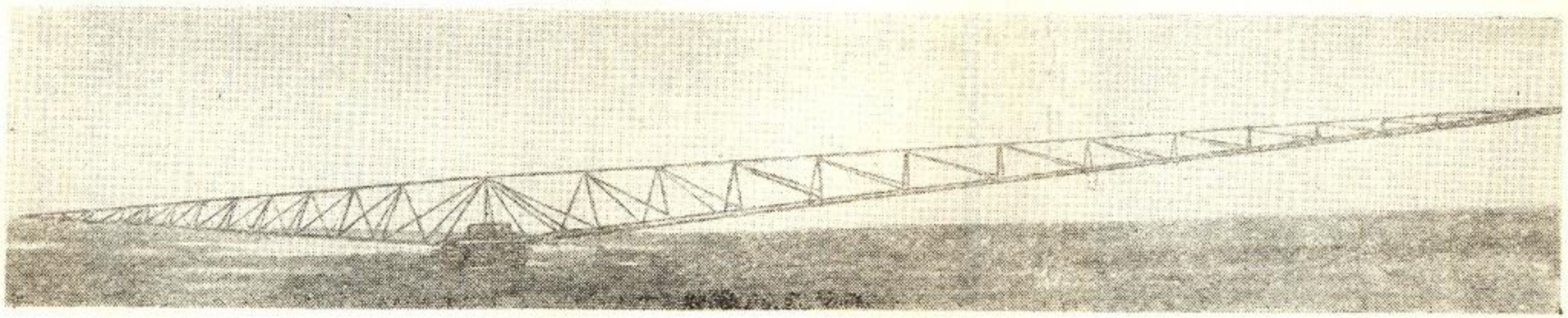


Рис. V—22.

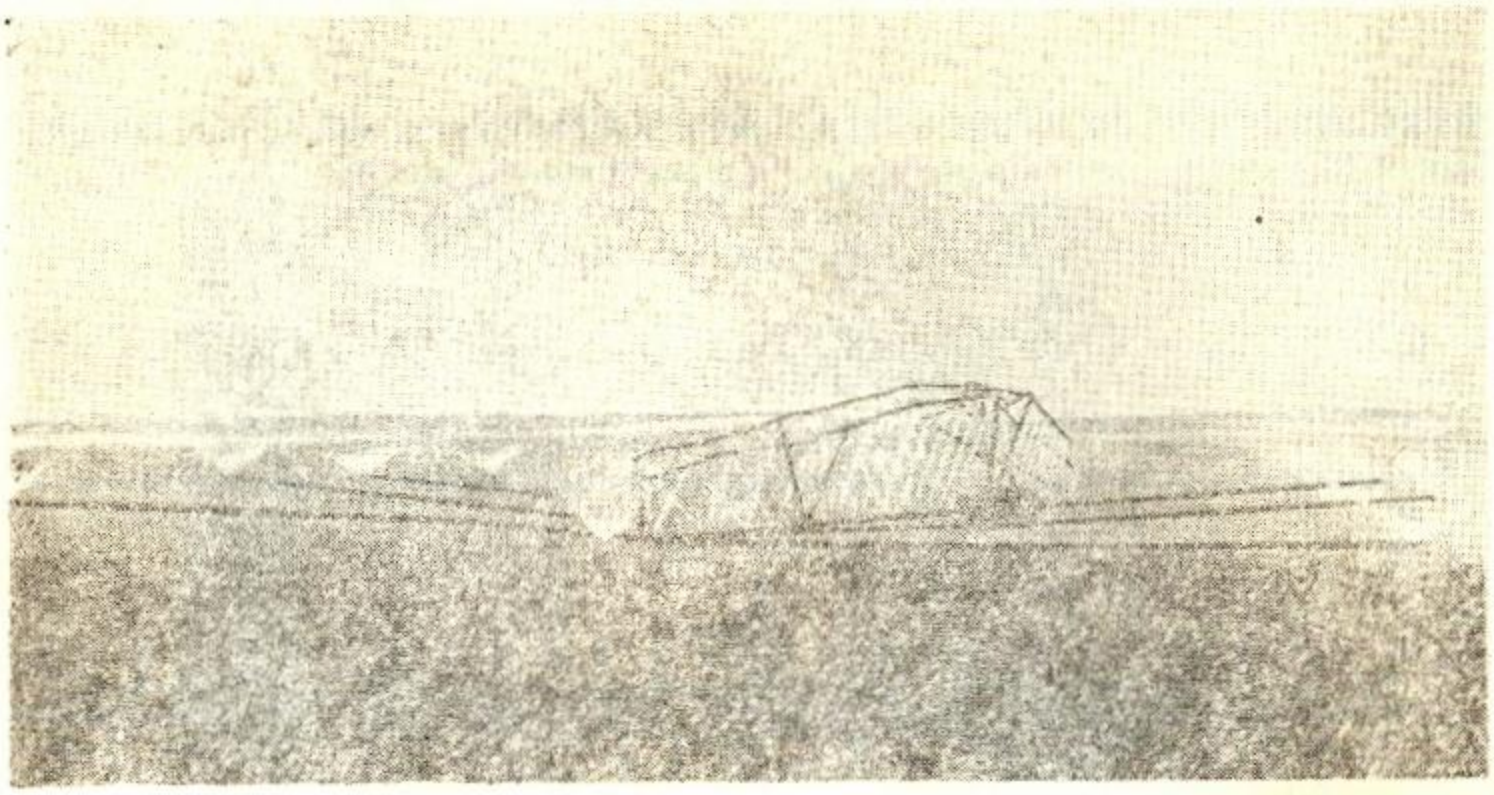


Рис. V—23. Машина ДМ-80 в работе.

г) суточная производительность агрегата определяется по формуле

$$w \text{ сут.} = \frac{S \times l \times h}{m} 24 \times \text{КИВ}, \qquad (\text{V}-24)$$

где h — слой дождя за один проход, м; m — поливная норма, м³/га; КИВ — коэффициент использования времени.



Рис. V—24. Батарея шлейфов СДУ-10 в работе.

По аналогичной формуле может быть вычислена сменная и сезонная производительность дождевального агрегата. В первом случае вместо цифры 24 в формулу надо подставить число, выражающее продолжительность одной смены в часах и коэффициент времени, соответствующий сменному; при исчислении сезонной производитель-

ности агрегата надо исходить из производительности в наиболее напряженный период вегетации (самый короткий поливной период) и принимать КИВ соответствующий сезонному коэффициенту использования времени.

КИВ ориентировочно может приниматься в следующих пределах:

КИВ смены — 0,80 — 0,85

КИВ суток — 0,60 — 0,70

КИВ сезона — 0,50 — 0,60

КИВ учитывает время, затрачиваемое на переход машины с участка на участок, непредвиденные простои машины по разным причинам, заправку горючим и т. д.

В качестве примера приводятся расчеты для дождевального агрегата ДДА-100М.

$$\text{Интенсивность дождя} — \varepsilon = \frac{100 \times 60}{2400} = 2{,}5 \text{ мм.}$$

Слой дождя за один проход машины

$$h = \frac{100 \times 60 \times 60}{400 \times 120} = 7{,}5 \text{ мм.}$$

Суточная производительность агрегата

$$\omega_{сут} = \frac{400 \times 120 \times 0{,}0075}{500} \times 24 \times 0{,}60 = 10{,}4 \text{ га.}$$

Сезонная производительность агрегата

$$\omega_{сез} = \frac{10{,}4 \times 8 \times 0{,}50}{0{,}60} = 70 \text{ га.}$$

В этих расчетах приняты: ширина захвата дождем — 120 м; площадь одновременного захвата дождем — 2400 м^2; скорость движения агрегата—400 м/час; наибольшая поливная норма — 500 м^3/га; наименьший поливной период — 8 суток; КИВ суток—0,60; КИВ сезона—0,50.

Орошение дождеванием — перспективный механизированный способ полива, позволяющий сократить существующий разрыв в производительности труда на поливе и обработке. Такие вопросы, как проходимость временных оросителей, влияние ветра на равномерность полива, коэффициент земельного использования, коэффициент использования времени, интенсивность дождя и ряд других требуют дальнейшего изучения.

Из описанных дождевальных машин в настоящее время может быть рекомендована для некоторых районов Средней Азии машина ДДА-100 М (рис. V—20 и V—21). Достаточно перспективны среднеструйные дождевальные установки СДУ-10 (рис. V—24). Сокращение металлоемкости этих установок, малая интенсивность дождя, соответствующая коэффициенту впитывания почв орошаемых районов, большая длительность пребывания установок СДУ-10 на одной позиции обеспечивают возможность широкого применения этих установок в ирригации.

Из дальноструйных установок, например, для орошения садов и огородов может быть рекомендована машина ДД-45 (рис. V—19).

Глава 6

ПОДПОЧВЕННОЕ ОРОШЕНИЕ

Подпочвенное орошение — увлажнение корнеобитаемого слоя почвы снизу по заложенным в земле трубам или кротовинам.

При подпочвенном орошении в пределах поливного участка отсутствуют какие-либо наземные каналы, что создает благоприятные

условия для производительной работы механизмов; пахотный слой почвы не подвергается непосредственному воздействию воды, в связи с чем и мелкокомковатая структура почвы, созданная пахотой, не разрушается. Поливная вода используется более рационально, чем при других способах поливов, так как испарение влаги с поверхности почвы при этом значительно меньше, чем при поливах по бороздам или дождеванием; условия аэрации почвы улучшаются; нитрофицирующие бактерии становятся более жизнедеятельными; процесс распределения воды по поливному участку автоматизируется и механизируется, это значительно повышает производительность труда поливальщиков и улучшает условия их работы; значительно сокращается необходимость в прополке сорняков; облегчается возможность внесения минеральных удобрений; отпадает необходимость тщательной планировки поливных участков.

Системы подпочвенного орошения:

а) вакуумные непрерывного действия — при этом способе в трубах создается вакуум, под действием которого вода поступает в трубы, а из труб через капилляры их стенок в почву под действием ее всасывающей силы;

б) безнапорные системы периодического действия; регулирующие водный режим почвы в определенные сроки вегетационного периода;

в) напорные системы периодического действия, в которых вода из поливных труб через открытые стыки под напором 0,2—0,5 м поступает в почву.

Подпочвенные увлажнители выполняются из гончарных труб, досок, пустотелого кирпича или делаются в виде кротовин специальными машинами. Трубы укладывают в траншеи на глубину 40—45 см, дно которых достаточно уплотнено, для того, чтобы избежать непроизводительных потерь оросительной воды на фильтрацию в глубокие горизонты.

Лучшими уклонами труб увлажнителей считаются 0,001—0,01. Длину увлажнителей принимают в пределах 150—200 м. Напор в них не должен превышать глубины их заложения более чем на 10—20%. Подпочвенное орошение, основанное на использовании капиллярных свойств почвы, совершенно не применимо на засоленных почвах и с большим содержанием песчанистых частиц и допустимо на хорошо промытых засоленных почвах.

Подпочвенное орошение широкого распространения пока не получило из-за потребности крупных материальных затрат.

Глава 7

СХЕМА ОРОСИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ И ПРИНЦИПЫ ЕЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

§ 1. СОСТАВНЫЕ ЧАСТИ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ И ИХ НАЗНАЧЕНИЕ

Оросительная система осуществляет забор воды из источника питания, транспортирование ее по сети, распределение воды между отдельными отводами межхозяйственного и хозяйственного значения в нужные сроки и необходимом количестве с доведением воды к поливным участкам хозяйств — водопользователей.

Эту задачу выполняют магистральный канал и система постоянных распределительных каналов, называемая проводящей оросительной сетью.

Расположение проводящей оросительной сети в плане представлено на рис. V—25.

Внутри поливных участков в каждом хозяйстве имеется система только временных каналов (временные оросители, выводные и поливные борозды) с соответствующей переносной арматурой, посредством которой вода из состояния тока превращается в состояние почвенной

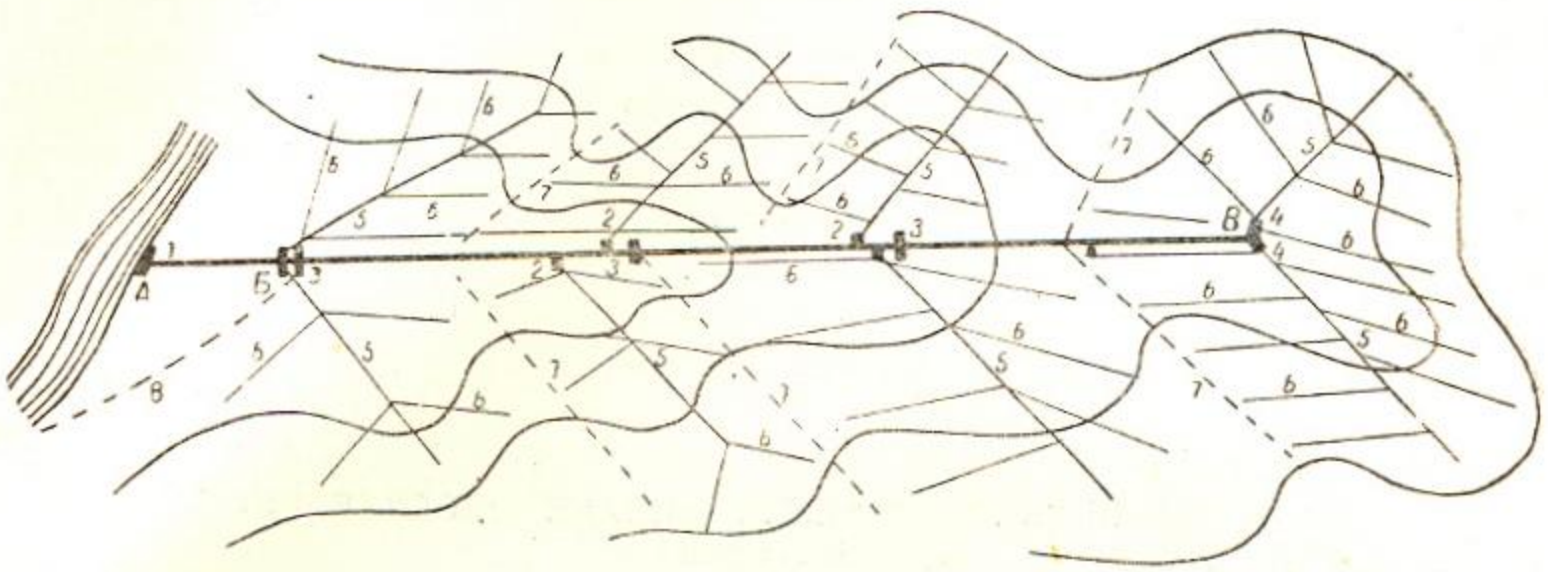


Рис. V—25. Схема проводящей оросительной сети:

АБ — магистральный канал; *АВ* — холостая часть; *БВ* — рабочая часть магистрального канала. *1*— головной регулятор магистрального канала; *2*— головные регуляторы межхозяйственных каналов; *3*— перегораживающие сооружения на магистрали; *4*— концевой вододелитель; *5*— межхозяйственные распределители; *6*— хозяйственные распределители; *7*— водосборные каналы; *8*— катастрофический сброс магистрального канала.

влаги. Эта система временных мелких и мельчайших каналов на поливных участках называется регулирующей оросительной сетью.

Расположение регулирующей сети на поливном участке показано на рис. V—26.

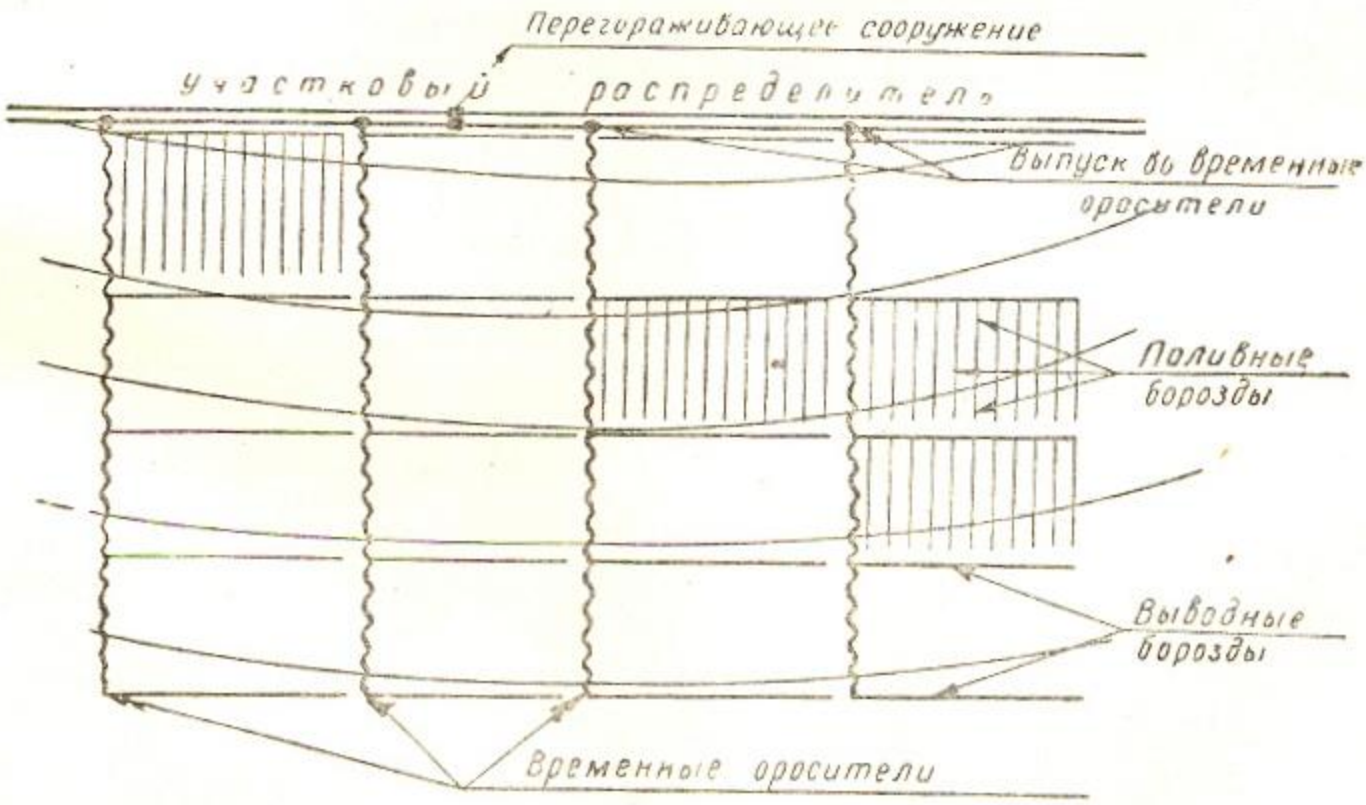


Рис. V—26. Схема регулирующей оросительной сети на поливном участке.

Сокращенное обозначение каналов оросительной сети производится по следующей номенклатуре.

Межхозяйственная сеть:	
магистральный канал	МК
межхозяйственные распределители, отходящие влево	Р-1, Р-3
отходящие вправо	Р-2, Р-4
распределители второго порядка	Р-1-1; Р-1-3 и т. д. Р-1-2; Р-1-4 и т. д.
Внутрихозяйственные оросительные каналы:	
хозяйственные распределители колхоза им. Кирова	Кирова — Х — 1; Кирова — Х — 2
внутрихозяйственные распределители 1-го отделения совхоза № 4	4 — Х — 1 — 1
участковые распределители (имеют свою нумерацию в каждом хозяйстве).	У-1, У-2, У-3

§ 2. УСЛОВИЯ РАСПОЛОЖЕНИЯ В ПЛАНЕ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ

Расположение в плане (схема) всякой ирригационной системы определяется:

а) перспективой хозяйственно-экономического развития водного бассейна и отдельных его районов и планом рационального взаимносогласованного развития различных отраслей народного хозяйства (водный транспорт, гидроэнергетика, сельское хозяйство, водоснабжение населенных и промышленных центров, рыбное хозяйство);

б) существующим хозяйственным использованием района, расположением населенных пунктов и промышленных центров, транспортных магистралей и прочих дорог, направлением сельского хозяйства;

в) внутрихозяйственной организацией территории;

г) характером рельефа и почвогрунтов;

д) характеристикой источника орошения и его режима;

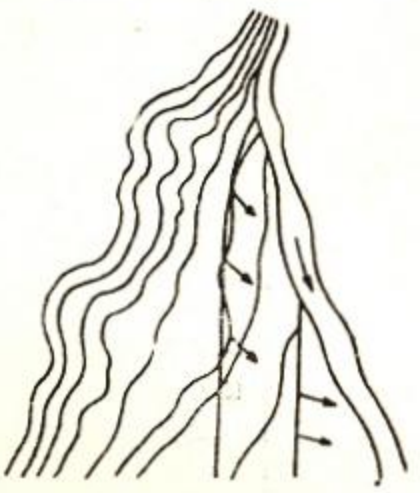
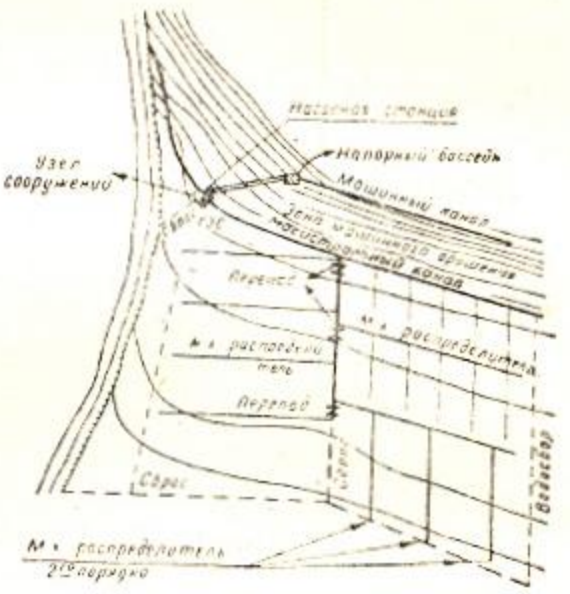
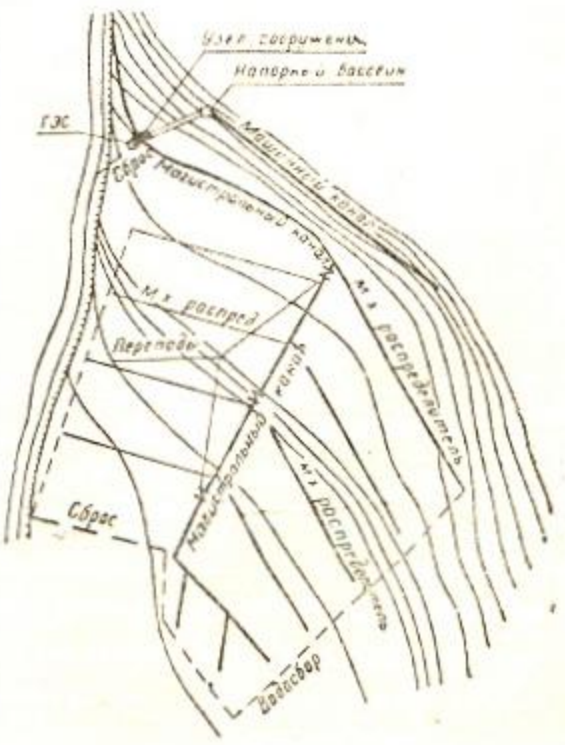
е) наличием или отсутствием существующего орошения.

Рельеф определяет высотное и плановое положение каналов; геологические и гидрогеологические условия устанавливают техническую и экономическую целесообразность устройства канала по выбранной трассе; почвенные и гидрогеологические условия определяют целесообразность использования под сельское хозяйство того или иного массива земель, их режима орошения, состав возделываемых культур, агромелиоративные мероприятия, которые обеспечат эффективное использование массива.

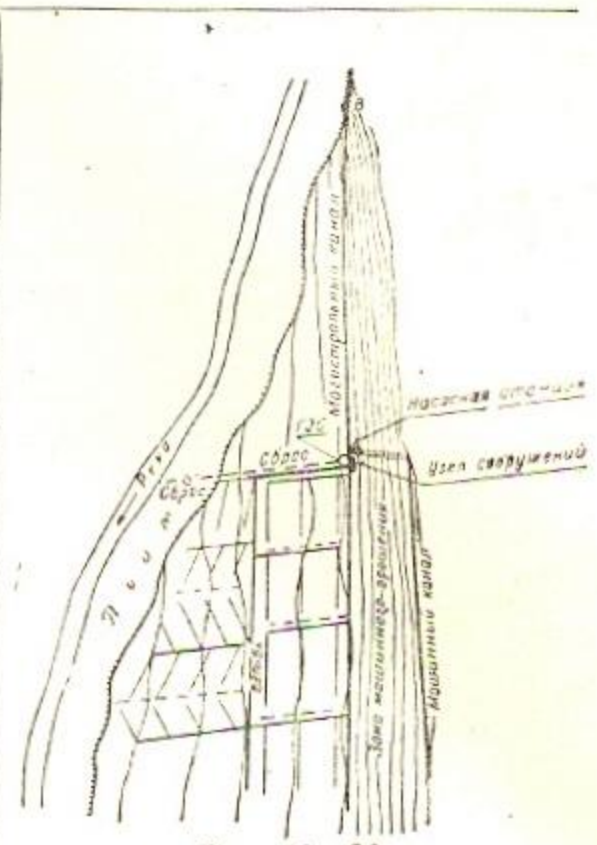
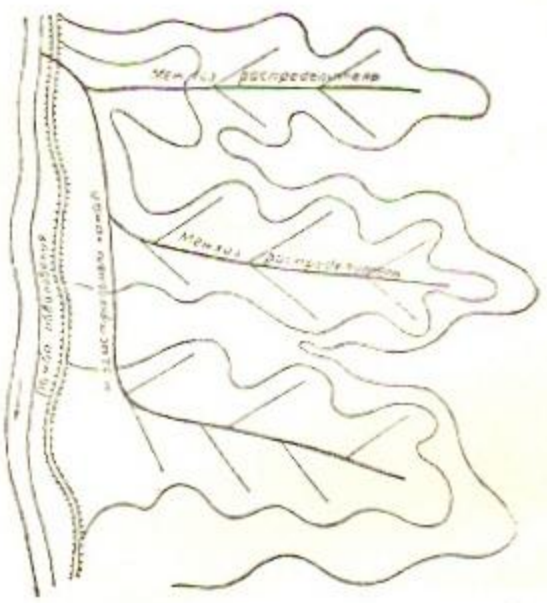
Высотное положение оросительных каналов устанавливается таким, чтобы максимальное количество из подвешенных к данному каналу площадей орошалось наиболее экономичным самотечным способом, без затраты механической энергии.

Назначение зон самотечного и машинного орошения должно производиться в результате экономических расчетов, подтверждающих экономическую целесообразность принятого решения. Возможные схемы расположения оросительных каналов в различных рельефных условиях показаны в табл. V—28. Пример разбивки ирригационной сети одного хозяйства в зоне командования магистрального канала представлен на рис. V—35 и V—41.

Таблица возможных схем оросительной сети в различных рельефных условиях

Рельеф	Характеристика рельефа	Возможные схемы оросительной сети
Горный	Уклоны большие $I = 0{,}01$ и более. Горизонтали направлены под острым углом к источнику орошения. Грунтовые воды залегают на большой глубине. Галечник и каменистые грунты приближены к поверхности земли	 Рис. V - 27
Предгорный	Уклоны в пределах $I = 0{,}01 \div 0{,}005$, более крутые у выхода из ущелья, постепенно выполаживаются вниз по течению. Горизонтали направлены почти перпендикулярно к источнику орошения. Грунтовые воды обычно на значительной глубине. Слой мелкозема небольшой мощности подстилается галечниками. Рельеф обычен в местах выхода рек из горных ущелий и на конусах выноса	 Рис. V—28
Долинный	Уклоны в пределах $I = 0{,}001 \div 0{,}005$. Горизонтали почти параллельны источнику орошения. Повышенные части рельефа сопрягаются с поймой реки посредством одной или нескольких террас. Грунтовые воды на различной глубине. Слой мелкозема большой мощности	 Рис. V – 29

Продолжение таблицы V – 128

Рельеф	Характеристика рельефа	Возможные схемы оросительной сети
Равнинный	По мере выполаживания и уменьшения уклонов до величин порядка 0,0001—0,0002 долинный тип рельефа переходит в равнинный Слой мелкозема большой мощности, обычно переслаивающийся с песками Грунтовые воды в неорошаемых частях залегают на большой глубине, в орошаемых зонах приближены к поверхности Грунты обычно засолены	 Рис. V–30
Дельтовый	Характерен для низовьев крупных рек перед впадением их в море Уклоны незначительны (I=0,0001 ÷ ÷0,0003) Общий характер рельефа нарушается местными понижениями с местными уклонами порядка 0,001 – 0,003 Грунты—аллювиальные отложения, подстилаемые песками Грунтовые воды обычно на глубине 1–3 м от поверхности земли. Отток грунтовых вод очень слабый Почвы и грунтовые воды обычно сильно минерализованы	 Рис. V–31

§ 3. ВЫБОР ТОЧКИ ВОДОЗАБОРА ПРИ САМОТЕЧНОМ ОРОШЕНИИ. СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ВОДОЗАБОРА

Установление возможности самотечного орошения производится следующим образом (рис. V—32).

Если известны: расход воды Q магистрального канала и отметка H_A потребного командного горизонта воды при нормальном расходе в конце холостой части канала (обычно она должна превышать отметки земли не менее чем на 0,5 м) то:

а) можно с достаточной точностью определить гидравлический радиус будущего магистрального канала по формуле С. А. Гиршкана

$$R \cong K \cdot Q^{0,1}; \qquad (V-20)$$

где $K = 0{,}45$ для расходов $Q < 10{,}0$ м³/сек и $K = 0{,}50$ для расходов $Q > 10$ м³/сек;

б) допустимая неразмывающая скорость в канале определяется по формуле проф. Черкасова $V_g = V_\circ R^{1/3}$, (V — 21)

где $V_\circ$ — допустимая неразмывающая скорость для каналов с $R = 1{,}0$ м;

в) неразмывающий уклон канала можно найти по формуле:

$$J_g = \frac{V^2 q}{C^2 R}, \qquad (V-22)$$

где C — коэффициент Шези. $C = \frac{1}{n} R^y$, где y по формуле акад. Павловского Н. Н.

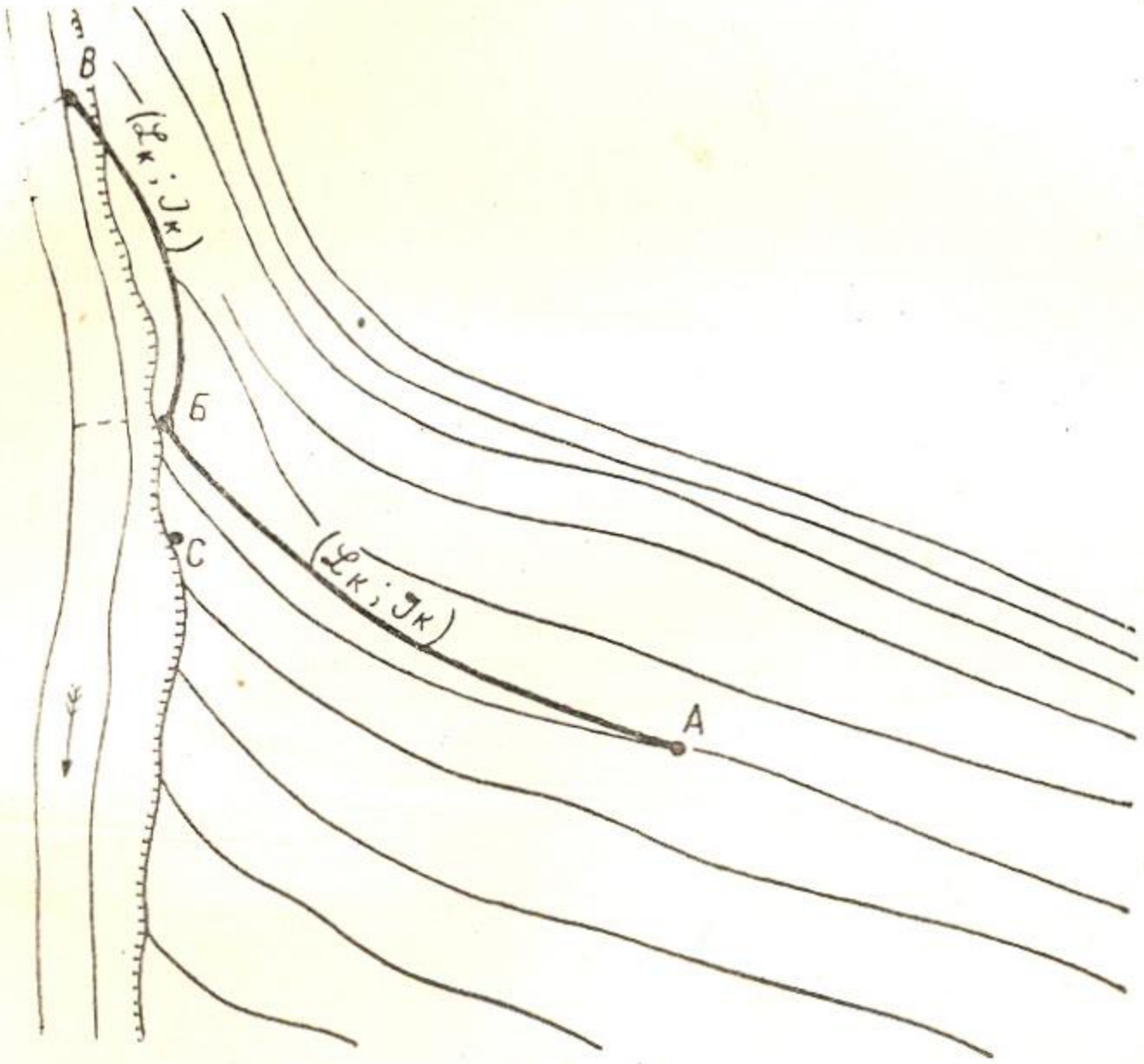


Рис. V—32.

(Таблицы значения C приведены в большинстве гидравлических справочников);

г) протрассировав канал с полученным уклоном ($J_к$) к источнику орошения (точка Б) и измерив расстояние от заданной точки до источника орошения ($L_к$) вычисляют, отметку нормального горизонта воды в голове канала $H_А' + L_к J_к = H_Б''$;

д) если известна разница в глубинах при форсированном и нормальном наполнении канала ($\Delta h = h_ф - h_н$), то прибавляют эту разницу к отметке нормального горизонта воды канала в голове и получают отметку форсированного горизонта в голове канала. (Если гидравлический расчет канала не произведен, то достаточно для получения

горизонта воды при форсированном расходе магистрального канала прибавлять к нормальному горизонту воды $\sim 0{,}30$ м);

е) сравнивая расчетный горизонт воды источника орошения с горизонтом воды при форсированном расходе (увеличенным на $0{,}20 \div 0{,}30$ м на потерю напора на вход через сооружение), устанавливают возможность самотечного водозабора в канал, которая обеспечивается когда

$$H_{БР} \geq H_{БК}^{фор} + Z. \qquad (V-23)$$

Если в точке Б расчетный горизонт реки не обеспечивает командования для самотечного орошения подвешенных к магистральному каналу площадей, то возможны следующие решения задачи:

1) найти на реке такую новую точку В, горизонты воды в которой обеспечивают самотечное орошение заданной площади. Расстояние точки В от точки Б определяется по формуле

$$L_x = \frac{H_{БК}^{фор} + Z - H_{БР}}{J_{реки} - J_{канала}}, \qquad (V-24)$$

где L_x — расстояние от точки Б до новой точки В,

$J_р$ — уклон реки;

2) построить в точке С на реке насосную станцию и поднимать воду реки на необходимые отметки;

3) построить у точки Б на реке водоподъемную плотину и подпирать горизонты воды реки до необходимых отметок.

Выбор окончательного типа водозабора решается технико-экономическими расчетами путем сравнения вариантов. При сравнении нужно всегда отдавать преимущество вариантам, при прочих равных условиях, комплексно решающим задачу использования водных ресурсов источника орошения.

Каждый ирригационный канал желательно использовать и как источник для получения дешевой гидроэлектрической энергии. В конце холостой части магистрального канала обычно создаются условия для устройства зимней ГЭС, расположенной на сбросе в реку. Внутри ирригационной системы на перепадах имеются возможности для устройства лишь летних ГЭС.

Мощность гидростанции определяется по формуле:

$$N = \frac{1000\,QH\eta}{102} = 9{,}81\,QH\eta, \text{ квт}, \qquad (V-25)$$

где Q — расход, пропускаемый через гидростанцию, $м^3/сек$; H — высота падения воды, м; η — к. п. д. гидростанции.

Для вычисления мощности на шинах генераторов малых гидростанций можно принимать

$$N = (6{,}5 \div 7)QH \text{ квт}. \qquad (V-26)$$

Для крупных гидростанций

$$N = (7{,}5 \div 8)QH \text{ квт}. \qquad (V-27)$$

Изменение расходов воды, пропускаемых через „зимнюю" или „летнюю" гидростанции, определяется потребностями воды на ирригацию и может быть представлено графиком, изображенным на рис. V — 33.

Затраты энергии на подъем воды на заданную высоту всегда превышают затраты энергии, которую может дать гидростанция при падении той же воды с той же высоты.

Мощность, затрачиваемая на подъем воды насосной станцией, обычно принимается по формуле:

$$N \cong 15 \div 16QH \text{ квт.} \qquad (V-28)$$

После того как выбрана точка водозабора на источнике орошения и выяснилось положение холостой и рабочей части магистрального канала, положение остальных звеньев проводящей оросительной сети

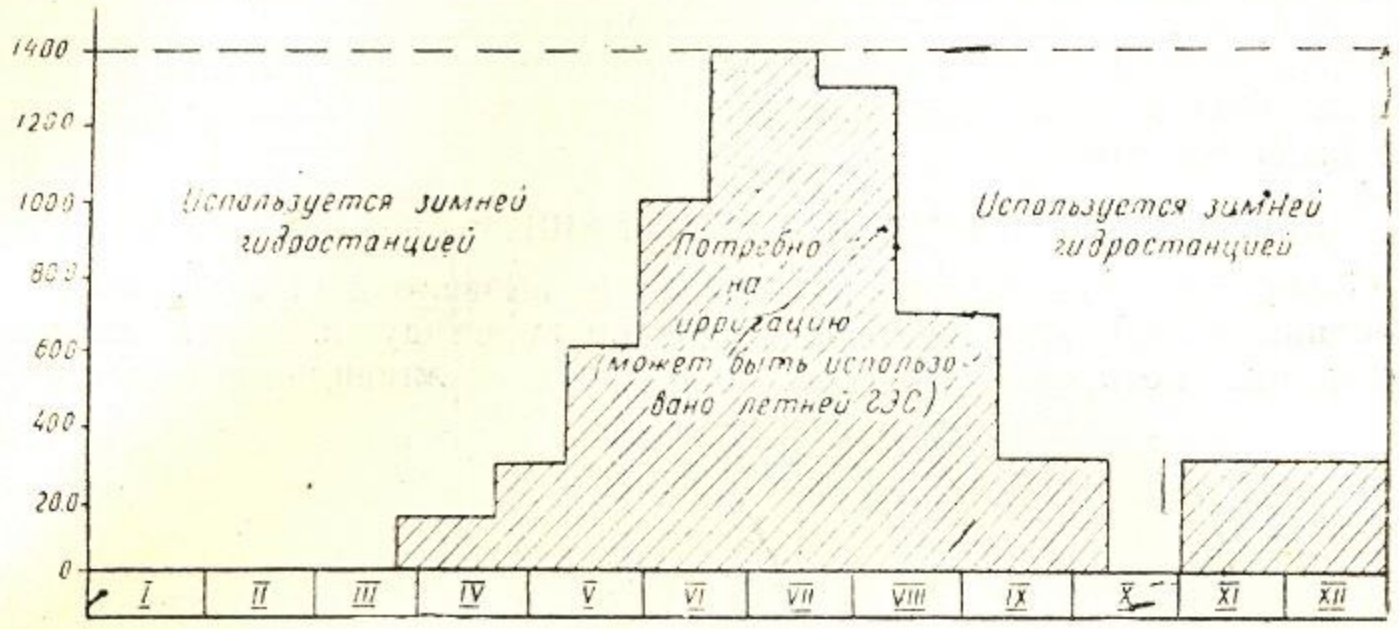


Рис. V—33.

определяется рельефом местности и элементами организации территории.

Каналы оросительной сети всегда должны занимать командное положение по отношению к подвешенной к ним площади и трассироваться по границам элементов организации территории.

При решении вопроса о разделении зон самотечного и машинного орошения не всегда целесообразно стремиться к возможно большему охвату площадей самотечным орошением. При наличии дешевой энергии машинное орошение в некоторых случаях более эффективно и может конкурировать с самотечным орошением, тем более, что

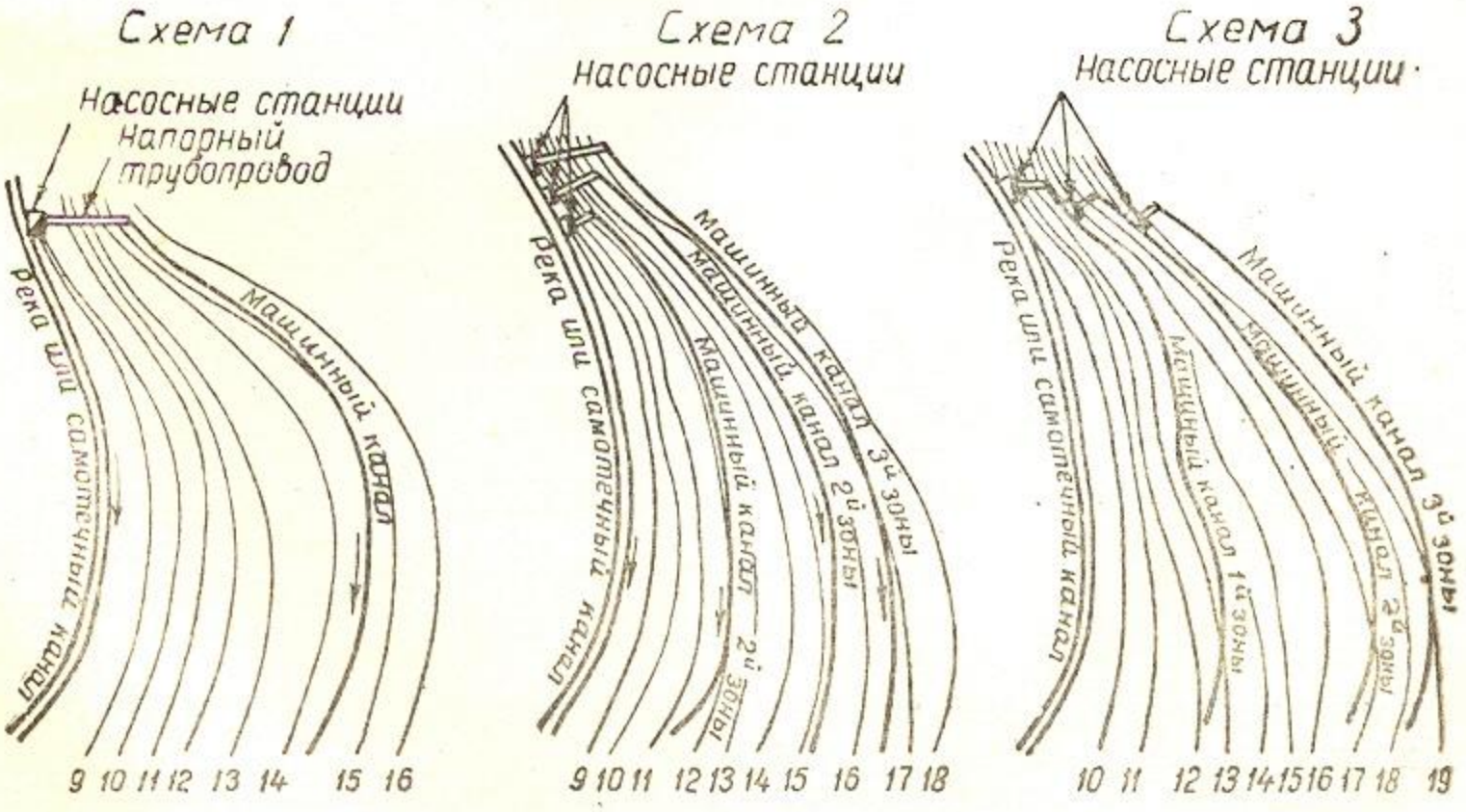


Рис. V—34.

часто вышерасположенные земли могут оказаться лучшими по качеству нижерасположенных.

Во всех случаях, когда орошение отдельных площадей самотеком невозможно, а хозяйственно-экономические предпосылки указывают на необходимость их ирригационного освоения, прибегают к устройству машинного орошения. Возможные схемы машинного орошения представлены на рис. V — 34.

При расположении поливных земель вдоль источника орошения небольшими участками и при значительной амплитуде колебания горизонтов воды в источнике орошения целесообразно применять плавучие насосные станции.

§ 4. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВРЕМЕННОЙ РЕГУЛИРУЮЩЕЙ СЕТИ

Внедрение комплексной механизации вызвало необходимость выполнения в ирригации крупных работ по переходу на новую систему орошения, которые сводятся в основном к ликвидации излишней

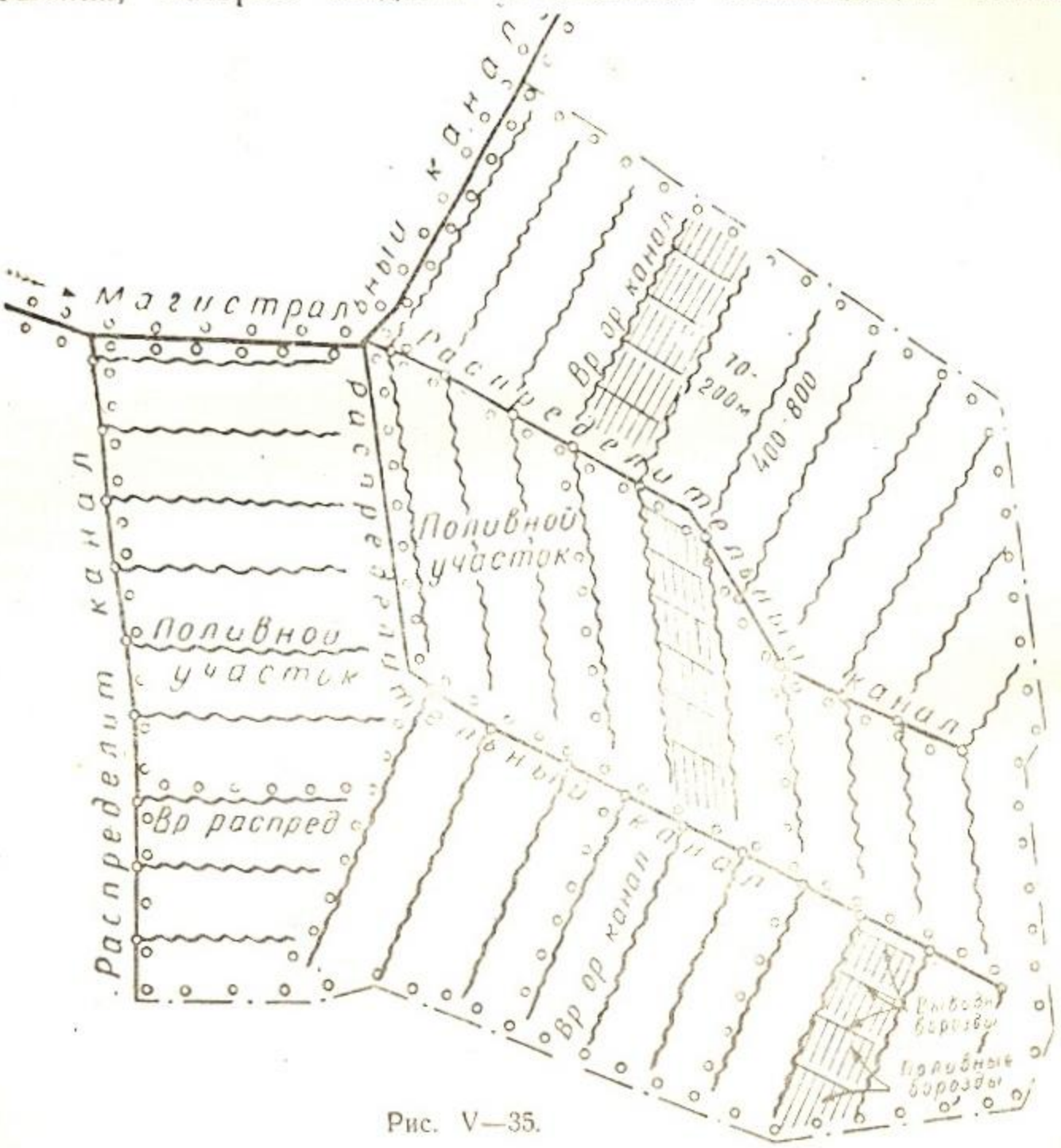


Рис. V—35.

постоянной проводящей сети, устройству временной регулирующей сети и укрупнению поливных участков.

Размеры поливных участков должны позволять рационально использовать машины на пахоте, культивациях, обработке посевов в двух — продольном и поперечном — направлениях, освободить сель-

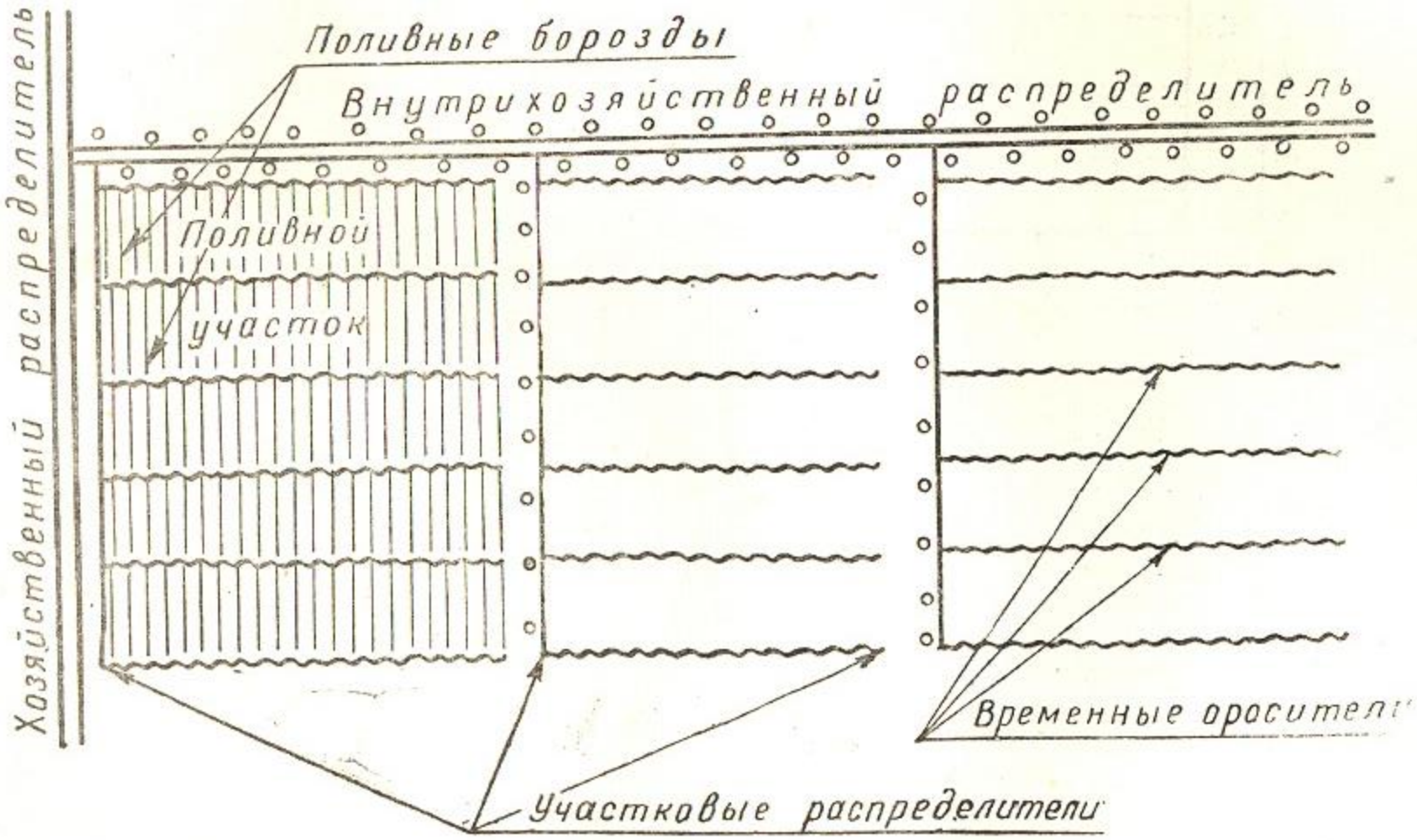


Рис. V—36. Схема поперечной разбивки временной оросительной сети.

скохозяйственных рабочих от наиболее трудоемкой ручной (кетменной) обработки полей.

Такие условия определили форму поливного участка в виде прямоугольника с размерами от 9 — 16 до 24 — 32 га и новое расположение оросительной сети.

Схема оросительной сети при новой системе орошения представлена на рис. V — 35.

Поливным участком называется поле, ограниченное какими-либо постоянными линиями (участковый или хозяйственный распределитель, дрена, дорога, лесонасаждения), в пределах которых ежегодно разбивается временная оросительная сеть.

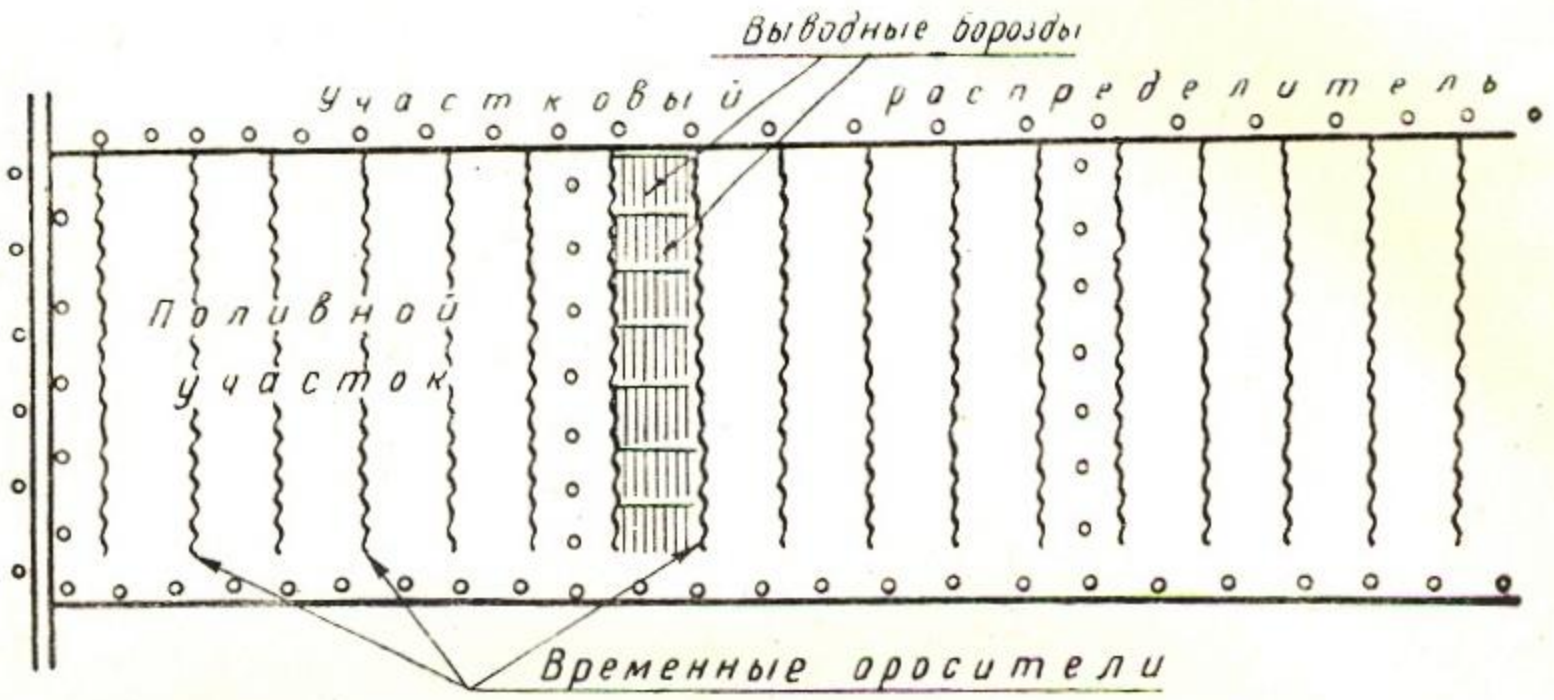


Рис. V—37. Схема продольной разбивки временной оросительной сети.

Возможны две принципиальные схемы разбивки временной оросительной сети:

а) продольная — когда временный ороситель трассируется по линиям наибольших уклонов местности и подает воду в поливные борозды через выводные борозды (ок-арыки) (рис. V — 36);

б) поперечная — когда временный ороситель идет под небольшим углом к горизонталям и подает воду в поливные борозды либо непосредственно, либо через распределительные борозды (рис. V — 37).

Переход на новую систему орошения создает условия для широкой механизации полевых сельскохозяйственных работ, позволяет увеличить коэффициент земельного использования, повышает общий к. п. д. ирригационных систем.

При продольно-поперечной машинной обработке сельскохозяйственных культур ручной труд сводится к минимуму и качество труда изменяется — вместо кетменного мотыжения остается лишь прополка сорняков. Затраты ручного труда на обработках сокращаются в 2 — 3 раза и более.

Одновременно с механизированной перекрестной обработкой хлопчатника вместо старых междурядий в 0,70 — 0,75 м в производстве стали применяться суженные междурядия в 0,60, 0,55, 0,50 и 0,45 м.

Размеры междурядий, рекомендуемых для хлопчатника в зависимости от уклонов местности, представлены в табл V — 29.

Таблица V — 29

Уклон	Размер междурядий для хлопчатника, м
>0,005	0,45
0,002 — 0,005	0,50
<0,002	0,60

Условия перекрестной обработки сельскохозяйственных культур предъявляют требование проходимости всей временной оросительной сети для тракторов с прицепными или навесными механизмами на них.

Строительная высота временного оросителя должна быть не более 0,30 м, внутренние откосы 1 : 1, а внешние 1 : 3 или 1 : 4 так, чтобы проходил трактор (рис V — 38)

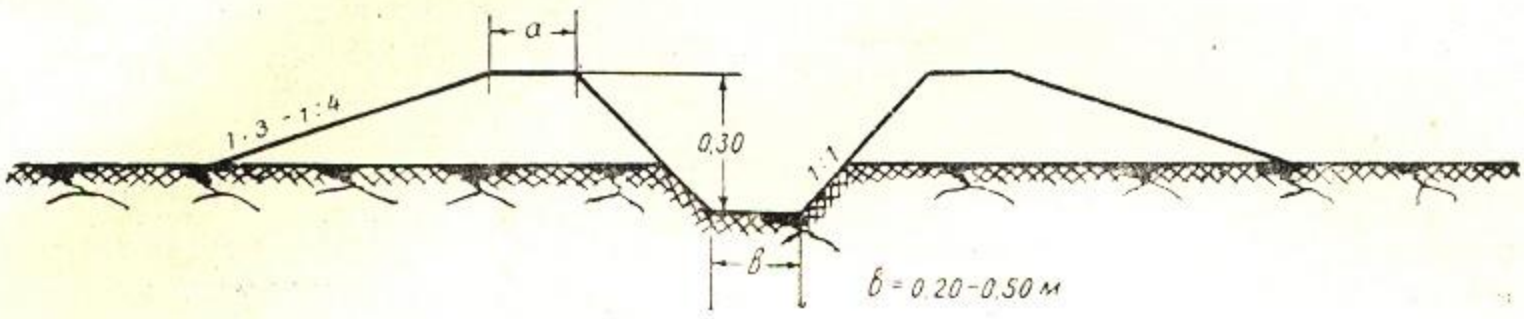


Рис. V—38. Типовое поперечное сечение временного оросителя.

В местах понижений рельефа временный ороситель должен быть проложен в подушке, специально возводимой для этой цели.

Временный ороситель не должен размываться, то есть допустимая на размыв скорость в нем не должна быть выше

$$V_д = V_0 R^{n}, \qquad (V-29)$$

где V_0 — скорость, допустимая на размыв для данного грунта, для каналов с $R = 1{,}0$ м.

Временный ороситель должен полить подвешенную к нему площадь за срок не более одних суток.

Эти условия дают следующие параметры временных оросителей (табл. V — 30).

Таблица V — 30

Разбивка	Длина	Расход
Продольная	не > 700 — 800 м	не > 60 л/с
Поперечная	не > 400 м	не > 30 л/с

Каждый временный ороситель должен быть оборудован постоянным водовыпуском-водомером.

Для повышения к. п. д. оросительной сети и создания условий механизированной обработки посевов необходима одновременная работа временных оросителей из одного участкового распределителя.

Участковые распределители должны быть оборудованы постоянными перегораживающими сооружениями простейших конструкций в количестве, обеспечивающем нормальное водораспределение между временными оросителями. По временному оросителю и выводным бороздам все сооружения должны быть переносными. К этим сооружениям относятся переносные перегораживающие сооружения, которые могут быть сделаны в виде щитка трапецоидальной формы (рис. V—39) или в виде предложенной С. М. Кривовязом разборной кон-

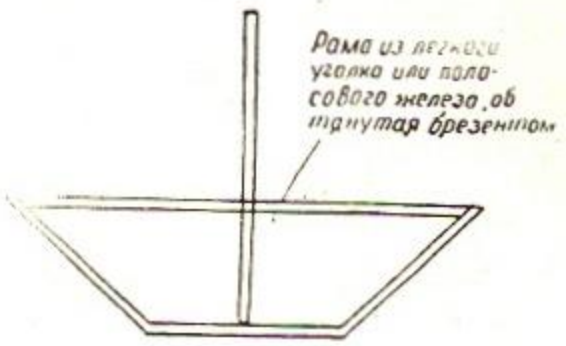


Рис. V—39.

струкции, состоящей из металлической поперечной планки с отверстиями и набора металлических стержней, затем перекрываемых местными материалами (дерн, камыш и пр.) (рис. V — 40).

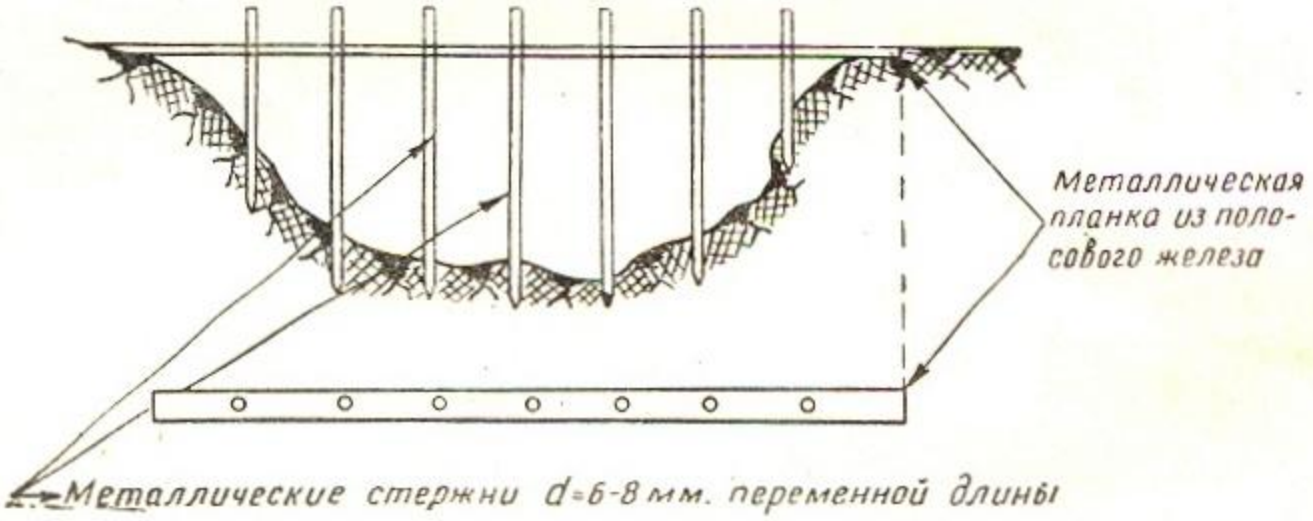


Рис. V—40.

§ 5. ВЛИЯНИЕ ОРГАНИЗАЦИИ ТЕРРИТОРИИ И ТРУДА НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ

Положение оросительной сети в плане должно увязываться с границами элементов организации территории. Поэтому оросительные каналы должны располагаться: межхозяйственные только по границам хозяйств, хозяйственные распределители — по границе хозяйства или по границам севооборотных массивов; внутрихозяйственные распределители по границам севооборотных массивов и по границам полей севооборота, участковые распределители — по границам полей севооборота или по границам поливных участков.

Наименьшей территориальной единицей с постоянными границами, которые не служат препятствием для производительной работы

механизмов на всех видах сельскохозяйственных полевых работ, является поливной участок. Поливной участок должен иметь форму прямоугольника, ограниченного лесными насаждениями со всех четырех сторон. Эти лесные насаждения должны противостоять иссушающему действию ветров и служить средством биологического дренажа.

Породы лесных насаждений подбираются и так располагаются в плане, чтобы не затеняли растений и не препятствовали их нормальному развитию.

Допустимые размеры поливного участка: максимальные — $750 \div 800 \times 300 \div 400$ м = 24 — 32 га, минимальные — $300 \div 400 \times 300 \div 400$ = 9 — 16 га.

Размеры севооборотного массива (площадь, обрабатываемая одной комплексной тракторно-полеводческой бригадой) определяются из условий:

а) расход воды нетто на площадь севооборотного массива не должен превышать 250 — 300 л/сек;

б) нормальным составом в бригаде считается 4—7 пропашных тракторов, которыми возможно обработать в сутки (при механизированной нарезке поливных борозд, продольной и поперечной культивации) $4{,}5 \times (4 \div 7) = 18$—31,5 га. При орошении дождеванием, когда нарезки поливных борозд не требуется, состав тракторной бригады уменьшается до 4 — 5 пропашных тракторов, а суточная производительность бригады на обработках поднимается до $6{,}25 \times (4 \div 5) = 25 \div 31{,}5$ га.

В зависимости от продолжительности наиболее напряженного межполивного периода и от схемы севооборота, площадь севооборотного массива принимается от 400 до 600 га. Размер поля севооборота в пределах 50—85—100 га.

Площадь севооборотного массива должна закрепляться за одной комплексной тракторно-полеводческой бригадой в 50 — 80 человек. Увязка элементов организации территории, разбивки ирригационной сети с организацией труда видна из рис. V — 41. На указанном чертеже за каждым севооборотным массивом закреплена одна комплексная тракторно-полеводческая бригада

§ 6. ДОРОЖНАЯ СЕТЬ НА ОРОШАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Типы и размеры дорог в орошаемом сельском хозяйстве показаны в табл. V — 31.

Таблица V — 31

Название	Расположение	Дорога			Кювет			Вся ширина отчуждений, м
		ширина, м			ширина по дну, м	глубина, м	откос	
		проезжей	обочины	обреза				
Полевая	вдоль участкового распределителя	3,50	0,75	0,5	0,30	0,30	1,0	6,40
Хозяйственная	вдоль хозяйственного распределителя	4,50	1,00	1,0	0,30	0,50	1,35	11,60
	вдоль водосбора	4,50	1,00	1,0	0,30	0,50	1,25	9,05

Продолжение табл. V—31

Название	Расположение	Дорога			Кювет			Вся ширина отчуждений, м
		ширина, м			ширина по дну, м	глубина, м	откос	
		проезжей	обочины	обреза				
Эксплуатационная (инспекторская)	вдоль хозяйственного распределителя	3,50	0,75	0,5	0,90			6,40
	вдоль водосбора	3,50	0,75	0,50	0,90			6,40
	по дамбе магистрального канала	3,50	0,75	—	—			5,0

§ 7. РАСХОДЫ ПРОВОДЯЩИХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ

Общая формула для вычисления расхода проводящих оросительных каналов:

$$Q^{\text{бр}}_{\text{м.х.}} = \frac{Q\text{бр} \times \text{к. з. и.} \times q}{\eta_c} = \sum Q^{\text{бр}}{}_{\text{хоз}}, \qquad (\text{V} - 30)$$

где $Q^{\text{бр}}_{\text{м.х.}}$ — расход межхозяйственного распределителя в голове; $Q^{\text{бр}}$ — площадь брутто под командованием распределителя; к. з. и. — коэффициент земельного использования; q — средневзвешенная ордината гидромодуля; η_c — к. п. д. системы данного распределителя; $Q^{\text{бр}}_{\text{хоз.}}$ расход в голове хозяйственного распределителя.

Для предварительного расчета к. з. и. в зависимости от площади орошения принимается по табл. V—32.

Таблица V—32

Орошаемая площадь, тыс. га	Значение к. з. и. при рельефе	
	благоприятном	неблагоприятном
<10	0,92	0,90
10 — 20	0,91	0,89
21 — 30	0,90	0,88
31 — 50	0,89	0,87
51 — 100	0,88	0,86
>100	0,87	0,85

При определении необходимой пропускной способности межхозяйственных и хозяйственных распределителей расчет производится для следующих характерных расходов:

а) нормальный расход ($Q_{\text{норм}}$), полученный по максимальной ординате гидромодуля. Эта ордината должна быть взята не менее чем за одну декаду, в противном случае за расчетное принимается среднее из значений ординат, близких к максимальной за промежуток не короче одной декады. По этому расходу назначается командование при проектировании продольного профиля канала;

б) форсированный расход ($Q_{\text{форс}}$), получаемый умножением $Q_{\text{норм}}$ на коэффициент форсировки $K_{\text{ф}}$.

$$Q_{\text{форс}} = K_{\text{форс}} Q_{\text{норм}}. \qquad (\text{V} - 31)$$

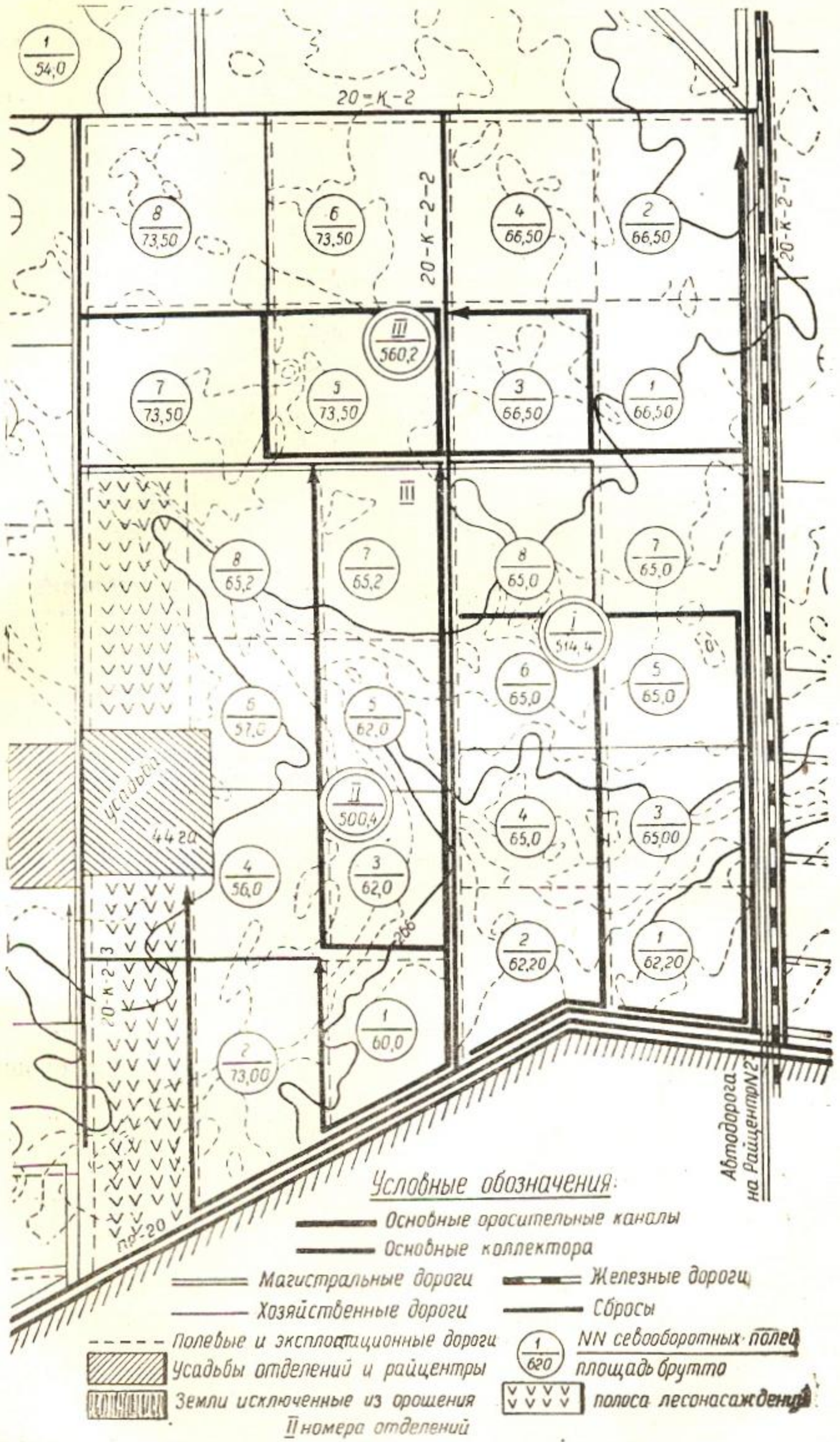

20-К-2
20-К-2-2
20-К-2-1
III
560,2
II
500,4
I
514,4
Усадьба
44 20
20-К-2-3
пр-20
266
Автодорога на Райцентр N2
Условные обозначения:
Основные оросительные каналы
Основные коллектора
Магистральные дороги
Железные дороги
Хозяйственные дороги
Сбросы
Полевые и эксплоатационные дороги
NN севооборотных полей
Усадьбы отделений и райцентры
площадь брутто
Земли исключенные из орошения
полоса лесонасаждений
II номера отделений

Рис. V—41.

Коэффициент форсировки принимается по табл. V — 33.

По форсированному расходу назначаются размеры и отметки дамб. Для участковых распределителей нормальным является расход, полученный по максимальной ординате гидромодуля (для хлопка), умножением ее на площадь ведущей культуры (хлопка) на севооборотном массиве.

Таблица V — 33

Расход, м³ с	$K_{форс}$
<1,0	1,30
1,0 — 5,0	1,25
5,0 — 10,0	1,20
10,0 — 30,0	1,15
30,0 — 50,0	1,10
>50,0	1,05

Минимальным является расход, полученный по максимальной ординате сопутствующей культуры (люцерны) и площади ее на севооборотном массиве.

Хозяйственные распределители могут нести и форсированный расход, причем его величина должна обеспечивать работу целого числа участковых распределителей:

в) минимальный расход — Q_{min}, получаемый по минимальной ординате графика гидромодуля. По нему производится расстановка перегораживающих сооружений.

Хозяйственные распределители должны иметь минимальный расход не меньше расхода одного участкового распределителя.

§ 8. КОЭФФИЦИЕНТ ПОЛЕЗНОГО ДЕЙСТВИЯ (К. П. Д.) ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ И СИСТЕМ. МЕРЫ БОРЬБЫ С ПОТЕРЯМИ ВОДЫ ИЗ КАНАЛОВ

Коэффициент полезного действия канала или системы выражается формулой:

$$\eta_1 = \frac{Q_{нетто}}{Q_{брутто}}, \qquad (V - 32)$$

где $Q_{нетто} = \Omega_{нетто} \times q$, то есть — расход, потребный для орошения заданной площади, без учета потерь.

$Q_{брутто} = Q_{нетто} + S$ или расход нетто плюс потери по каналу или по системе.

В ирригационных системах могут быть:

1. Потери на фильтрацию в грунт через смоченный периметр канала. Эти потери пропорциональны коэффициенту фильтрации грунта и смоченному периметру канала.

Если сечение канала трапецоидальное, то выражение для вычисления потерь воды из канала через смоченный периметр можно написать в виде:

$$W = K\left(b + 2\gamma h\sqrt{1 + m^2}\right) \text{ м}^3/\text{сутки}, \qquad (V-33-37)$$

где K — коэффициент фильтрации грунта, м/сутки;

$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$ — смоченный периметр канала, м; γ — коэффициент бокового капиллярного впитывания, по данным академика А. Н. Костякова равный 1,1 ÷ 1,4.

Выражение V—33—37 дает величину потерь на 1 пог. м длины канала. Если отнести эти потери к единице времени (1 секунда) и к длине в 1 км, то

$$S' = \frac{W \cdot 1000}{86\,400} = 0{,}0116\ K\ (b + 2\gamma h\sqrt{1 + m^2})\ м^3/сек/км.$$

Отнеся потери к расходу, получим

$$\sigma = \frac{1{,}16\ K\ (b + 2\gamma^h\sqrt{1 + m^2})}{Q}$$

в % от расхода на 1 км длины канала.

Эти потери неизбежны на оросительных каналах. Они тем больше, чем больше коэффициент фильтрации грунта. Однако они могут быть значительно уменьшены уплотнением грунта или искусственными одеждами каналов (бетонными, асфальтобетонными и др.).

2. Потери воды на испарение. Эти потери пропорциональны ширине канала по зеркалу и испаряющей силе, зависящей от температуры воздуха. Для каналов потери воды на испарение составляют ничтожно малую величину и в расчетах обычно не учитываются.

3. Технические потери воды. Эти потери иногда достигают огромных размеров и зависят от несовершенства системы и от неудовлетворительной работы эксплуатационного аппарата. В исправной и нормально работающей системе эти потери отсутствуют, поэтому они обычно не планируются.

Расчёт потерь

Для исчисления потерь на фильтрацию предложено несколько формул, из которых наиболее часто применяются следующие (табл. V—34):

Таблица V—34

Автор формулы	Грунт с проницаемостью		
	сильной	средней	слабой
А. Н. Костяков	$\sigma_1 = \frac{3{,}4}{Q^{0{,}5}}$	$\sigma_2 = \frac{1{,}9}{Q^{0{,}4}}$	$\sigma_3 = \frac{0{,}7}{Q^{0{,}3}}$
СаНИИРИ	$\sigma_1 = \frac{2{,}85 \div 3{,}5}{Q^{0{,}5}}$	$\sigma_2 = \frac{1{,}87 \div 2{,}3}{Q^{0{,}5}}$	$\sigma_3 = \frac{1{,}0 \div 1{,}3}{Q^{0{,}5}}$
С. А. Гиршкан	$\sigma_1 = \frac{6{,}3 \div 3{,}2}{Q^{0{,}5}}$	$\sigma_2 = \frac{2{,}5 \div 1{,}2}{Q^{0{,}5}}$	$\sigma_3 = \frac{0{,}6 \div 0{,}3}{Q^{0{,}5}}$
	общий вид формулы — $\sigma = \frac{6{,}3}{Q^{0{,}5}} K_\phi$		
Н. Н. Павловский	$\sigma = \frac{1{,}16\ (B + 2h)}{Q} K_\phi$		

где σ — потери воды, % от расхода на 1 км длины канала; K_ϕ — коэффициент фильтрации грунта, м/сутки; B — ширина канала по урезу воды, м; h — глубина воды в канале, м.

При близком залегании уровня грунтовых вод величина потерь, исчисленная по вышеприведенным формулам, уменьшается умножением на поправочный коэффициент на влияние подпора грунтовых вод.

Существующими нормами и правилами эксплуатации ирригационных систем установлено минимальное значение к.п.д. отдельных звеньев оросительной системы в следующих пределах:

а) для системы хозяйственных распределителей —0,85—0,90;

б) для системы межхозяйственных распределителей 0,75—0,80;

в) для системы магистрального канала 0,75—0,70.

Из приведенных формул для вычисления относительных потерь на фильтрацию следует рекомендовать формулы, дающие величину потерь через коэффициент фильтрации грунтов, в которых пролагаются каналы. Если коэффициент фильтрации опытным путем не определен, то для предварительных расчетов рекомендуется формула С. А. Гиршкана с коэффициентами фильтрации по табл. V —35.

Таблица V — 35

Грунт	Коэффициент фильтрации, м/сутки
Слабо-водопроницаемый (тяжелые суглинки, глины)	0,05÷0,1
Средней проницаемости (средние суглинки)	0,2÷0,4
Легкой проницаемости (легкие суглинки, лёссы) .	0,5÷0,8
Сильной проницаемости (песчаные, гравелистые). .	1,0

Потери воды по всей длине канала вычисляются по формуле:

$$S = \frac{\sigma l Q}{100} \text{ м}^3/\text{сек}, \qquad (V-38)$$

где σ — относительные потери, % от расхода на 1 км длины канала;

l — длина канала, км; Q — расход канала нетто, м³/сек.

Сумма расходов брутто младших каналов является расходом нетто старшего канала. Например,

$$Q^{\text{нетто}}_{\text{уч.р.}} = n\, Q^{\text{бр.}}_{\text{вр.ор.}}.$$

Выражение для к. п. д. системы какого-либо канала:

$$\eta_{\text{с.м.х.}} = \eta_{\text{с.в.х.}} \eta_{\text{м.х.}} = \eta_{\text{в.о.}}\, \eta_{\text{в.х.}}\, \eta_{\text{хоз.}}\, \eta_{\text{у.р.}}\, \eta_{\text{м.х.}} = \frac{Q^{\text{нетто}}_{\text{м.х.}} q}{Q^{\text{бр}}_{\text{м.х.}}}, \qquad (V-39)$$

где η — к.п.д. — $\eta_{\text{в.о.}}$ — временного оросителя; $\eta_{\text{у.р.}}$ — участкового распределителя; $\eta_{\text{в.х.}}$ — внутрихозяйственного распределителя; $\eta_{\text{хоз.}}$ — хозяйственного распределителя; $\eta_{\text{м.х.}}$ — межхозяйственного распределителя; $\eta_{\text{с.в.х.}}$ — системы хозяйства; $\eta_{\text{с.м.х.}}$ — системы межхозяйственного распределителя:

К. п. д. канала:

$$\eta_{\text{м.х.р.}} = \frac{Q^{\text{нетто}}_{\text{м.х.р.}}}{Q^{\text{бр.}}_{\text{м.х.р}}} = \frac{Q^{\text{нетто}}_{\text{м.х.р.}}}{Q^{\text{нетто}}_{\text{м.х.р.}} + S}. \qquad (V-40)$$

К. п. д. каналов и систем в течение года не остается постоянным. Изменение его в зависимости от изменения ординаты гидромодуля рекомендуется вычислять по формуле Оффенгендена

$$\eta_{\alpha} = \frac{\eta + \alpha^m - 1}{\alpha^m}, \quad \text{при } \alpha \geqslant 0{,}40, \qquad (V-41)$$

где η — к.п.д. системы при максимальной ординате гидромодуля; α — отношение ординаты гидромодуля, для которой определяется к.п.д. к максимальной ординате; m — показатель степени — $m = 1/3$.

Потери воды из оросительной сети на фильтрацию могут быть значительными. В некоторых системах они достигают 70—75% забранной в источниках орошения воды. В обычных условиях ирригационные системы полезно используют лишь 50—60% воды. Такое низкое использование воды на орошение вызывает: быстрый подъем уровня грунтовых вод в орошаемых районах, засоление почвенного горизонта и необходимость дорогостоящих мероприятий по борьбе с последствиями орошения;

излишние затраты на строительство каналов и сооружений с большей пропускной способностью, чем это необходимо при более высоком к.п.д. системы каналов;

сокращение возможной к орошению площади за счет увеличенных затрат воды на единицу урожая по сравнению с действительно потребным количеством воды.

Уменьшение потерь воды из оросительных каналов может осуществляться мероприятиями эксплуатационного (организационного и технического) и конструктивного характера.

К мероприятиям эксплуатационно-организационного порядка относятся:

а) планирование водоиспользования в строгом соответствии с действительными потребностями растений в воде и с водоудерживающей способностью почв;

б) строгая водная дисциплина на системе;

в) содержание каналов и сооружений в образцовом порядке и своевременный ремонт сооружений, очистка и прокоска каналов;

г) сокращение излишней протяженности одновременно работающей оросительной сети, недопущение распыления воды между многими каналами в хозяйстве, введение водооборота между каналами в период максимального водопотребления и между севооборотными массивами и хозяйствами во время минимальной потребности.

Мероприятия эксплуатационно-технического порядка:

а) рыхление по смоченному периметру периодически действующих каналов на глубину 8—10 см, которое может осуществляться многолапчатыми культиваторами дважды: перед поливом для уничтожения образовавшихся ходов землероев и после полива для предупреждения капиллярного подтягивания влаги к поверхностным горизонтам. Это мероприятие дает возможность сократить потери из каналов примерно в 2 раза;

б) рыхление с последующей затиркой, осуществляемой протаскиванием загруженного грунтом мешка по периметру канала после освобождения его от воды. Это мероприятие сокращает потери на 60—70%;

в) кольматация периметра каналов, проходящих в песчаных, супесчаных и легко-суглинистых грунтах, взвешенными в воде глинистыми частицами грунта.

Для кольматации каналов можно использовать естественную мутность потока, а когда она незначительна — искусственное взмучивание кольматирующего потока. Кольматация периметра канала может сократить потери на 60—70%.

Следующей группой достаточно эффективных мероприятий по сокращению потерь воды из каналов на фильтрацию является механическое уплотнение периметра тела дамб и оснований каналов специальными грунтоуплотняющими машинами, к которым относятся:

I группа — уплотняющие машины, передвигающиеся по уплотняемой поверхности, следующих марок:

Д-302 — трамбующий каток с падающими грузами на тяге трактора С-80. Вес катка с трамбовками около 11—12 т. Производительность за смену 3160 м² (рис. V—42).

ТП-Т-92 — трамбующая плита, оборудованная на тракторном кране Т-92. Производительность за смену 700—900 м².

ТП-Э-505, оборудованная на базе экскаватора Э-505 трамбующая плита весом 2,5 т, помещенная в направляющую ферму. Производительность за смену 700—900 м² (рис. V—43).

Д-316 на тяге трактора С-80— трамбующее устройство, состоящее из 4 агрегатов, действующих по принципу пневматического молота.

ТП-Э-1004— плита весом 3,5 т, подвешенная к решетчатой стреле экскаватора Э-1004.

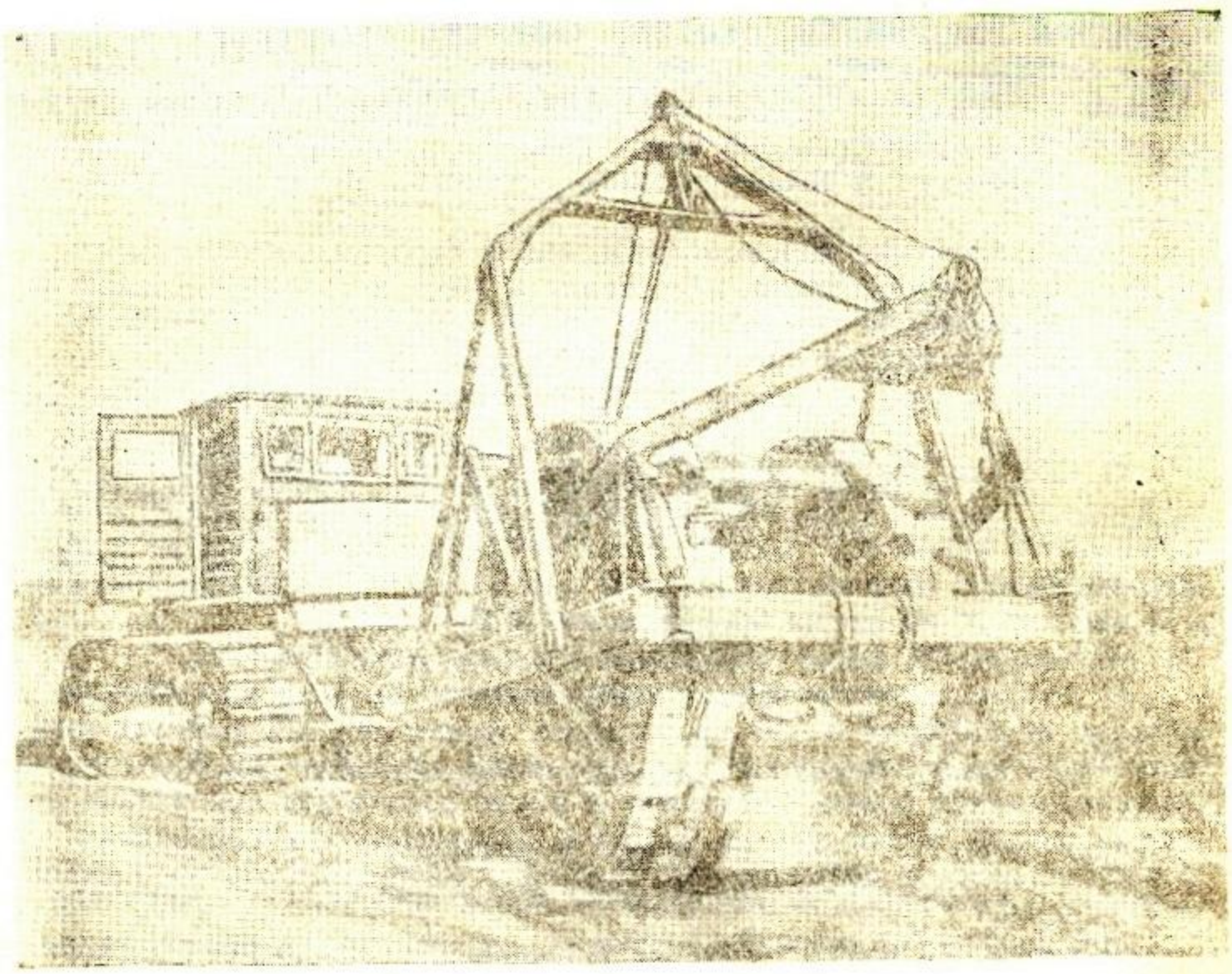


Рис. V—42. Каток Д-302 в рабочем положении.

Для предупреждения раскачивания и вращения плиты она тросом прикреплена к специальному успокоителю. Производительность за смену 700—900 м².

II группа — машины для уплотнения откосов каналов, передвигающиеся вдоль подошв дамб и по берме канала:

С-325— совмещенный в одном агрегате с двигателем экскаватора трамбующий молот пневматического действия, оборудованный на базе экскаватора Э-505. Производительность за смену —600—1000 м².

УР-ТЛ-3 ударного действия типа молота на базе тракторного крана марки ТЛ-3. Машина, передвигаясь вдоль бровки внешнего сухого откоса дамбы, уплотняет откосы межхозяйственных распределителей. Производительность за смену 600—1000 м².

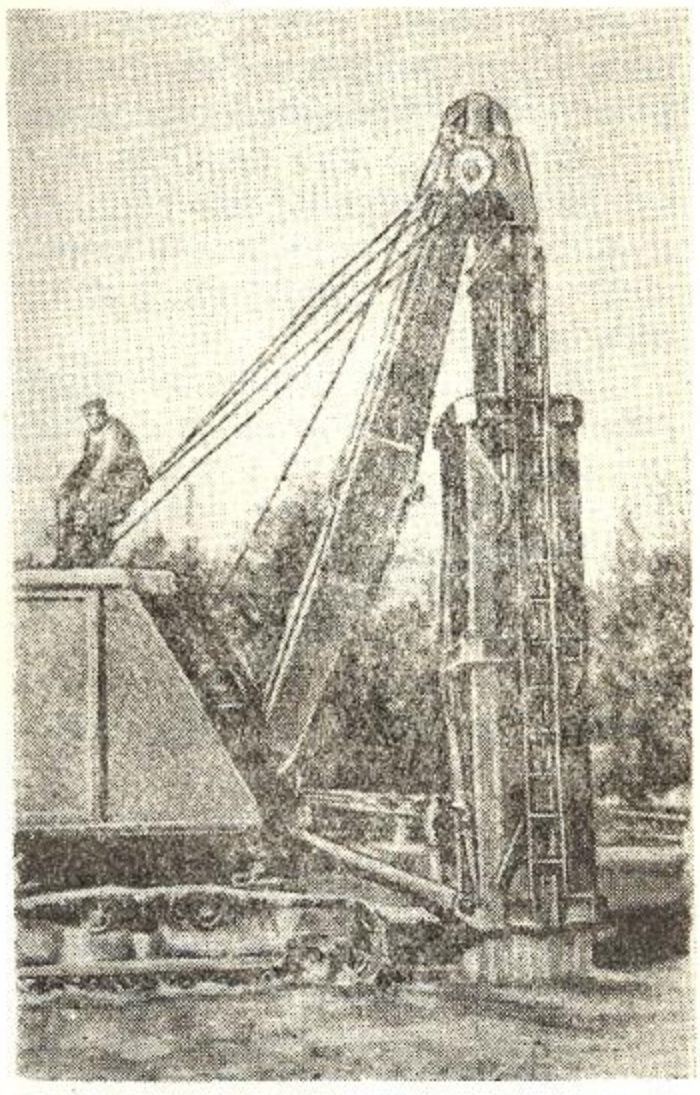


Рис. V—43. Общий вид грунтоуплотняющей машины ТП-Э-505.

III группа — для уплотнения грунта дна и откосов каналов трамбованием по всему поперечнику канала или для строительства каналов выштампованием:

ПШ-ТЛ-3— штамп ударного действия на базе трактора марки ТЛ-3. Производительность за смену —800 пог. метров канала.

ПШ-Э-505— профильная трамбовка — штамп, монтируемая на базе экскаватора Э-505 в качестве сменного оборудования. Производительность за смену 800 пог. м канала.

Стоимость работ по строительству экрана толщиной 0,5—1,0 м уплотняющими машинами колеблется в пределах от 1,2 до 8 коп. за 1 м².

Работа грунтоуплотняющих машин повышает неразмывающие скорости воды в каналах и сокращает потери воды из каналов в 15—20 раз по сравнению с неуплотненными каналами.

Последней группой мероприятий (конструктивного характера), обычно требующих значительных капиталовложений, затраты дефицитных материалов и сложного производства работ, является устройство различных одежд каналов. Из облицовок каналов для уменьшения потерь воды применяются:

Бетонные одежды. Для бетонирования каналов применяется солестойкий бетон, обладающий водонепроницаемостью и морозостойкостью. Рекомендуемая осадка конуса бетона при механизированном уплотнении —6÷9 см, при немеханизированном уплотнении —8÷12 см.

Максимальное водоцементное отношение бетона для облицовки каналов —0,60÷0,65.

Расход цемента на 1 м³ бетона в пределах 250÷300 кг; расход гравия или щебня около 0,8 м³; количество песка 0,45 м³ на 1 м³ бетона; расход воды —150÷175 л.

Откосы бетонируемых трапецоидальных каналов при малых размерах (внутрихозяйственная сеть) можно принимать равными 1 : 1; при бетонировании всех остальных каналов откосы не круче 1,25÷1,50 и, во всяком случае, не круче угла естественного откоса покрываемого бетоном грунта.

Основное требование, предъявляемое к одеждам ирригационных каналов, — это водонепроницаемость, обеспечение которой предопределяет соответствующую организацию работ при устройстве облицовок. Индустриализация производства облицовочных работ путем использования сборного железобетона с предварительно-напряженной арматурой требует очень тщательной укладки плит по специальным направляющим с устройством их стыков из специальных водонепроницаемых швов, обеспечивающих водонепроницаемость бетонных одежд.

Строительство каналов малых размеров может быть индустриализировано применением сборных лотков трапецоидального, полуциркульного или параболического сечения с применением предварительно-напряженной арматуры, укладываемых по опорам или по специальным маякам.

В борьбе с потерями воды из каналов применяется также бетонирование их монолитным бетоном с механизированными приготовлением и укладкой бетона в русло канала. Однако применение монолитных бетонных облицовок возможно, когда исключаются какие-либо деформации одежд при эксплуатации канала. Даже незначительные повреждения способствуют раскрытию швов, образованию трещин в бетонной облицовке и потерям воды на фильтрацию. Для исключения возможных деформаций в просадочных грунтах бетонирование каналов производится после надлежащей замочки канала. В этих условиях применяются многослойные бетонные одежды.

При длине откосов менее 6 м продольных швов делать не рекомендуется. При длине откоса около 6 м продольный шов следует совмещать со стыком дна с откосом, а при длине откоса более 6 м требуется устройство продольного шва.

При периметре канала до 3 м все сечение бетонируют сразу сплошным полотнищем, без каких-либо продольных швов. Поперечные швы откосов и дна делаются на расстоянии между собою от 2—3 до 5—6 м, в зависимости от толщины облицовки.

Строительные и температурные швы должны быть водонепроницаемыми и обладать простотой устройства. Таким является ложный шов, устраиваемый наполовину или треть толщины облицовки (рис. V—44).

Толщина бетонных облицовок изменяется в пределах 7—15 см и зависит от размеров канала и величины отрицательных температур. Толщина облицовки по высоте сечения канала принимается постоянной для удобства механизации работ при бетонировке. Для больших и средних каналов толщина облицовки 10—15 см, для малых каналов — 7—10 см (рис. V—45).

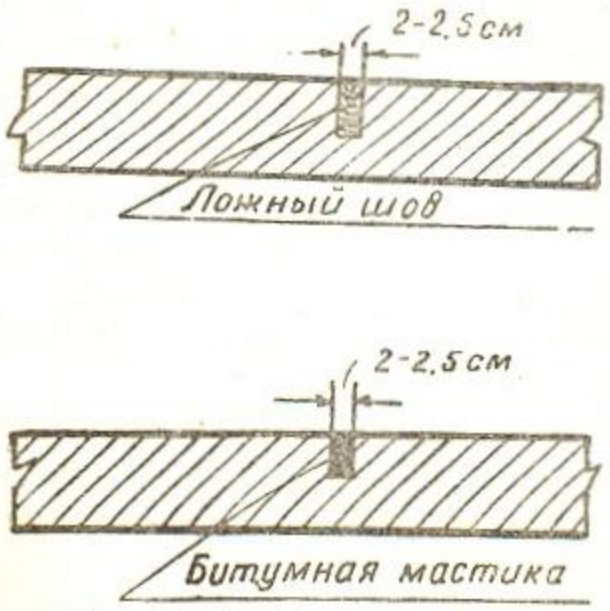


Рис. V—44. Ложные швы

В отдельных случаях для обеспечения большей водонепроницаемости бетонные облицовки устраиваются в два слоя. По подготовленному и тщательно выравненному основанию укладывают нижний слой из бетона марки 50—75, толщиной 5—10 см. Нижний слой смазывают битумной мастикой и затем укладывают второй слой бетона марки 150—200, толщиной 7—10 см.

Для той же цели швы нижнего слоя перекрывают плитами верхнего слоя (рис. V—46).

Бетонирование средних каналов может быть механизировано применением скользящей (подвижной) формы, представленной на рис. V—47, V—48 и V—49.

Коэффициент шероховатости бетонированных каналов следует принимать равным 0,014—0,017. Среднюю скорость в бетонированных каналах можно допускать в 5—6 м/сек.

Железобетонные одежды. Для предотвращения разрушения бетонной одежды каналов из-за каких-либо деформаций применяют

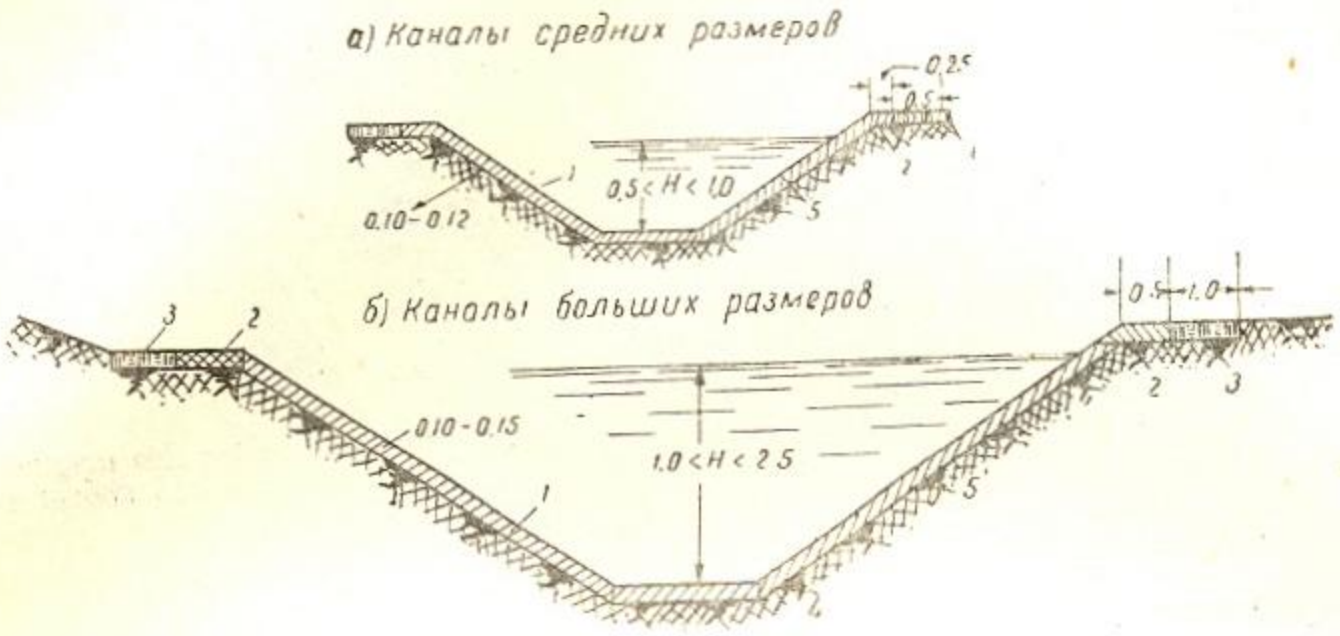


Рис. V—45. Однослойная одежда из неармированного бетона

1— бетонный слой; *2*— берма из бетона; *2'*— вариант устройства бермы; *3*— уплотненный слой из местного грунта; *4*— шов сопряжения одежды дна и откоса; *5* — подготовленное основание из природного грунта. Размеры в метрах.

армированные одежды. Употребление предварительно-напряженной арматуры позволяет делать из армированного бетона тонкие плиты длиной в 5 м и более и толщиной 5 см.

Изготовленные индустриальным методом железобетонные плиты доставляют к местам укладки автотранспортом, в специальных кассетах, и кранами укладывают на заранее подготовленные опоры (маяки), уложенные по бетонируемому откосу. Водонепроницаемость одежды достигается устройством специальных швов, изображенных на рис. V—50. Для увеличения водонепроницаемости стыки плит перекрываются тонким слоем асфальтовой мастики.

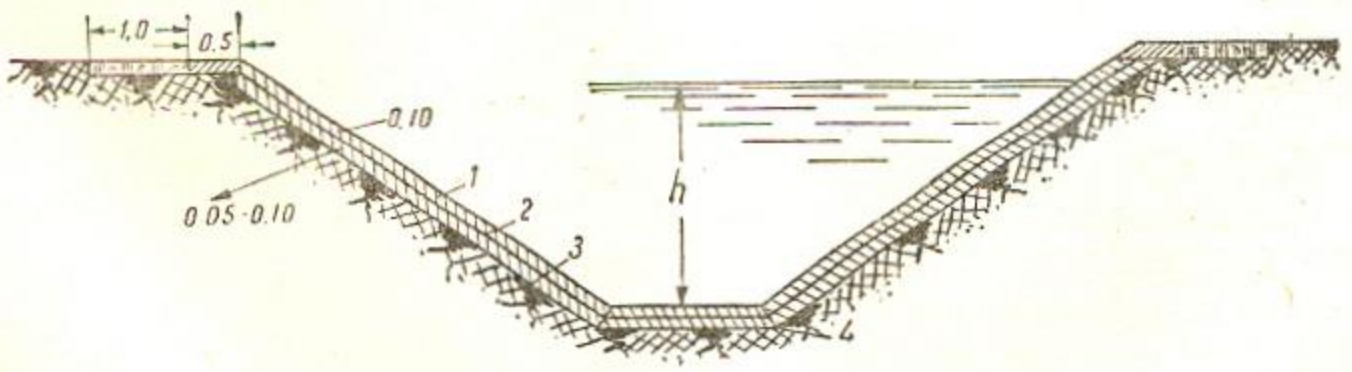


Рис. V—46. Двухслойная бетонная или армобетонная одежда с гидроизоляцией:

1— верхний бетонный или армобетонный слой; *2*— гидроизоляционный слой из битумной мастики; *3*— нижний бетонный слой из тощего бетона; *4*— продольные швы.

Торкретные облицовки — покрытие каналов цементным раствором состава 1 : 2,1 : 4, наносимым на бетонируемые поверхности цемент-пушкой. Скорость, с которой смесь выходит из цемент-пушки, достигает 100 м/сек. Толщина слоя, наносимого за один раз,— 0,5 ÷ 1,5 мм. Таких слоев наносится не менее 3—5. Чем больше слоев имеет торкретная облицовка, тем выше ее водонепроницаемость.

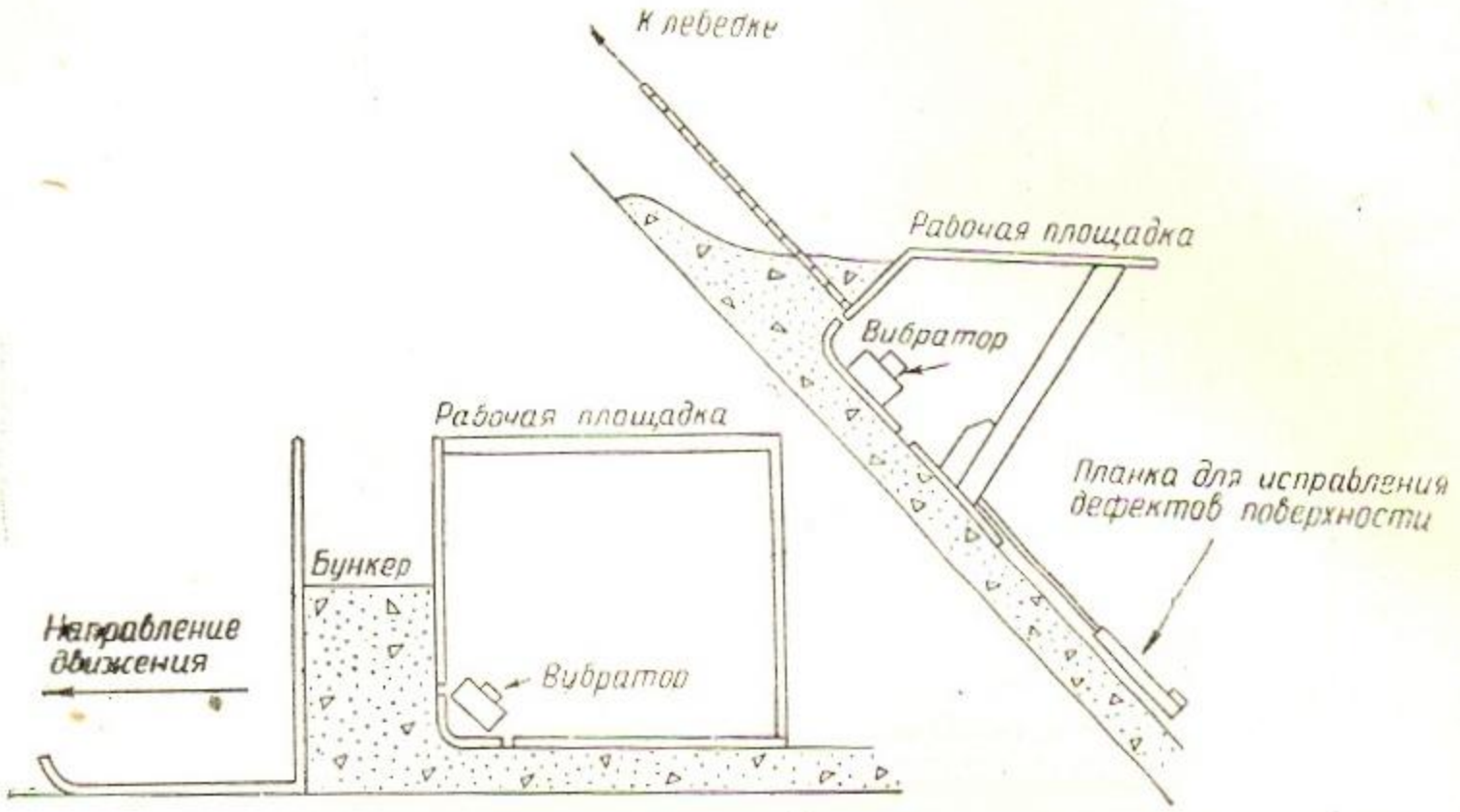


Рис. V—47. Схематический разрез скользящей формы для облицовки крупных откосов и для малых каналов.

Бетонные и железобетонные одежды сокращают потери на 90—95% по сравнению с потерями в земляном русле.

Вместо облицовок каналов для борьбы с потерями воды применяют полуциркульные или параболические железобетонные лотки диаметром от 0,80 до 1,5 м (и более). Длина звеньев таких лотков до 3—5 м, толщина стенок 0,05—0,10 м. Лотки эти армированы предварительно-напряженной арматурой (рис. V—51).

Заготовленные на заводе индустриальным методом лотки и опоры доставляют на автотранспорте и монтируют на месте. Специально применяемые флянцы по концам звеньев позволяют устроить водонепроницаемые стыки звеньев.

Для расчета полуциркульных сечений предложен график инженера Хорста (рис. V—52), позволяющий по расходной характеристике $K = \frac{Q}{\sqrt{I}}$ быстро подобрать диаметр полуциркульного лотка.

Возможность заводского изготовления полуциркульных лотков и опор для них решает задачу индустриализации работ по облицовке каналов с расходом до 1,5—2,0 м³/сек.

Асфальтобетонные одежды каналов устраивают из смеси: битума (≈ 10%), мела (≈ 5%), каменноугольного пека (≈ 5%) и шагала, (≈ 80%), состоящего из гравия и песка.

Смесь эту нагревают до 160—180° и укладывают на дно и откосы канала при температуре не ниже 140°. В зависимости от консистенции

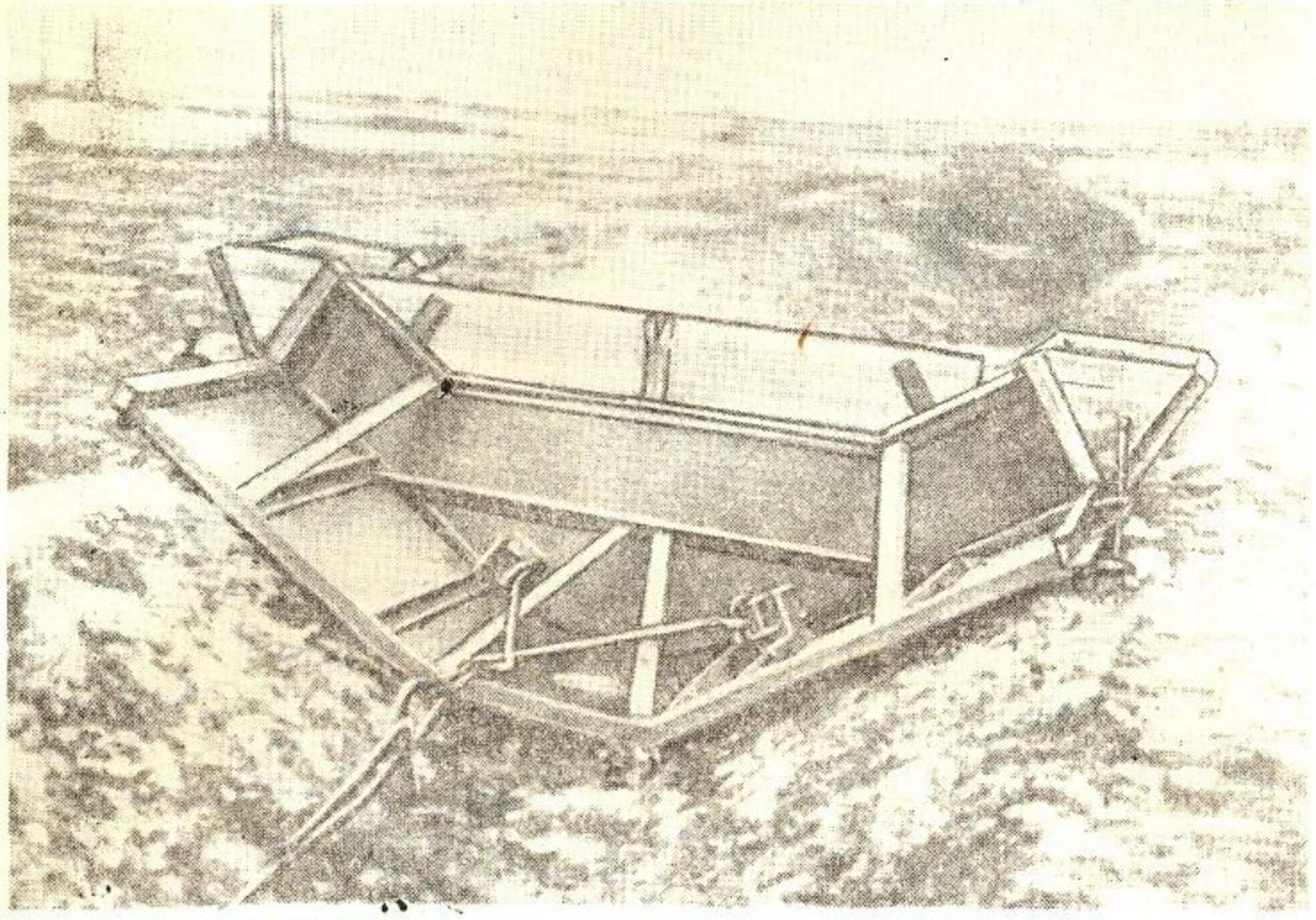


Рис. V—48. Подвижная форма для облицовки каналов. Вид спереди.

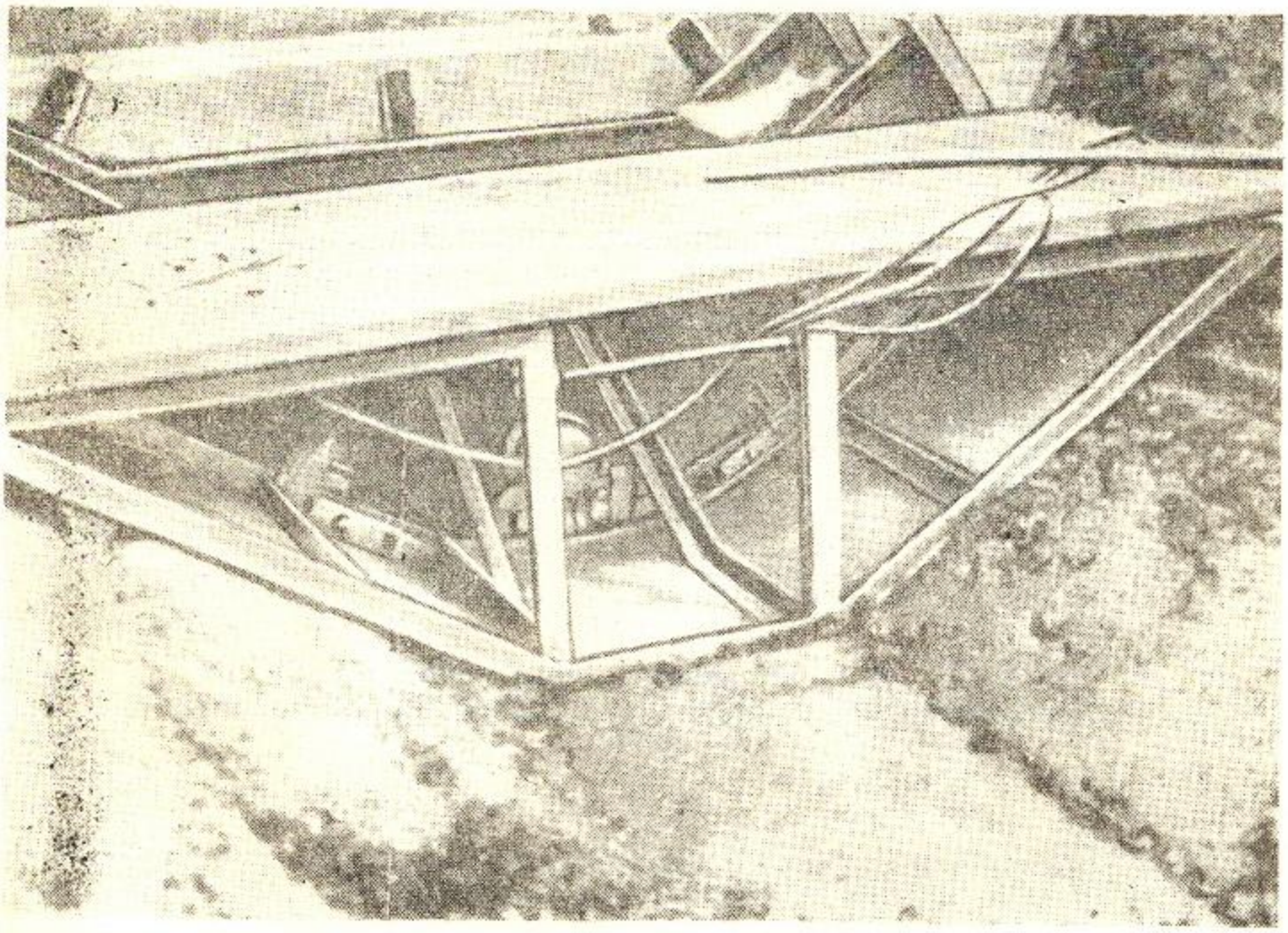


Рис. V—49. Подвижная форма в процессе бетонирования дна и откосов канала. Вид сзади.

асфальтобетона применяются два способа его укладки: уплотняемый катками или трамбовками и литой асфальтобетон (его разглаживают на месте укладки горячими металлическими гладилками или ручными катками).

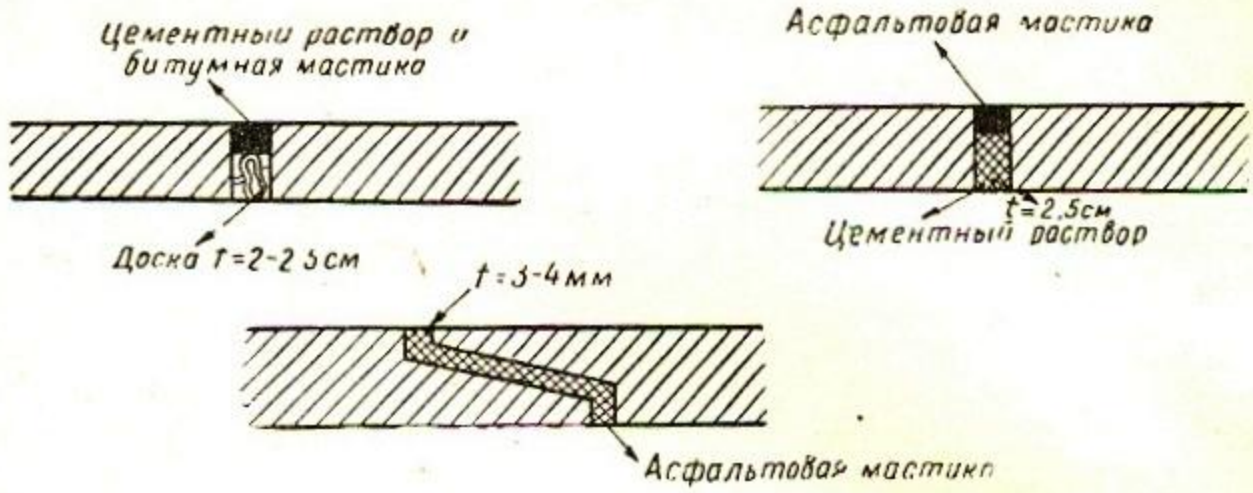
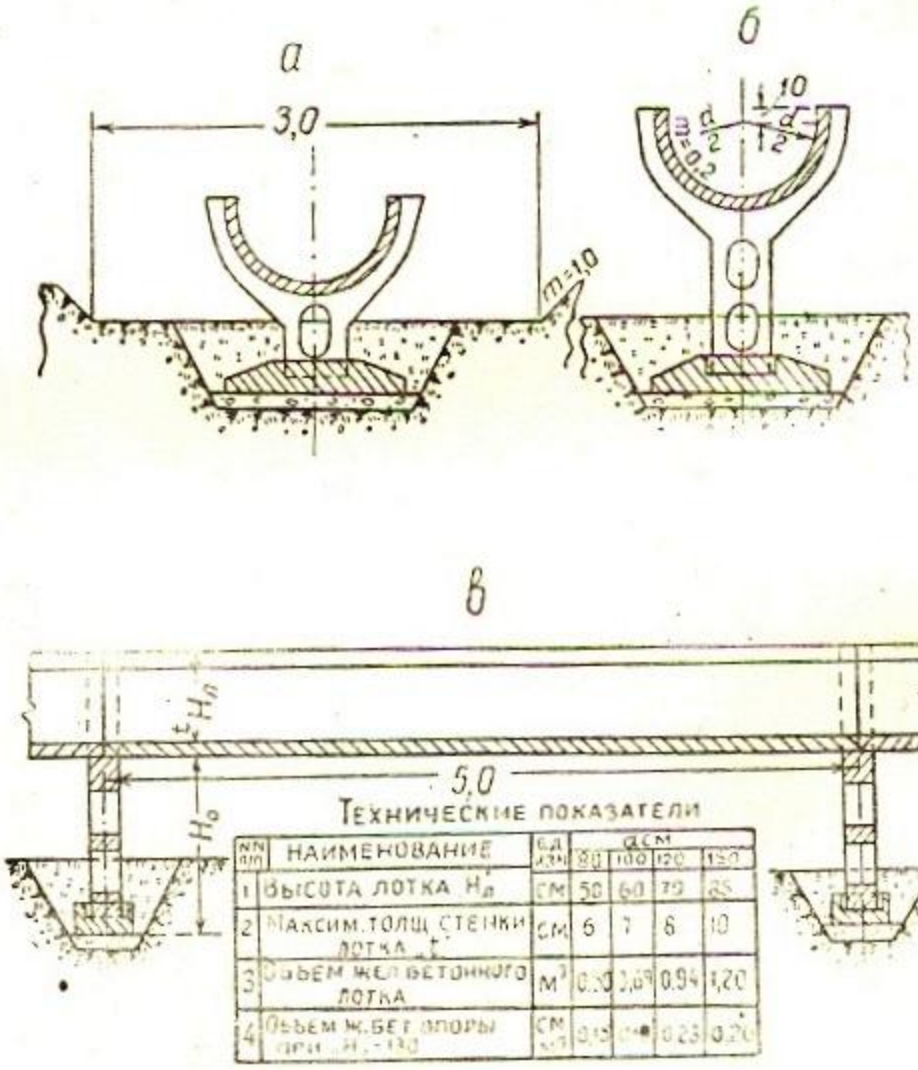


Рис. V—50. Швы различной конструкции.



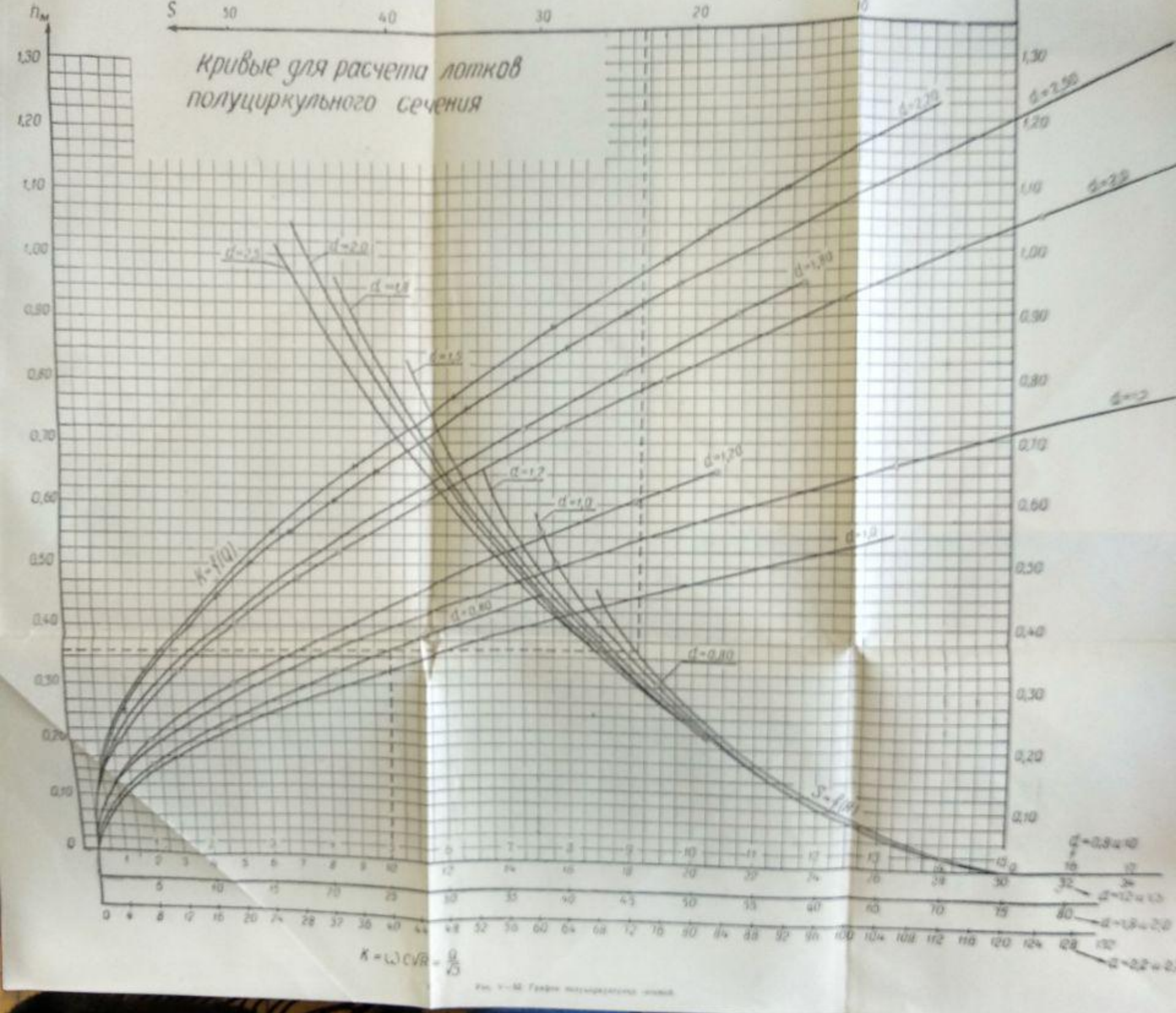
NN п/п	Наименование	Ед. изм.	Q см 80	100	120	150
1	Высота лотка $H_л$	см	50	60	70	85
2	Максим. толщ. стенки лотка t	см	6	7	8	10
3	Объем ж.бетонного лотка	м³	0,30	0,69	0,94	1,20
4	Объем ж.бет. опоры при $H_л$=130	см	0,15	[illegible]	0,23	0,20

Рис. V — 51. Железобетонные полуциркульные лотки: *а*, *б* — поперечные разрезы лотков, *в* — продольный разрез по оси лотка.

Для облицовок каналов употребляют обычно среднезернистые (щебень не крупнее 25 мм) или мелкозернистые (щебень не крупнее 15 мм) уплотняемые асфальто-бетоны.

Асфальтобетонные одежды легко пробиваются растительностью, поэтому перед их устройством откосы и дно каналов освобождаются

от растительности, выравниванием и



от растительности, выравниваются и обрабатываются химическими веществами, предупреждающими ее появление.

Толщина асфальтобетонных облицовок 5÷8 см, в зависимости от размеров канала. Откосы каналов—не круче 1,25÷1,50. Асфальтобетон не подвержен действию агрессивных грунтовых вод, чем выгодно отличается от одежд с применением цемента.

Во избежание прорастания каналов, помимо обработки основания одежд гербицидами, возможно и устройство двухслойных одежд.

Двуслойные одежды состоят из нижнего слоя, устраиваемого из бетона марки 50÷75, толщиной 5÷7 см и верхнего слоя асфальтобетонной одежды толщиной 3÷5 см.

Асфальто-грунто-бетонные одежды, в которых вместо песка и гравия тяжелым заполнителем является грунт ложа канала. Грунт и мел нагревают до 180° и перемешивают, добавляя нагретый битум. Полученную массу укладывают при температуре не ниже 160°.

Расход битума на 1 м² облицовываемой поверхности при смеси:
с лессовидным суглинком —3,0÷3,5 кг,
с супесчаным грунтом — 2,0÷2,5 кг,
с песчаным грунтом —1,5÷2,0 кг.

Асфальтобетонные одежды экономят 90—95% потерь, теряемых в земляных руслах. Они пластичны, морозоустойчивы, хорошо сопротивляются воздействию агрессивных вод, легко исправляются.

Коэффициент шероховатости асфальтовых одежд $n = 0{,}014—0{,}017$. Допустимые скорости 2,0—2,5 м/сек.

Приготовление и укладка асфальтобетона могут быть механизированы применением специальных асфальтоукладочных машин, уже нашедших применение за рубежом.

За границей применяют асфальтовые мембраны, которыми выстилают периметр канала. Затем их покрывают защитным слоем грунта. Асфальтовая мембрана толщиной 5—12 мм приготовляется из бумаги „крафт“ или полотнищ из тряпья, стеклянного волокна, асбеста, пропитанных асфальтом.

Глава 8

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ

§ 1. ПРИНЦИПЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА КАНАЛОВ

Гидравлический расчет каналов проводится по нормальному расходу, используя обычные формулы гидравлики (см. раздел III „Гидравлика“, гл. 5—8):

$$Q = \omega \cdot v;\ \omega = h(b + mh) = h^2(3 + m);\ v = c\sqrt{RI};\ c = \frac{1}{n}R^y$$

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\ (\sqrt{n} - 0{,}10).$$

Значения C даны в таблицах гидравлических справочников в зависимости от коэффициента шероховатости n и величины гидравлического радиуса — R.

Приближенно для значений $R < 1{,}0$ м, $y = 1{,}5\sqrt{n}$ и для $R > 1{,}0$ м — $y = 1{,}3\sqrt{n}$,

где n — коэффициент шероховатости, значения которого приведены в таблице V—36.

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b + mh)\,h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} = \frac{h^2(\beta + m)}{h(\beta + r)} = \frac{h(\beta + m)}{\beta + r};$$

где $r = 2\sqrt{1 + m^2}$;

$$\chi = \frac{w}{R}.$$

Если обозначить удельный смоченный периметр через χ_0, то

$$\chi_0 = \frac{\chi}{R} = \frac{\omega}{R^2},$$

тогда для β, равного $\frac{b}{h}$, можно написать формулу:

$$\beta = \frac{\chi_0}{2} - r + \sqrt{\left(\frac{\chi_0}{2}\right)^2 - \chi_0 (r - m)}. \qquad \text{(V—42)}$$

Это уравнение решается, если значения χ_0 не меньше следующих значений χ_{0min}.

Откос	$\chi_{0\,min}$
0	6,00
0,5	6,88
1,0	7,28
1,5	8,40
2,0	9,84
2,5	11,60
3,0	13,23

Следовательно, если известны значения w и R, то можно по приведенной выше зависимости найти β, а по найденному β через формулу $h = \sqrt{\frac{w}{\beta + m}}$ определить наполнение h и $b = \beta h$.

Таблица V—36

Характеристика	Коэффициент шероховатости русла каналов, n	
	оросительных	водосборно-сбросных
Каналы в земляном русле		
В связных и песчаных грунтах при расходах м³/с:		
⩾ 25	0,020	0,0225
25—1	0,0225	0,025
⩽ 1	0,025	0,0275
участковые распределители	0,0275	—
временные оросители	0,030	—
В гравелисто-галечниковых грунтах при расходах м³/с:		
⩾ 25	0,0225	0,025
25—1	0,025	0,0275
⩽ 1,0	0,0275	0,030

Продолжение таблицы V—36

Характеристика	Коэффициент шероховатости русла каналов, n	
	оросительных	водосборно-сбросных
Каналы в облицовках		
Бетонная	0,012–0,017	—
Торкретная	0,015–0,018	—
Деревянные лотки	0,012–0,013	—
Асфальтобетонная	0,012–0,017	—
Булыжная мостовая	0,0225	—
Кирпичная кладка	0,013–0,015	—
Бутовая кладка	0,0225–0,025	—
Каналы в скале	0,020–0,030	—

Поперечное сечение оросительных каналов должно удовлетворять следующим условиям:

1. Неразмываемость — основное условие для оросительных каналов.

Каналы, запроектированные по предельно-допустимому на размыв уклону, наиболее экономичны по объемам земляных работ.

Допустимая на размыв скорость определяется по формуле общего вида $v_д = K v R^{\alpha}$ (III—95) и по формуле проф. Черкасова $v_д = v_0 R^{\alpha}$ (III—95),

где K — коэффициент, учитывающий содержание в воде более 0,1 кг/м³ глинистых частей; v_0 — скорость, допустимая на размыв для каналов с $R = 1{,}0$ м, которая определяется по табл. V—37 и α — показатель степени, учитывающий влияние R (обычно принимают $\alpha = \frac{1}{3}$).

Таблица V—37

Значение допускаемой средней скорости для разных грунтов при $R = 1$ м

Грунт	v_0	K
Однородные несвязные грунты		
Песок		
мелкий и средний	0,45–0,60	1,15–1,30
крупный	0,60–0,75	1,25–1,35
Гравий		
мелкий	0,75–0,90	1,25–1,35
средний	0,90–1,10	1,20–1,25
крупный	1,10–1,30	1,10–1,20
Галька		
мелкая	1,30–1,40	1,05–1,15
средняя	1,40–1,80	1,05–1,15
крупная	1,80–2,20	1,05–1,15

Продолжение таблицы V—37

Грунт	v_0		K
Однородные связные грунты	при объемном весе т/м³		
Суглинок	1,5	1,5 —2,0	
легкий	0,40—0,70	0,70—0,90	1,10—1,15
средний	0,45—0,75	0,75—1,00	1,15—1,20
тяжелый	0,50—0,85	0,85—1,20	1,20—1,25
Глина	0,55—0,90	0,90—1,25	1,20—1,25

При проектировании уплотнения русла канала значения v_0 берутся при объемном весе грунта после уплотнения.

Для временной оросительной сети уплотнение не учитывается.

Неразмывающую скорость для скальных грунтов и креплений в зависимости от расхода канала принимают по табл. V—38.

Таблица V—38

Грунт или крепление	Расход Q, м³/сек		
	менее 1	1—10	более 10
Слабые осадочные породы (мергель, сланцы, мягкий конгломерат)	2,5	3,0	3,5
Средние осадочные породы (плотный конгломерат, пористый, слоистый и доломитовый известняки, известняковый песчаник)	3,5	4,25	5,0
Крепкие осадочные породы (доломитовый песчаник, кремнистый известняк)	5,0	6,0	7,0
Кристаллические изверженные породы . .	8,0	9,0	10,0
Одиночная мостовая	2,5	3,5	4,0
Двойная мостовая	3,5	4,5	5,0
Габионы	—	5,0	6,0
Бетонная одежда (при воде без песчаных или галечниковых наносов)	6,0	8,0	10,0
Хворостяное покрытие	1,5	2,0	—

Если расход канала определен, но размеры его не подобраны, то рекомендуется значение R вычислять по формуле С. А. Гиршкана:

$$R = 0{,}5\,Q^{0.4} \text{ при } Q > 5 \text{ м}^3/\text{с}$$
$$R = 0{,}45\,Q^{0.4} \text{ при } Q < 5 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Если расход канала известен, а данные о гидравлических элементах отсутствуют, то можно допустимую на размыв скорость определять по формуле С. А. Гиршкана:

$$V_\partial = K \cdot Q^{0.1}, \qquad \text{(III—96)}$$

где значение коэффициента K для разных грунтов принимают по табл. V—39.

Таблица V—39

Несвязный грунт	К	Связный грунт	К
Песок			
средний	0,45—0,50	Супесь	0,53
крупный	0,50—0,60	Суглинок:	
Гравий		легкий	0,57
мелкий	0,60—0,75	средний	0,62
средний	0,75—0,90	тяжелый	0,68
крупный	0,90—1,00	Глина	0,75
Галька			
мелкая	1,00—1,30		
средняя	1,30—1,45		
крупная	1,45—1,60		

При известных допустимой на размыв скорости и гидравлическом радиусе уклон канала определяют по формуле:

$$I_д = \frac{V_д^2}{C^2 R}. \qquad (V—43)$$

2. Устойчивость сечения канала в плане.

Для устойчивых в плане сечений используют формулу С. А. Гиршкана.

$$\beta_{уст} = 3\sqrt[4]{Q} - m. \qquad (V—44)$$

β устойчивого сечения канала в плане в зависимости от расхода имеет следующие значения:

внутрихозяйственная оросительная сеть	1 ÷ 2
межхозяйственная и распределительная сеть	2 ÷ 6
магистральные каналы	5÷12

3. Незаиляемость: транспортирующая способность каналов системы должна быть больше фактической мутности источника орошения. Мутность старшего канала в незаиляемой системе должна быть меньше транспортирующей способности младших каналов.

Транспортирующую способность измеряют количеством взвешенных наносов заданной крупности, которое способен транспортировать канал. Транспортирующую способность определяют по формуле акад. Е. А. Замарина

$$\rho = 0{,}022 \left(\frac{V}{\bar{w}}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{RI} \text{ кг/м}^3, \qquad (V—45)$$

где $\bar{w}$ — средневзвешенная гидравлическая крупность наносов в м/сек. Гидравлическую крупность фракции наносов вычисляют по формуле А. Н. Гостунского

$$\bar{w} = \frac{w_1 + 3w_2}{4}, \qquad (III—101)$$

где w_1 и w_2 — наибольшее и наименьшее значения гидравлической крупности, характеризующей данную фракцию.

Формула V—45 применима для значений $\bar{w}$: $0{,}008 > w > 0{,}002$ м/сек.

Для $\bar{w} < 0{,}002$ м/сек

$$\rho = 11\, v \sqrt{\frac{RvI}{w}} \text{ кг/м}^3. \qquad (V—46)$$

Для расчета транспортирующей способности каналов рекомендуется также формула проф. В. В. Пославского $-\rho = \frac{2d}{w} RI_0$,

где d — изменяется в пределах 0,55—0,85 и в среднем может быть принято равным 0,70.

$$I_0 = I \times 10\,000;$$

w — гидравлическая крупность наносов в мм/сек.

При отсутствии опытных данных по определению величины d формула принимается в виде:

$$\rho = \frac{14\,000RI}{w}.$$

Транспортирующую способность каналов вычисляют и по формулам А. Н. Гостунского:

$$\rho = \frac{3300h^{0,5}I^{1,5}}{w} \text{ кг/м}^3, \qquad (V-47)$$

С. Х. Абольянца

$$\rho = 0,018\frac{v^3}{R\,w} \text{ кг/м}^3. \qquad (V-48)$$

Г. О. Хорста

$$\rho = \frac{45 \cdot v^{0,2} \cdot R^{0,5} \cdot I}{w} \text{ кг/м}^3. \qquad (V-49)$$

Обычно в условиях равнинного рельефа для источников орошения, достаточно насыщенных наносами (Аму-Дарья и Сыр-Дарья), для незаиляемости оросительной сети устраивают отстойники в головах магистральных каналов и всех крупных ветвей и межхозяйственных распределителей. Предпочтительнее устройство нескольких отстойников, если позволяют условия местности, так как устройство одного обычно приводит к переосветлению воды в голове магистральных каналов (по сравнению с их транспортирующей способностью), что может вызвать размыв русел, так как переосветленный поток будет стремиться насытиться наносами до критической мутности.

Расчет ирригационного отстойника, рекомендованный Г. О. Хорстом: разбивка на фракции и соответствующая гидравлическая крупность:

Диаметр частиц d и гидравлическая крупность насосов	Фракции				
	I	II	III	IV	V
d мм	>0,25	0,25—0,10	0,10—0,05	0,05 — 0,01	<0,01
U см/сек	>3,2	3,2 — 1,2	1,2—0,2	0,2 — 0,02	<0,02
Ui см/сек	4,8	1,7	0, 45	0,065	0,005

где $U_i = \frac{3U_n + U_{n+1}}{4}$,

здесь n и $n+1$ соответственно нижний и верхний пределы фракции; U — гидравлическая крупность насосов.

Для каждого периода (декады, месяца) находят среднюю гидравлическую крупность (в реке) по формуле:

$$\overline{U_p} = \frac{\Sigma_p i\, U_i}{100},$$

где P_i — процентное содержание отдельных фракций.

Для тех же периодов вычисляют мутность реки $\rho_p \bar{U}_p$ кг/м²/сек, где ρ_p — концентрация наносов в реке, кг/м³.

Находят по формуле V — 49 транспортирующую способность канала.

$$\rho_k \bar{U}_k = 45 V^{3/2} R^{\frac{1}{2}} I,$$

где R, V, I — гидравлические элементы канала.

При максимальной мутности реки принимают, что мутность выходящая из отстойника $\rho_в \bar{U}_в$ равна транспортирующей способности канала $\rho_k \bar{U}_k$, а потребное осветление в отстойнике определяют по формуле инж. Хорста:

$$100\delta = \frac{100(\rho_p \bar{U}_p - \rho_в \bar{U}_b)}{\rho_p U_в},$$

где δ — осветление потока.

Гидравлическую крупность после осветления в отстойнике находят по формуле: $\bar{U}_в = U_p \left[1 - \frac{A(100\delta)^n}{100}\right]$,

где A, n — принимают:

δ	$<0,40$	$0,40 \div 0,75$	$0,75 \div 0,80$	$>0,80$
A	0,65	0,245	0,0285	0,000295
n	1,00	1,25	1,75	2,70

Концентрацию наносов при выходе из отстойника определяют по формуле:

$$\rho_в = \frac{\rho_в \bar{U}_в}{\bar{U}_в}.$$

Весовое содержание каждой фракции в реке при максимальной мутности находят по формуле:

$$\rho_{pi} = \frac{p_i \rho_p}{100}.$$

Весовое содержание каждой фракции при выходе из отстойника определяют по формулам:

фракции:	формулы:
I	$\rho_{вI} = 0$
II	$\rho_{вII} = \rho_{pII}\left[1 - \frac{1,6(100\delta)0,91}{100}\right];$
III	$\rho_{вIII} = \rho_{pIII}\left[1 - \frac{1,6(100\delta)0,91}{100}\right];$
IV	$\rho_{вIV} = \Sigma\rho_{pII \div III \div IV}\left[1 - \frac{B(100\delta)^m}{100}\right] - \Sigma\rho_{p\ II+III}$
V	$\rho_{вV} = \rho_в - \Sigma\rho_в\ I + II + III + IV,$

где $Б$, m принимаются по таблице.

$\bar{U}$	$<0,40$	$0,40 \div 0,80$	$>0,80$
$Б$	0,715	0,280	$>0,0395$
m	1,0	1,25	1,70

Процентный состав каждой фракции наносов при выходе из отстойника находят по формуле:

$$P_{вi} = \frac{\rho_{вi}}{\rho_в},$$

где $\rho_в$ — концентрация наносов на выходе из отстойника.

Среднюю гидравлическую крупность (уточненную) определяют по формуле:

$$\bar{U}_в = \frac{\Sigma P_{вi} U_i}{100}.$$

Концентрация данной фракции наносов, задержанных в отстойнике, будет равна

$$\rho_{oi} = \rho_{pi} - \rho_{вi}.$$

Процентный состав задержанных наносов:

$$\rho_{oi} = \frac{\rho_{oi}}{\rho_o},$$

где ρ_{oi} — концентрация данной фракции наносов в отстойнике;

ρ_{pi} — концентрация данной фракции наносов в реке;

$\rho_{вi}$ — то же на выходе из отстойника.

Средняя гидравлическая крупность задержанных наносов:

$$\bar{U}_o = \frac{\Sigma P_{oi} U_i}{100}.$$

Объем отложений за период t находят по формуле

$$W_o = \frac{\rho_o Qt}{\gamma},$$

где $\gamma = 1100$ кг/м^3 — объемный вес наносов.

Гидравлический радиус отстойника принимают в пределах $R = 2,0 \div 4,0$ м. Коэффициент Шези находят при $n = 0,025$.

Скорость в отстойнике определяют по формуле:

$V = \frac{(\rho_в \bar{U}_в C^2 R^{1/2})^{0,286}}{45}$, которая вытекает из формулы (V—49), если ее решить относительно V.

Размеры сечения отстойника находятся по формулам:

$$\omega = \frac{Q}{V}; \qquad \chi_o = \frac{\omega}{R^2};$$

$$\beta = \frac{\chi}{2} - r' + \sqrt{\left(\frac{\chi}{2}\right)^2 - \chi(r' - m)};$$

где $r' = 2\sqrt{1 + m^2}$;

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}}; \qquad в = \beta h.$$

Длина отстойника находится по формуле, предложенной инж. Г. О. Хорст;

$$L = \frac{1{,}25hv}{U_o} \cdot \frac{U_p - U_в}{U_o - U_p}.$$

4. Минимальная фильтрация. Это условие соблюдается, если будет минимальным значение:

$$\beta = \frac{b}{h} = 2(\gamma)\sqrt{1 + m^2} - m), \qquad (V - 50)$$

где $\gamma = 1{,}1 \div 1{,}4$ — коэффициент бокового капиллярного впитывания.

Однако из отношения $\beta = \frac{b}{h}$ очевидно, что минимальной фильтрацией обладают узкие и глубокие каналы, которые в ирригации обычно не применяются.

5. Максимальная пропускная способность. При этом условии каналы, обладающие максимальной пропускной способностью, имеют:

$$\beta = 2(\sqrt{1 + m^2} - m) \text{ и } R = \frac{h}{2}. \qquad (V - 51)$$

Для земляных русел это условие в ирригации обычно не соблюдается, за исключением холостых частей каналов, где значительные колебания горизонтов воды не отражаются на командовании.

§ 2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОДОЛЬНОГО И ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФИЛЕЙ ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ

Примерная последовательность расчетов по проектированию устойчивых и экономичных оросительных каналов представлена ниже.

Задано	Находится
Орошаемая площадь Ω Sp к. з. и. Средне-взвешенная ордината гидромодуля $\bar{q} = \frac{q_1 W_1 + q_2 W_2 + q_3 W_3 + \ldots + q_n W_n}{\Omega}$ Откос m Коэффициент шероховатости n Допустимая на размыв скорость v_o для $R = 1$ м	1) $Q_{нор}^{бр} = \frac{\Omega^{бр} K_{з.и.} q}{\eta_c}$ 2) $R = (0{,}45 \div 0{,}5)0_н^{0{,}4}$ 3) $v_\partial = v_o R^{1/3}$ 4) $I_\partial = \frac{v\partial^2}{c^2 R}$ 5) $\omega = \frac{Q_{норм}}{v_{доп}}$ 6) $\chi_o = \frac{\omega}{R^2}$ 7) $r = 2\sqrt{1 + m^2}$ 8) $\beta = \frac{\chi_o}{2} - r + \sqrt{\left(\frac{\chi_o}{2}\right)^2 - \chi(r - m)}$ Это значение β должно быть не более $\beta = 3Q^{0{,}25} - m$ 9) $h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}}$ 10) $b = \beta h$ Полученное значение b округляется до ближайшего стандарта: 1,0; 1,2; 1,5; 1,8; 2,0; 2,25; 2,50; 2,75; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 6,0 и т. д.

После того как найден допустимый на размыв уклон и максимальное значение β_{max} по формуле С. А. Гиршкана, дальнейшие расчеты можно производить по линейке инж. В. Ф. Пояркова.

Коэффициент полезного действия η в формуле расхода каналов для предварительных расчетов принимается в следующих пределах:
Внутрихозяйственная оросительная сеть $\eta_{свх} = 0{,}85 \div 0{,}90$.
Система межхозяйственных распределителей $\eta_{смх} = 0{,}75 \div 0{,}80$.
Система магистрального канала $\eta_{см} = 0{,}70 \div 0{,}75$.
По отношению к уклону местности допустимый уклон каналов принимается:

Уклон местности	Уклон каналов
Меньше размываемого	Уклон местности
Равен размываемому	Уклон местности
Больше размываемого	Уклон, допустимый на размыв и устройство перепадов или быстротоков по сопряжению бьефов

После того как подобраны гидравлические элементы при нормальном расходе и принятой ширине канала по дну, определяют наполнение канала для Q_{min} и для $Q_{форс}$, причем для форсированного расхода принимают повышенный коэффициент шероховатости.

Запас в дамбах над форсированным горизонтом принимается в зависимости от расхода канала в пределах, указанных в табл. V — 40.

Таблица V—40

Канал	Превышение бровки бермы, м
Временный ороситель	0,10
Распределители	
участковый	0,20
внутрихозяйственный	0,30
хозяйственный	0,30
межхозяйственный при расходе, м³/сек:	
1 — 10	0,40
11 — 30	0,50
Каналы с расходом, м³/сек.	
31 — 0	0,60
51 — 100	0,75
>100	1,00

При расчетах каналов с расходом выше 50 м³/с следует проверить принятый запас на высоту волны по одной из следующих наиболее употребительных формул:
Стивенсона $H = 0{,}34\sqrt{Д} + 0{,}76 - 0{,}26\sqrt[4]{Д}$,
где $Д$ — длина разгона волны, км; H — высота волны, м.; Замарина $H = 0{,}7 + 0{,}1\ Д$.

Приняв длину разгона волны в 9 км, вычислим высоту волны по приведенным формулам при скорости ветра в 5 м/сек.
1. $0{,}34\sqrt{9} + 0{,}76 - 0{,}26\sqrt[4]{9} = 0{,}34 \times 3 + 0{,}76 - 0{,}26 \times 1{,}23 = 1{,}02 + 0{,}76 - 0{,}32 = 1{,}46$ м.
2. $0{,}7 + 0{,}1 \times 9 = 1{,}60$ м.

Для расчета деривационных каналов рекомендуется формула Стивенсона с введением коэффициента к = 0,5.

Формула Замарина применяется при расчетах высоты волны в водоемах. При расчете каналов следует вводить в нее тот же уменьшающий коэффициент к = 0,5.

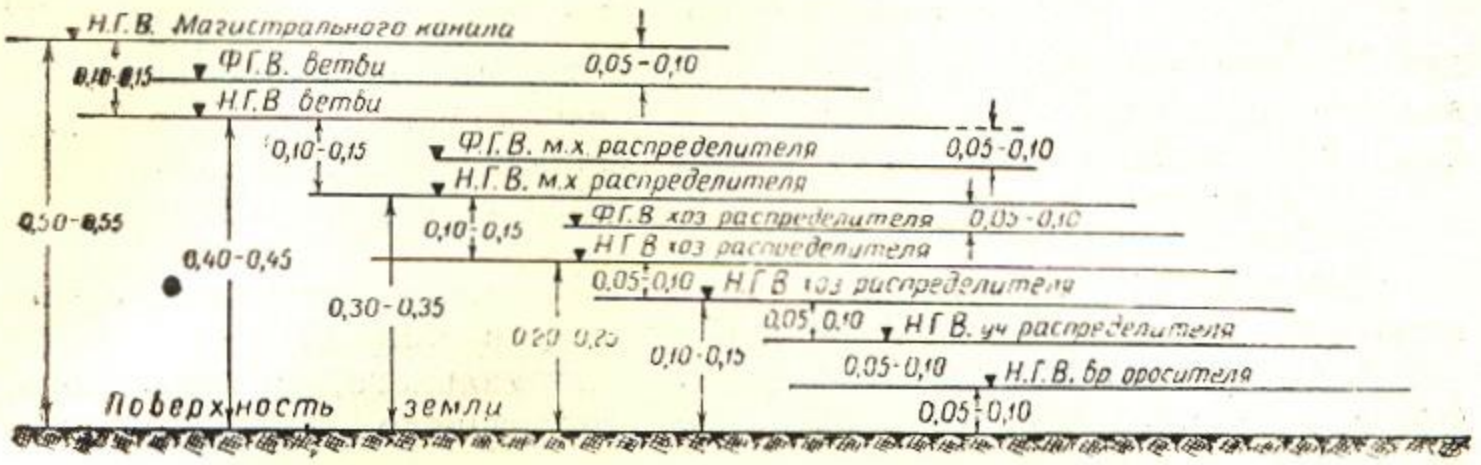


Рис. V.—53.

При проектировании продольного профиля канала следует обеспечить командование над отводами и над наиболее невыгодными отметками земли не менее чем в пределах, указанных на рис. V — 53.

Проектирование продольного профиля канала начинается с того, что на профиль старшего канала наносят местоположение младших, отметив потребные в них горизонты воды (рис. V — 54 и V — 64).

Линия проектного нормального горизонта воды проектируемого канала для самотечного орошения должна превышать на 5 — 10 см отметку форсированного горизонта воды наиболее высоко расположенного отвода.

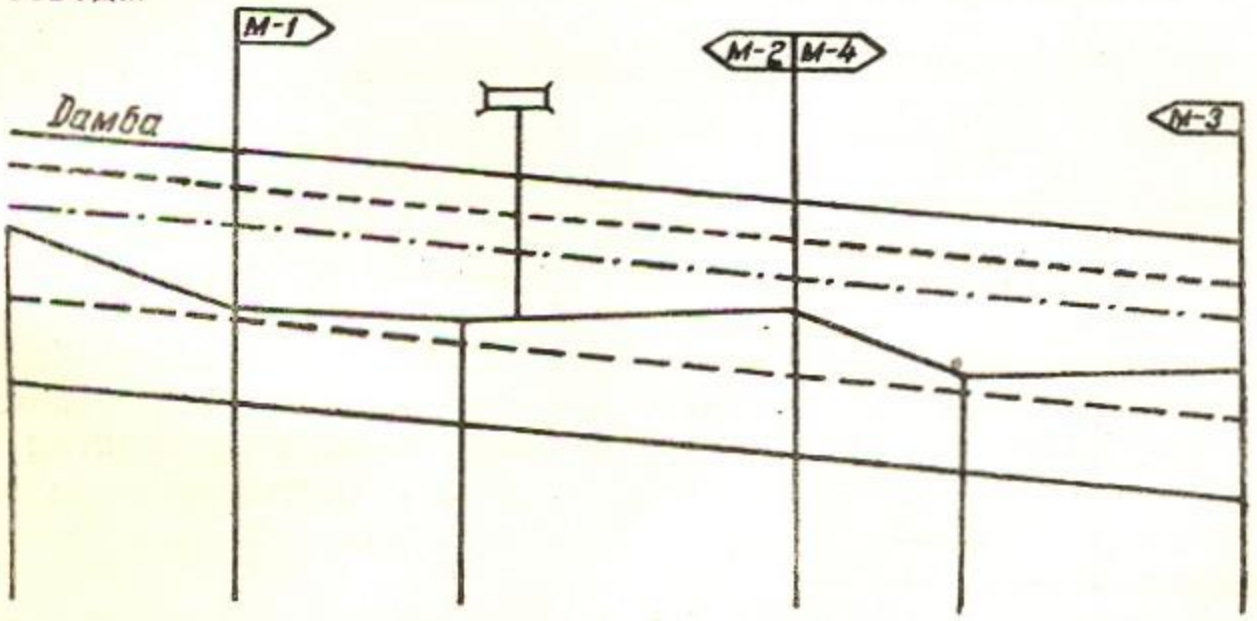


Рис. V.—54.

После нанесения линии нормального горизонта на продольный профиль и вычисления отметок нормального горизонта воды для каждой точки профиля вычисляют отметки всех остальных линий профиля.

При этом отметки точек данной линии профиля от исходной отметки вычисляют по формуле:

$$H_{n+1} = H_n - L_{(n+1)-n}, \qquad (V - 52)$$

где H_{n+1} — искомая отметка точки; H_n — известная отметка точки; J — уклон канала; $L_{(n+1)-n}$ — расстояние между точками $n + 1$ и n, м.

Отметки остальных линий профиля находят из равенств:

$$H_{\text{дна}} = H_{\text{н. г. в.}} - h_{\text{н}} \qquad (V-53)$$

$$H_{\min} = H_{\text{дна}} + h_{\min} \qquad (V-54)$$

$$H_{\text{фор}} = H_{\text{дна}} + h_{\text{фор}} \qquad (V-55)$$

$$H_{\text{дамбы}} = H_{\text{фор}} + \Delta h, \qquad (V-56)$$

где H — отметки (дна, нормального (н. г. в.), минимального, форсированного горизонтов воды, дамбы); h — наполнение при $Q_{\text{фор}}$, $Q_{\text{норм}}$, $Q_{\min}$; Δh — запас в дамбах над форсированным горизонтом воды.

На продольный профиль проектируемого канала наносят:

1. Отметки земли;
2. Уклон дна (показывается дробью — в числителе уклон, в знаменателе — длина участка с данным уклоном в метрах);
3. Проектные отметки: дна канала; нормального, минимального, форсированного горизонтов воды; форсированного горизонта воды младшего канала;
4. Глубина выемки (H земли — H дна);
5. Высота насыпи (H дамбы — H земли);
6. Гидравлические элементы канала приводятся по каждому расчетному участку — поперечное сечение канала и таблица гидравлических элементов по форме

Q	b	h	m	n	v	a	m_1
$Q_{\text{нор}}$							
$Q_{\text{фор}}$							
$Q_{\min}$							

Таблица V — 41

Канал	Минимальная ширина дамб по верху, м
Временный ороситель	0,10
Распределители.	
участковый	0,50
внутрихозяйственный	0,80
хозяйственный	1,0
межхозяйственный	
при расходе м³/с:	
до 5,0	1,25
5 — 10	1,25 — 1,50
11 — 30	1,50 — 2,0
31 — 50	2,0 — 2,5
51 — 100	3,0 — 3,5
больше 100	4,0

7. Расстояния;
8. Пикеты;
9. Километры;
10. План трассы (показываются все углы, повороты трассы, элементы кривых, начало и конец кривой, tang, bis, длина кривой). На основании данных по пунктам 4, 5, 6 и 7 составляют ведомость подсчета объемов земляных работ.

При переустройстве существующих каналов продольный профиль дополняется отметками: существующего дна; левой и правой дамб.

Ширина дамб по верху должна быть не меньше размеров, приведенных в табл. V — 41.

При назначении ширины дамб по верху необходимо учитывать условия эксплуатации и потребности пропуска механизмов по каналам (так, наименьшая ширина дамбы при необходимости пропуска по ней гусеничного трактора с прицепным или навесным механизмом, или

грузовой автомашины в одном направлении должна быть равна 4,0 м). Дамбы (рис. V — 55) должны быть проверены на фильтрацию по формуле:

$$L_ф = CH, \qquad (V - 57)$$

где C — коэффициент, принимаемый по табл. V — 42;
H — напор на дамбу.

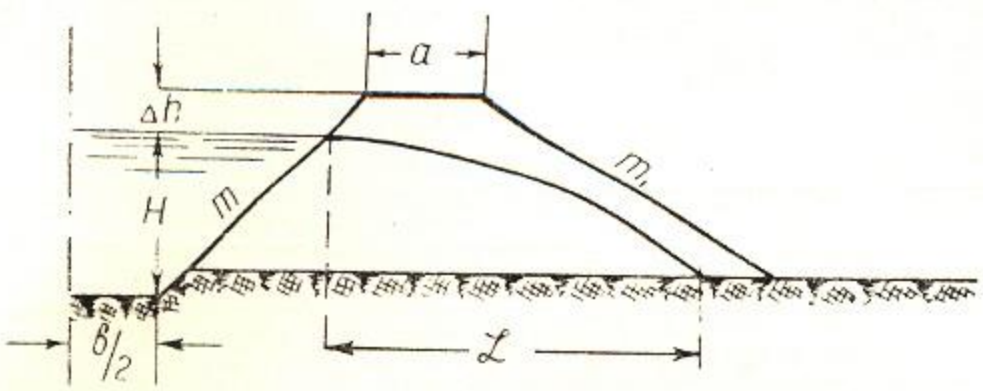


Рис. V —55.

Таблица V —42

Грунт	Значение C при расходе канала, м³/сек				
	> 50	50 — 10	10 — 5	5 — 2	< 2
Супесь	8 — 7	7 — 6	6 — 5	5 — 4	4 — 3
Суглинок и лёсс средний	7 — 6	6 — 5	5 — 4	4 — 3	3
Суглинок тяжёлый, лёсс плотный	6 — 5	5 — 4	4 — 3,5	3,5 — 3	3 — 2,5

В зависимости от размеров поперечного сечения канала уширенную дамбу для прохода механизмов проектируют либо с одной, либо с двух сторон.

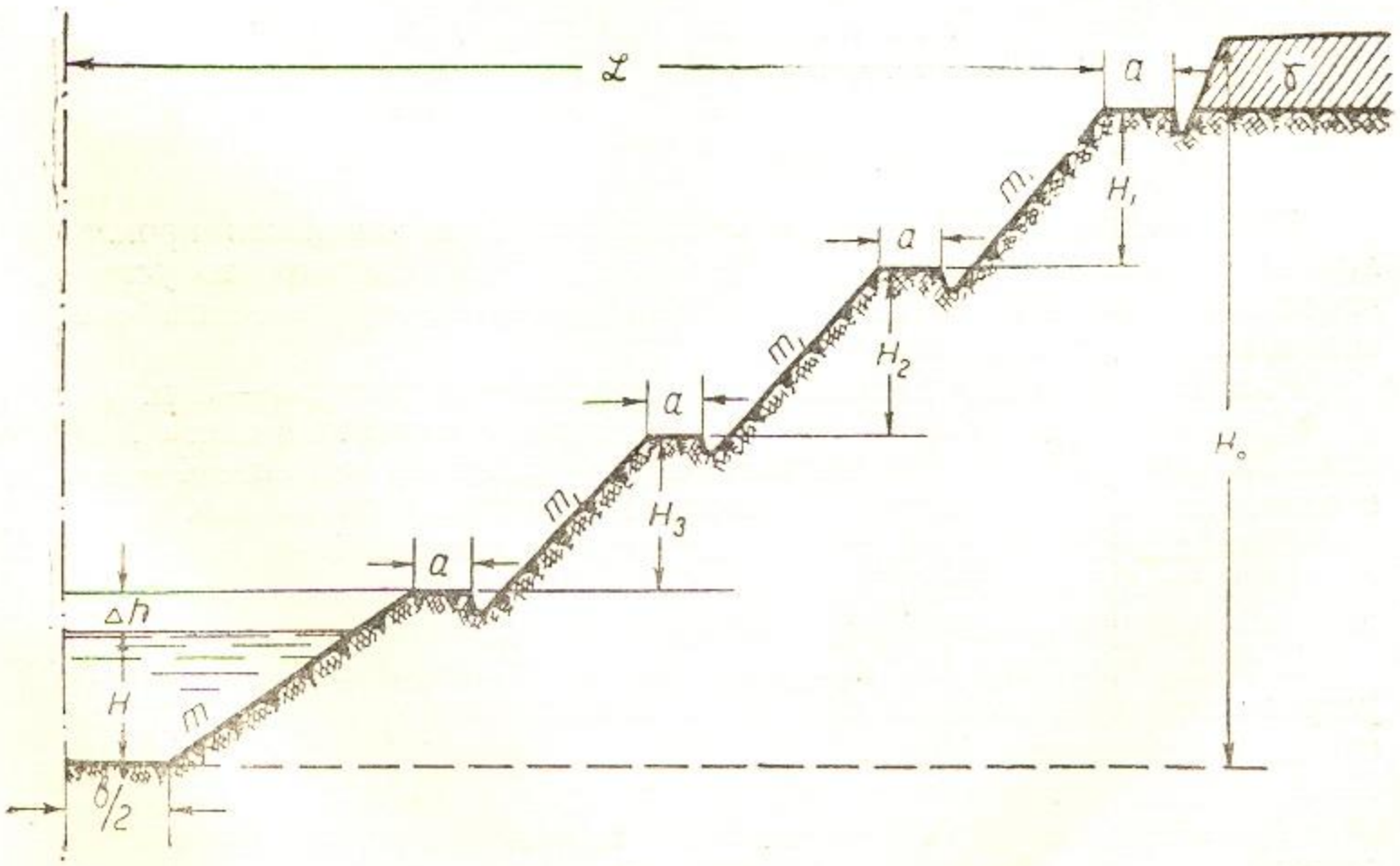


Рис. V.—56.

Каналы рекомендуется обсаживать быстрорастущими деревьями (тополь, тал), а до их вырастания уничтожать сорняки плавающими механизмами, либо химическими средствами. На крупных каналах необходимо одну из дамб проектировать под инспекторскую дорогу.

Строительные поперечные сечения каналов в практике встречаются четырех видов.

1. Сечение в глубокой выемке (рис. V — 56).

Откос m — рабочей (мокрой) части сечения в зависимости от грунта и расхода канала принимается в следующих размерах (табл. V—43).

Таблица V — 43

Грунт	Откос m при расходе м³/с			
	<1,0	1 — 10	11 — 50	> 50
Песок	1,75	2,0	2,25	2,5
Супесь	1,50	1,5	1,75	2,0
Суглинок				
легкий	1,25	1,25	1,50	1,75
средний	1,0	1,0	1,25	1,50
Тяжелый суглинок и				
глины	1,0	1,0	1,00	1,25

2. Откос m_1 — надводный (сухой) части поперечного сечения назначается в размерах (табл. V — 44)

Таблица V — 44

Грунт	Откос при расходе м³/с			
	< 1,0	1 — 10	11 — 50	> 50
Песок	1,50	1,75	2,0	2,25
Супесь	1,25	1,25	1,5	1,75
Суглинок				
легкий	1,0	1,0	1,25	1,50
средний	0,75	0,75	1,0	1,0
плотный	0,50	0,50	0,75	1,0

Если высота откоса канала превышает 3,0 м или канал прокладывают в неблагоприятных гидрогеологических условиях, то устойчивость откосов должна быть проверена расчетом графическим* или аналитическим** методом.

Расстояние между бермами по вертикали — H равно 4 — 5 м.

Ширина нижней бермы 1 — 2 м, но в случае необходимости проезда или пропуска по ней механизмов ее принимают не менее 4 — 5 м с одной или с двух сторон в зависимости от размеров канала.

Ширина остальных берм a назначается не менее 1 — 2 м.

В местах сопряжения верхового откоса с бермой устраивают нагорную канаву глубиной не менее 0,3 м с одиночными откосами.

Для спуска воды из нагорной канавы в канал по длине канала устраивают через каждые 100 — 50 м специальные гравийно-песчаные спуски — ошейники.

---

* Графический метод Терцаги-Крея см. в „Справочнике по мелиорации и гидротехнике", 1945, стр. 108 — 111.

** Аналитический метод показан ниже на примере.

Расстояние L подошвы кавальера от оси канала вычисляют по формуле:

$$L \geqslant \frac{b}{2} + H_0 m_0, \qquad (V-58)$$

где b — ширина канала по дну; H_0 — общая глубина выемки;
$m_0 = (1{,}10 \div 1{,}15)\ m$;

m — откос рабочей части сечения.

Превышение бровки рабочей трапеции над форсированным горизонтом воды в канале Δh назначается по табл. V — 40 и пояснениям к ней.

Высота кавальера должна быть не более 1,5 — 2,0 м.

Расстояние подошвы кавальера от бровки канала d должно быть не менее 4 — 5 м.

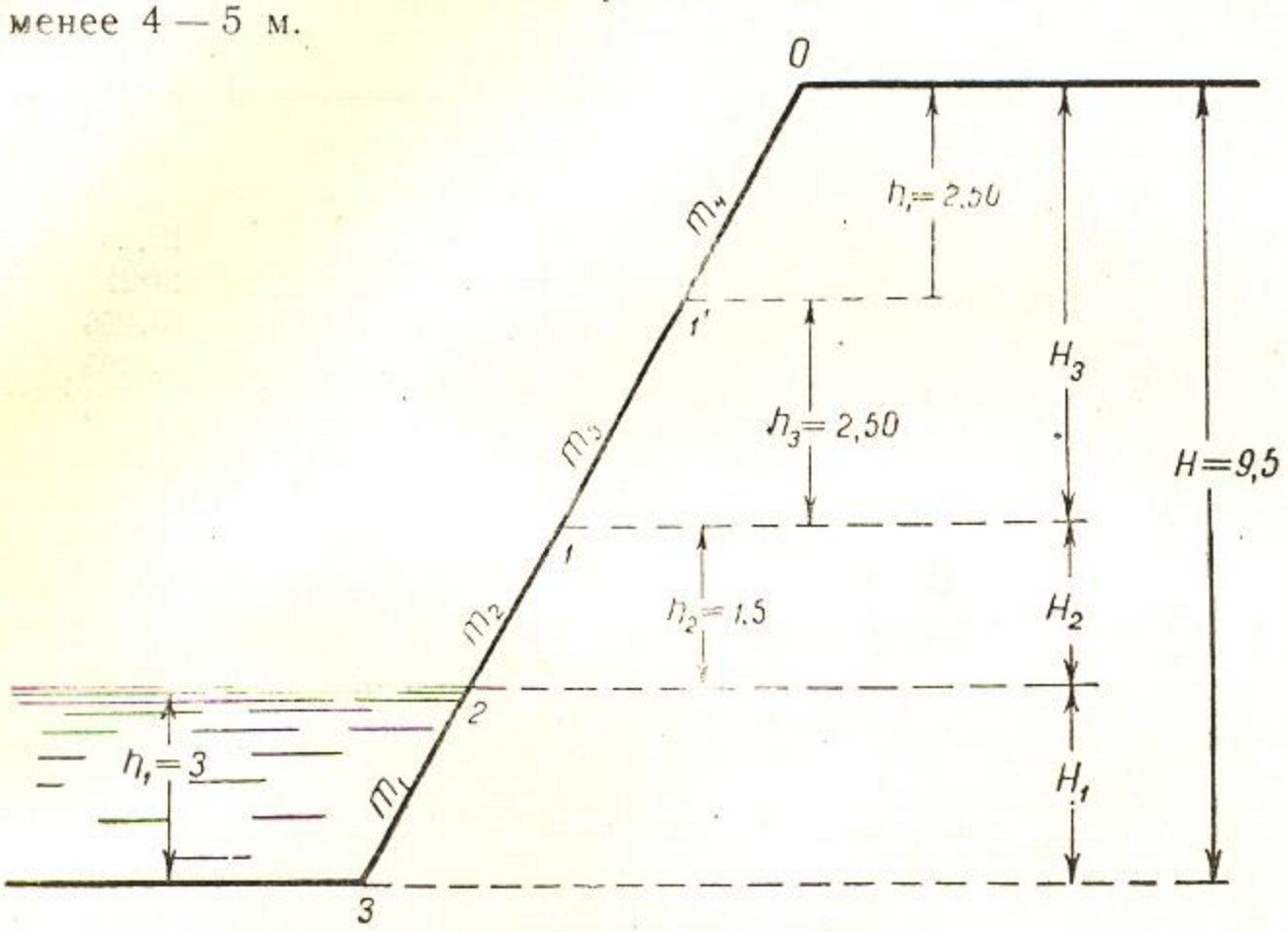


Рис. V.—57.

1. Поверка устойчивости откосов канала. Например, требуется определить величину откоса канала в выемке при следующих данных (рис. V—57):

глубина воды в канале — 3,0 м
слой капиллярного насыщения — 1,5 м
полная глубина выемки — 9,5 м
мощность сухого слоя грунта — 5,0 м
грунт канала — средний суглинок.

Основные геотехнические параметры для различных слоев грунта приведены в таблице

№ точек	Объемный вес, т/м³	Влажность, % W	Угол внутреннего трения φ	Сила сцепления C, т/м²
0				
1	1,78	15,4	25°24′	2,75
2	1,83	21,0	20°12′	1,75
3	1,82	32,0	14°21′	0,2

Расчёт откоса ведут по формуле:

$$\operatorname{tg}\alpha = \left(\beta \operatorname{tg}\varphi + \frac{C}{P}\right),$$

где α — угол, составляемый откосом канала с горизонтом; φ — угол внутреннего трения грунта; C — сила сцепления, т/м²; $P = \gamma H$ — вес слоя грунта с основанием 1 м²;

β — коэффициент, вычисляемый по формуле:

$$\beta = \frac{H_3 + 0{,}5H_2 + 0{,}5H_1}{\gamma H_1 + \gamma H_2 + \gamma H_3}.$$

Результаты расчета откоса сведены в таблицу.

Параметр	№ точек				
	0	1	1	2	3
γ (т/м³)	1,78		1,78	1,83	1,82
H (м)	2,5		5	6,5	9,5
γH (т)	4,45		8,9	11,9	15,23
φ (о)	25°24		25°24	20°12	14°21
$\operatorname{tg}\varphi$	0,47		0,47	0,367	0,256
β	1		1	0,885	0,765
$\beta \operatorname{tg}\varphi$	0,47		0,47	0,325	0,196
C	2,75		2,75	1,75	0,2
$\frac{C}{\gamma H}$	0,62		0,31	0,15	0,013
$\operatorname{tg}\alpha = \beta \operatorname{tg}\varphi + \frac{C}{\gamma H}$	1,09		0,78	0,475	0,209
α	47°20		38°	26°	11°50
m	0,9		1,3	2	5

$$\beta_{0-1} = \frac{5}{5} = 1{,}0 \quad \beta_{0-2} = \frac{5 + (1{,}5 \times 0{,}5)}{6{,}5} = 0{,}885$$

$$\beta_{0-3} = \frac{5 + 0{,}75 + (3 \times 0{,}5)}{9{,}5} = 0{,}765$$

По полученным данным вычерчивают проектируемое сечение канала (рис. V—58).

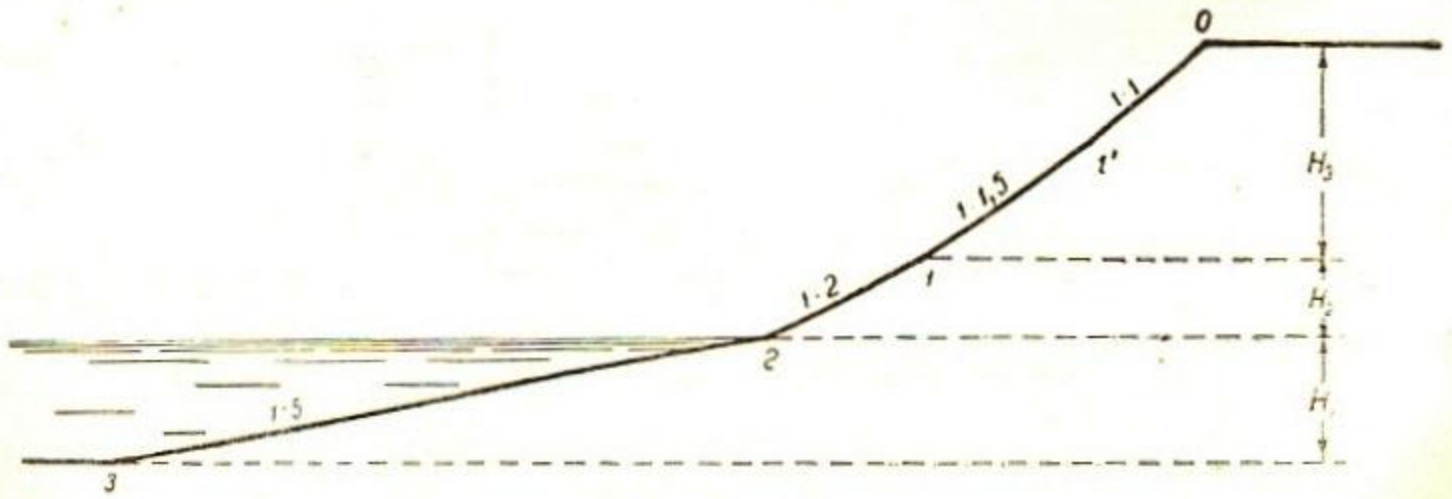


Рис. V—58

2. Сечение в полувыемке-полунасыпи (рис. V—59). Этот поперечный профиль наиболее экономичный и удобный в эксплуатации.

Запас в дамбах Δh задается по таблице V—40. В засоленных грунтах запасы в дамбах надо увеличивать на 10—15%.

Размеры дамб должны быть проверены на фильтрацию по формуле V—57.

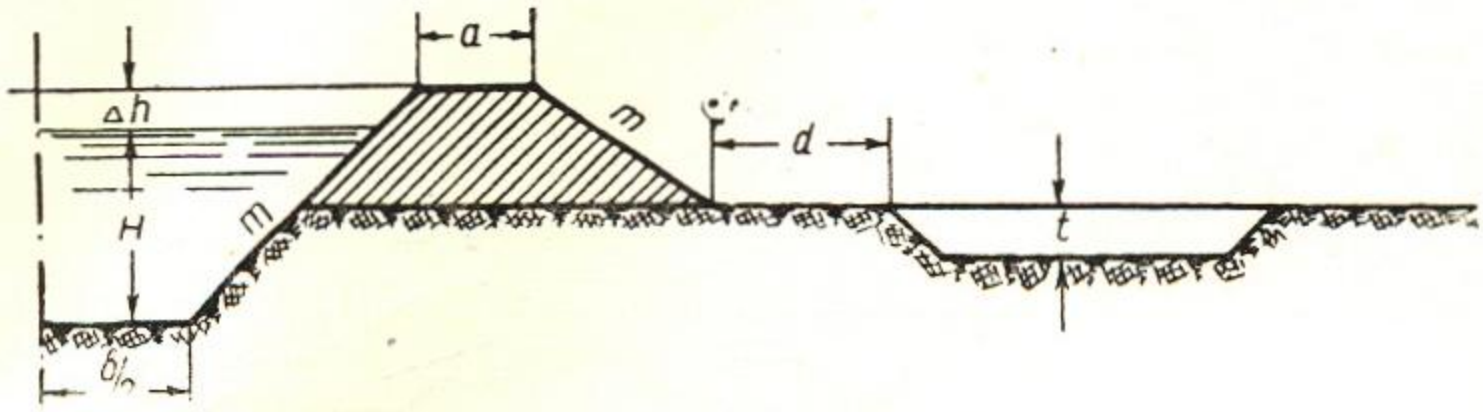


Рис. V.—59.

Глубина резервов — $t \leqslant 1{,}5$ м.

Расстояние бровки резерва от подошвы дамбы должно быть $d \geqslant 3t$.

3. Сечение в насыпи (рис. V—60). Для канала с таким сечением требуется при строительстве особенно тщательное производство

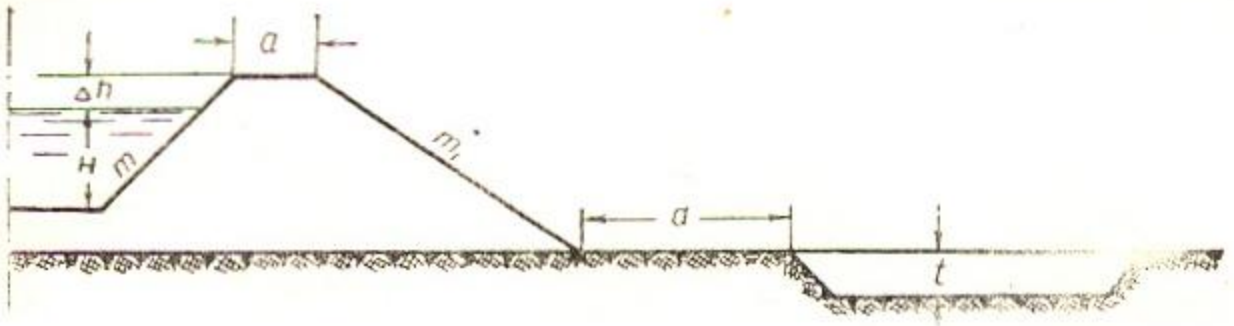


Рис. V.—60

работ, а в эксплуатации — постоянное наблюдение и технический надзор за состоянием дамб. Размеры дамб по верху — a и запас в дамбах Δh должны быть на 10—15% увеличены по сравнению с соответствующими размерами сечения в полувыемке-полунасыпи. Сечение в насыпи обязательно проверяется на фильтрацию. Внешний откос канала в насыпи для устойчивости против фильтрации выполняют ломаным рис. V—61.

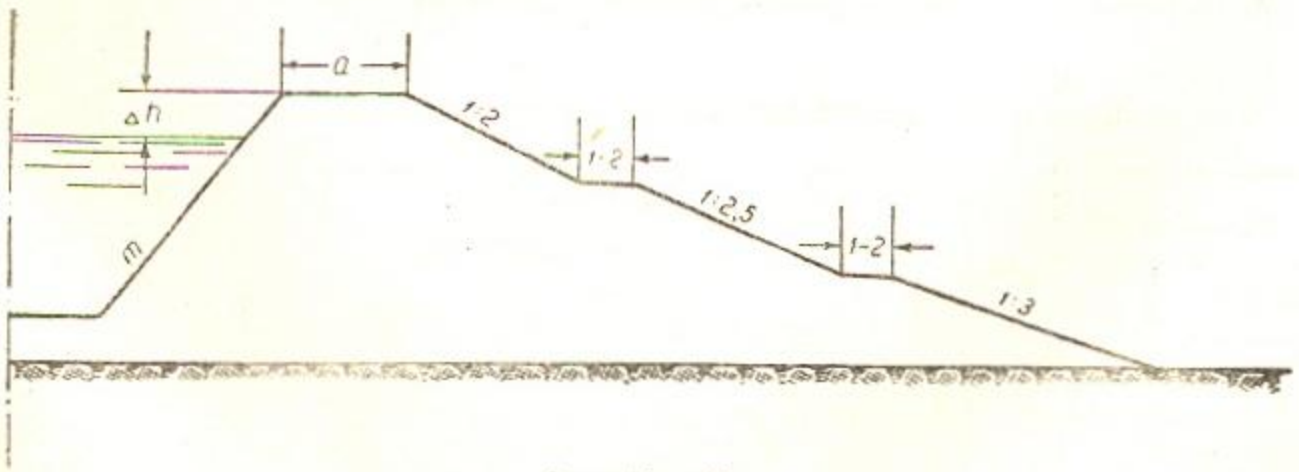


Рис. V.—61.

4. Сечение на косогоре (рис. V—62). При проектировании сечения на косогоре рекомендуется следить, чтобы горизонт воды в канале не выходил за пределы материка или незначительно возвышался над поверхностью земли.

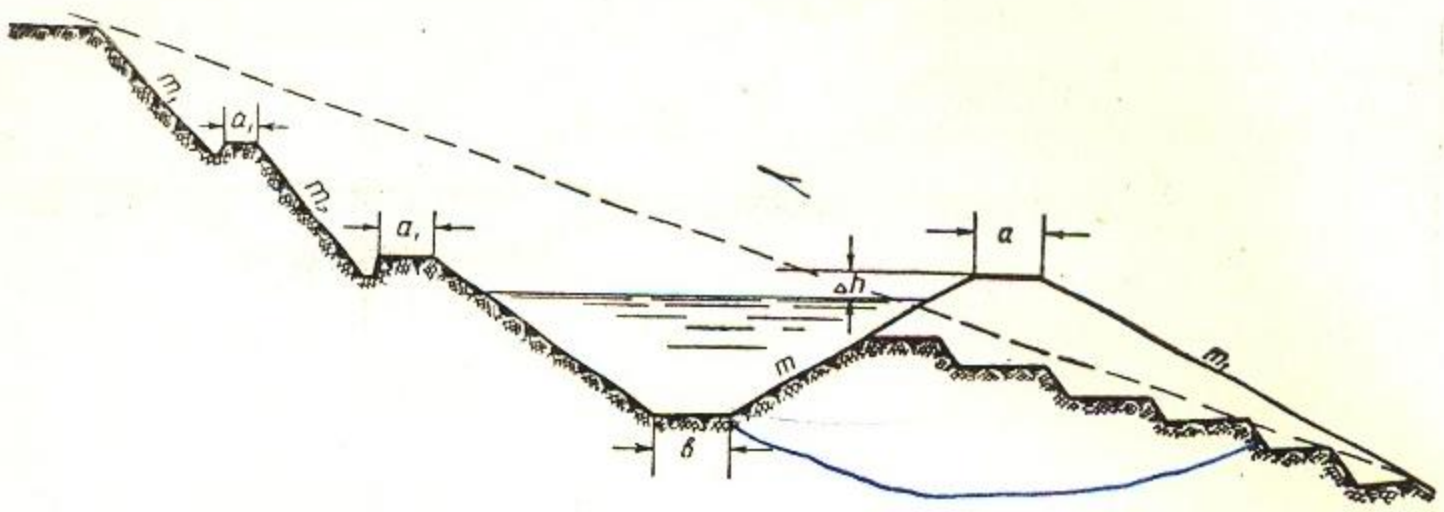


Рис. V —62.

Сечение со стороны выемки выполняется по правилам для каналов в глубокой выемке, а со стороны насыпи — для каналов в насыпи.

Основание дамбы для большей устойчивости выполняется уступами, высота которых не должна превышать 10% высоты дамбы над ними. Ширина уступа — около 1,0 м. Наклон ступеней в сторону канала.

Проектирование каждой оросительной системы может выполняться по следующей примерной схеме.

1. Подбор имеющейся по объекту литературы, топографических карт и материалов различных исследований.

Ознакомление с материалами прошлых лет дает возможность установить характер и объемы предстоящих изыскательско-исследовательских работ по объекту для описания естественно-исторических условий района и для проектных работ соответственно стадии проекта.

2. Описание естественно-исторических условий:

а) Географическое положение и внешние коммуникации объекта, (пути сообщения, связывающие объект со станциями железной дороги, с пристанями водных путей, с основными автогужевыми трактами, крупными населенными пунктами, телефонная связь, питьевое водоснабжение и источники электроснабжения (лэп).

б) Описание рельефа.

в) Климатическая характеристика района.

Количество осадков (среднемноголетние данные)

Метеорологические станции	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	За год

Температура воздуха

Метеорологические станции	Показатели	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Сред. годов.
	Среднемесячная .													
	Максимальная . . .													
	Минимальная . . .													

Испаряемость

Метеорологические станции	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	За год

Ветер

Метеорологические станции	Показатели	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
	Направление .												
	Скорость												
	Повторяемость .												

На основе анализа среднемноголетних показателей приводятся главные характеристики климатических условий района:

среднегодовая температура воздуха;

абсолютный максимум и абсолютный минимум температуры воздуха;

даты самого позднего и самого раннего заморозка;

общая продолжительность безморозного периода;

сумма температур воздуха за вегетационный период;

сумма осадков за год в невегетационный и вегетационный периоды;

сумма испарения за вегетацию;

роза ветров.

г) Геологическая и гидрогеологическая характеристика объекта.

Рекомендуется прилагать карты масштаба: 1 : 100 000—1 : 50 000 в зависимости от стадии проекта. Образец инженерно-геологической карты представлен на рис. V—63.

д) Почвенно-мелиоративная характеристика объекта. Составляют почвенно-мелиоративную карту и ведомость разбивки территории по гидромодульным районам по форме.

Гидромодульный район						Всего	
II		III		V			
га	%	га	%	га	%	га	%

Характеристика гидрологических условий района:

1. Характеристика режима расходов воды по источнику орошения в многолетнем разрезе по посту.

Месяцы	I			II			III			IV			—	XI		XII			Среднее за год		
Декады	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	—	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Годы																						
1																						
2																						
3																						
.																						
.																						
.																						
n																						

2. Режим горизонтов воды по источнику орошения по посту

Месяцы	I			II			III			IV			—	XI		XII			Среднее за год		
Декады	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	—	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Годы																						
1																						
2																						
3																						
.																						
.																						
n																						

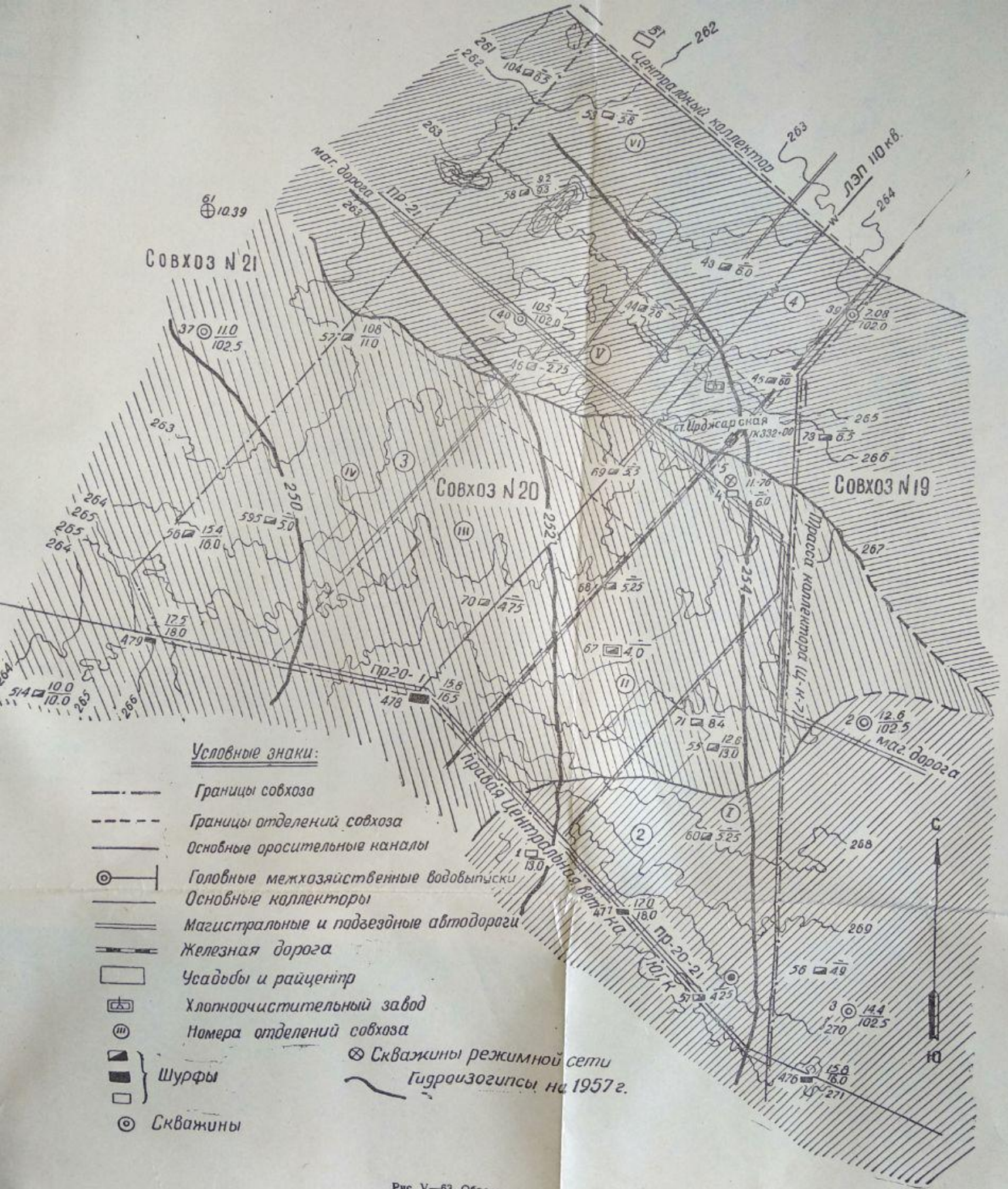


Рис. V—63. Образец инженерно-геологической карты

3. Режим взвешенных наносов по источнику орошения по посту.

Месяцы	I			II			III			IV			—	XI			XII			Среднее за год		
Декады	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	—	I	II	III	I	II	III	I	II	III
Годы																						
1																						
2																						
3																						

Для определения средней гидравлической крупности наносов производится фракционный анализ наносов на следующие фракции:

Фракция	Гидравлическая крупность, мм/сек	*кг*	%
I	> 32		
II	32—2		
III	2—0,2		
IV	<0,2		

Среднюю гидравлическую крупность фракции вычисляют по формуле:

$$U_{ср} = \frac{U_{n+1} + 3U_n}{4}.$$

Среднюю гидравлическую крупность состава наносов определяют по формуле:

$$\bar{U} = \frac{U_1P_1 + U_2P_2 + U_3P_3 + U_4P_4}{100},$$

где $U_{1,2,3,4}$ — гидравлическая крупность фракции;
$P_{1,2,3,4}$, — процентное содержание фракции в общем составе наносов.

Характеристика гидрологических условий объекта завершается выбором расчетного года при заданной водообеспеченности (по расходам и горизонтам) и принятом количестве наносов, в результате чего составляется таблица расчетной динамики расходов воды, горизонтов и наносов в декадном разрезе. Описание естественноисторических условий объекта заканчивается рекомендациями по режиму орошения соответственно проектному гидромодульному районированию территории и предполагаемой технике полива по форме.

Культура	№ полива	Поливная норма, м³/га	Поливной период: начало	конец	дней	Ордината гидромодуля	Оросит. норма, м³/га
	А. Полив по бороздам (....гидромодульный район)						
Хлопчатник	1						
	2						
	3						
	и т.д.						
Травы	1						
	2						
	3						
	и т.д.						
и т. д.							
	Б. Полив дождеванием (.....гидромодульный район)						
Хлопчатник	1						
	2						
	3						
	и т.д.						
и т. д.							

Техническая часть проекта начинается с разбивки в плане проектных оросительных и водосборно-сбросных каналов и дорожной сети. Основные схемы разбивки сети в плане применительно к типам рельефа приведены выше (см. гл. 7, § 2). Детализация элементов ирригационной сети производится в соответствии с элементами проектируемой организации территории орошаемых земель. Вопросы организации орошаемой территории должны разрабатываться совместно инженерами-ирригаторами, агрономами-экономистами и землеустроителями.

При назначении элементов организации территории следует руководствоваться указаниями, изложенными в гл. 7, § 5 этого раздела.

В соответствии с хозяйственным заданием директивной организации на территории, подлежащей орошению, проектируют хлопкосеющие, свекловодческие, садоводческие, животноводческие и другие совхозы, колхозы и подсобные хозяйства.

При проектировании хлопкосеющих совхозов принимаются следующие размеры площадей (в га):

общая брутто	— 8000	— 12000
одного отделения брутто	— 1500	— 2000
севооборотного массива	— 500	— 700
поля севооборота	— 50	— 100
поливного участка	— 10	— 32

При этом каждый совхоз должен иметь по возможности обособленную ирригационную сеть с минимальным числом точек водозабора из межхозяйственных каналов, каждое отделение совхоза — самостоятельный отвод, а каждый севооборотный массив — самостоятельную точку выдела воды из старшего канала в свою ирригационную сеть. Усадьбы отделений, массивы прифермских севооборотов, сады и лесонасаждения обычно выделяются в самостоятельную единицу водопользования и

должны иметь ирригационную сеть, независимую от сети основного севооборота. Усадьбы смежных отделений следует объединять.

При проектировании хлопководческих колхозов оптимальная площадь хозяйства брутто принимается в пределах 1500—2000 га. Все остальные рекомендации по организации территории и ирригационной сети, изложенные выше для отделения совхоза, справедливы и для колхозов.

4. Проектирование в плане внутрихозяйственной ирригационной сети (участковых распределителей и временных оросителей). В зависимости от техники полива и от длительности работы сети (постоянно или периодически действующей) внутрихозяйственные каналы могут быть открытыми или закрытыми. Закрытые оросительные каналы — это обычно напорные или безнапорные асбоцементные трубы разных диаметров. Открытые каналы могут быть в земляных или облицованных руслах, в зависимости от проницаемости грунтов, залегания грунтовых вод и длительност и работы канала в одном такте.

5. Выбор канала для детального проектирования. В стадиях проектного задания и технического проекта для определения строительных объемов работ и стоимости объекта достаточно выбрать „типовые" каналы и сооружения, отвечающие средним условиям проектируемого массива, составить на них полные проекты и сметы, а затем, пользуясь методом удельных показателей, подсчитать наиболее вероятные объемы и стоимости работ по объекту в целом.

Магистральные каналы и крупные ветви проектируют в профилях целиком, межхозяйственные распределители — в пределах 10—15% от общей их протяженности, внутрихозяйственную ирригационную сеть проектируют на типовых участках площадью не менее одного отделения совхоза или одного колхоза. Число типовых участков на массиве назначается так, чтобы по возможности было охвачено все разнообразие рельефов, гидрологических и почвенно-мелиоративных условий проектируемого массива.

Порядок расчета и проектирования продольного и поперечного профиля одного канала следующий.

Требуется запроектировать канал для орошения земель отделения хлопководческого совхоза с площадью нетто 1750 га. Севооборот 5 : 3, орошение по бороздам. Максимальная поливная норма для хлопчатника 1000 м³ при поливном периоде 15 суток; поливная норма люцерны также 1000 м³ при поливном периоде 18 суток. Допустимая на размыв скорость для каналов с гидравлическим радиусом, равным одному метру,— 0,6 м/сек.

1. На отделении совхоза целесообразно организовать три севооборотных массива, закрепляемых за тремя самостоятельными комплексными тракторно-полеводческими бригадами. Средняя площадь севооборотного массива:

$$\omega_{с.м.} = 1750 : 3 = 550 \text{ га.}$$

Площадь хлопчатника на севооборотном массиве:

$$\omega_{хл} = [550 : (5 + 3)] \times 5 = 343 \text{ га.}$$

Площадь люцерны и кукурузы

$$\omega_{л} = [550 : (5 + 3)] \times 3 = 207 \text{ га.}$$

2. Максимальная ордината гидромодуля для хлопчатника:

$$q_{хл} = (1000 \times 1000) : (86\,400 \times 15) = 0{,}775 \text{ л/сек.}$$

То же для трав $q_{л} = (1000 \times 1000) : (86\,400 \times 18) = 0{,}643$ л/сек.

3. Расход воды, потребный для хлопчатника на севооборотном массиве $Q_{хл} = 0{,}775 \times 343 = 265$ л/сек.

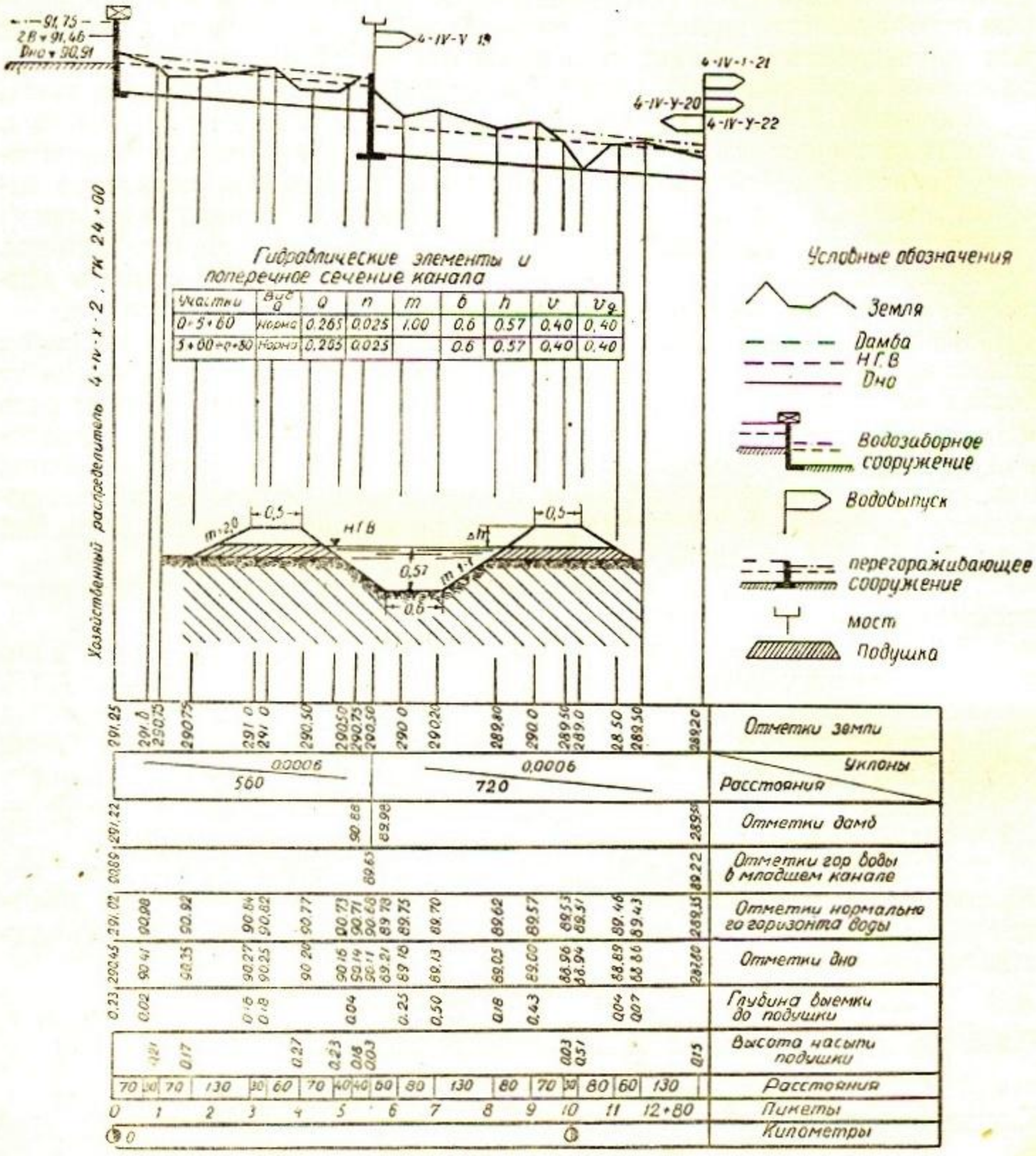
То же для трав — $Q_{тр} = 0{,}643 \times 207 = 133$ л/сек.

4. Максимальный расход воды на севооборотный массив:

$$Q_{сев} = 265 + 133 = 398 \text{ л/сек} \approx 400 \text{ л/сек}.$$

Водоподачу на севооборотный массив целесообразно организовать так, чтобы внутри него одновременно работали один участковый распределитель на поливе хлопчатника и один — на поливе трав, расходами соответственно 265 и 133 л/сек, то есть нормальным расходом участкового распределителя следует принять 265 л/сек, минимальным — 133 л/сек.

5. По трассе проектируемого канала строят продольный профиль линии земли (рис. V—64).



Участки	Вид q	Q	n	m	b	h	v	v_q
0+5+60	норма	0.265	0.025	1.00	0.6	0.57	0.40	0.40
5+60=6+80	норма	0.265	0.025		0.6	0.57	0.40	0.40

Рис. V—64.

6. За продольный уклон канала целесообразно принимать уклон местности по трассе канала. Если при этом не будет происходить ни размыва, ни заиления, такой канал будет наиболее экономичным. Если уклон местности больше допустимого на размыв, то каналу желательно придать уклон предельно допустимый на размыв, это решение

будет наиболее экономичным. Если при принятом уклоне будет возможно заиление русла, то необходимо вести борьбу с наносами на старших звеньях оросительной сети.

Для определения допустимого неразмывающего уклона проектируемого канала:

а) устанавливают примерный гидравлический радиус канала по формуле С. А. Гиршкана — $R = 0{,}45Q^{0{,}4}$

$$\lg Q = \lg 0{,}265 = \bar{1}{,}424 = -0{,}576$$

$$0{,}4\lg Q = 04\ (-0{,}576) = -0{,}23 = \bar{1}{,}77$$

$$Q^{0{,}4} = 0{,}59;\ R = 0{,}45 \times 0{,}59 = 0{,}27\ \text{м}$$

б) допустимая на размыв скорость:

$$V_g = V_0 R^{1/3} = 0{,}6 \times 0.27^{1/3} = 0{,}39\ \text{м/сек};$$

в) допустимый неразмывающий уклон канала:

$$I_g = \frac{0{,}39^2}{C^2 \cdot 0{,}27},$$

при $n = 0{,}025$ значение C можно считать по формуле:

$$C = \frac{1}{0{,}025} R^y;\ y = 1{,}5\sqrt{n} = 1{,}5\sqrt{0{,}025} = 1{,}5 \times 0{,}158 \approx 0{,}24 \approx 1/4.$$

$$C = 40 \times 0{,}27^{1/4} = 29.$$

$$I_g = \frac{0{,}15}{840 \times 0{,}27} = 0{,}00066 \approx 0{,}0007.$$

Уклон местности по трассе канала:

$I_k = \frac{291{,}25 - 289{,}3}{1280} = 0{,}0016$, то есть значительно больше допустимого на размыв.

Для уменьшения уклона необходимо устройство перепада для предотвращения размыва или применение одежды.

7. Далее определяют отношение $\beta = \frac{b}{h}$ для устойчивого канала по формуле: $\beta = 3Q^{0{,}25} - m = (3 \cdot 0{,}265^{0{,}25}) - 1 = 1{,}15$.

8. Площадь живого сечения канала

$$\omega = \frac{Q}{V} = \frac{0{,}265}{0{,}39} = 0{,}68\ \text{м}^2.$$

9. Наполнение канала:

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}} = \sqrt{\frac{0{,}68}{1{,}15 + 1}} = 0{,}565\ \text{м}.$$

10. $b = \beta h = 0{,}64$. Принимая $b = 0{,}60$ находят наполнение канала по формуле $\omega = h\ (b + mh)$; $0{,}68 = h\ (0{,}6 + mh)$.

$$h^2 + 0{,}6h - 0{,}68 = 0.$$

$$h = \frac{-0{,}6 + \sqrt{0{,}6^2 + 4 \times 0{,}68}}{2} = 0{,}57.$$

11. Проверка: $0{,}57\ (0{,}6 + 0{,}57) = 0.67\ \text{м}^2$.

12. На продольном профиле на вертикалях у мест расположения водовыпусков наносят отметки горизонтов воды в младшем канале, например, 290,55 на ПК 5 + 60 и 289,22 на ПК 12 + 80.

13. В соответствии с этими отметками по допустимому уклону проводят линию проектного горизонта воды, которая позволит установить местоположение и величину перепада на ПК 5 + 60.

14. Откладывая от отметок горизонта воды вниз величину наполнения канала, получают отметки проектного дна.

15. Строительство участкового распределителя запроектированного сечения проще всего выполнить канавокопателем, поэтому по его трассе предварительно планируют местность под неразмывающий уклон и устраивают подушку, в которой затем канавокопателем вырезают проектное сечение канала. Обычно верх подушки принимают на отметках нормального горизонта воды в канале.

Подсчет объемов работ в этих случаях заключается в определении объемов, потребных для возведения подушки.

При устройстве каналов в земляных руслах для уменьшения потерь воды из них на фильтрацию основание подушек на глубину не менее 0,5 м трамбуют грунтоуплотняющими машинами, а сама подушка возводится слоями с тщательным уплотнением в состоянии оптимальной влажности.

При применении одежд (для повышения к.п.д.) уклон канала может быть значительно увеличен по сравнению с каналом в земляном русле, а скорость при бетонных и асфальтобетонных облицовках допущена в пределах до 5—6 м/сек (для каналов с расходом до 10 м³/сек).

В рассматриваемом примере уклон канала на участке от ПК 5 + + 60 до ПК12 + 80 определится по отметкам горизонта воды:

$$I = \frac{90{,}55 - 89{,}22}{1280 - 560} = \frac{1{,}33}{720} = 0{,}00185.$$

Для каналов с небольшим расходом целесообразно вместо одежд применить железобетонные полуциркульные (или другой формы) лотки.

Для подбора диаметра полуциркульных лотков можно пользоваться графиком инж. Г. О Хорста, построенным на принципе использования расходной и скоростной характеристик

$$K = \frac{Q}{\sqrt{I}} \text{ и } S = \frac{V}{\sqrt{I}}.$$

Для расхода лотка $Q = 265$ л/сек и уклона $I = 0{,}00185$ расходная характеристика равна $K = \frac{0{,}265}{\sqrt{0{,}00185}} = \frac{0{,}265}{0{,}043} = 6{,}17.$

Такой расходной характеристике наиболее отвечает диаметр лотка $d = 0{,}80$ м с наполнением $h = 0{,}4$ м. Снося точку пересечения вертикали К = 6,2 с кривой К для $d = 0{,}80$ м (рис. V — 52) на кривую S для того же диаметра и перенеся затем точку пересечения этой линии с кривой S на шкалу S, читаем:

$S = 25$. Тогда скорость $V = 25\sqrt{I} = 25 \times 0{,}043 = 1{,}06$ м/сек.

Уклон на головном участке канала (рис. V — 64) — $\frac{91{,}25 - 90{,}50}{560} =$ $= 0{,}00135.$

$$K = \frac{0{,}265}{\sqrt{0{,}00135}} = \frac{0{,}265}{0{,}037} = 7{,}2.$$

Для этой расходной характеристики при $d = 0{,}80$ м наполнение $h = 0{,}43$ м. Это обстоятельство заставляет перейти к диаметру лотка $d = 1{,}0$ м. Для этого диаметра при уклоне $I = 0{,}00135$ будем иметь наполнение $h = 0{,}39$ м; для уклона $I = 0{,}00185$ наполнение будет 0,35 м соответственно скорости будут равны:

$$V_1 = 0{,}037 \times 25{,}8 = 0{,}965 \text{ м/сек.}$$
$$V_2 = 0{,}043 \times 24{,}3 = 1{,}05 \text{ м/сек.}$$

Где 25,8 и 24,3 — скоростные характеристики $S = \frac{V}{\sqrt{I}}$.

Если для очень малых уклонов местности окажется невыгодным применение полуциркульных лотков, то можно применять одежды канала из сборного железобетона или монолитного бетона. В этом случае уклон канала назначают после определения потребных горизонтов воды в младших каналах. Затем, исходя из необходимости проектировать каналы с минимальными объемами работ по устройству одежд, определяют отношение $\beta = \frac{b}{h}$ по формуле:

$$\beta = 2(\sqrt{1 + m^2} - m).$$

Имея расход канала, уклон и отношение β, пользуются линейкой для гидравлических расчетов инж. В. Ф. Пояркова и подбирают требуемое сечение канала. Для этого следует:

1. Установить волосок визирки на значение расхода на шкале.
2. Подвести под волосок значение принятого уклона канала.
3. Снести волосок визирки на значение принятого коэффициента шероховатости, которое для обычных бетонных или железобетонных одежд принимается равным $n = 0{,}014 \div 0{,}017$.
4. Подвести под волосок черту А.
5. Снести волосок на значение вычисленного β при принятом откосе канала, который для бетонируемых каналов следует принимать не круче 1,25 — 1,50.
6. Под шкалой Q на волоске по шкале β читается значение b.
7. По формуле $h = \frac{b}{\beta}$ определить наполнение канала.
8. По формуле $\omega = h\,(b + mh)$ вычислить площадь живого сечения канала.
9. По формуле $V = \frac{Q}{\omega}$ проверить величину скорости канала, и если она для бетонной одежды не превышает 3—5 м, то сохранить принятый уклон, в противном случае он уменьшается.
10. Полученное значение b округлить до ближайшего стандарта.
11. Из формулы $\omega = h\,(b + mh)$ определить новое значение h при принятом значении b' и неизменном значении ω. Формула для h приобретает вид: $h = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4m\omega}}{2m}$.

Без применения линейки инж. Пояркова порядок расчета следующий:

1. Уклон канала определяют по вышесказанному.
2. Устанавливают расходную характеристику.
3. Задаются значением ширины канала по дну. В данном случае это может быть значение в пределах 0,4—0,6 м, пусть $b = 0{,}5$ м.
4. При принятом значении b вычисляют значения ω, χ, R и C для различных h, группируя их в таблице (при $m = 1{,}5$)

h	$\omega = h\,(b + mh)$	$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$R = \frac{\omega}{\chi}$	$\sqrt{R}$	$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$	К
0,10	0,65	0,86	0,075	0,275	43,5	0,77
0,20	0,16	1,22	0,13	0,36	47,4	2,74
0,30	0,285	1,58	0,18	0,424	50,2	6,0
0,40	0,44	1,94	0,227	0,476	52,2	11,0

5. Строят кривую $K = f(H)$.

По кривой для $K = 6{,}2$ находят $h = 0{,}32$ (рис. V—65) и вычисляют $\beta = \frac{b}{h} = \frac{0{,}50}{0{,}32} = 1{,}56$, а по формуле $\beta = 2\sqrt{1 + m^2} - m = 0{,}60$, откуда видно, что ширину по дну можно с 0,50 уменьшить до 0,40 м. Далее следует вновь проделать вычисления для построения кривой K при новом значении b, по которой определится новое значение наполнения h.

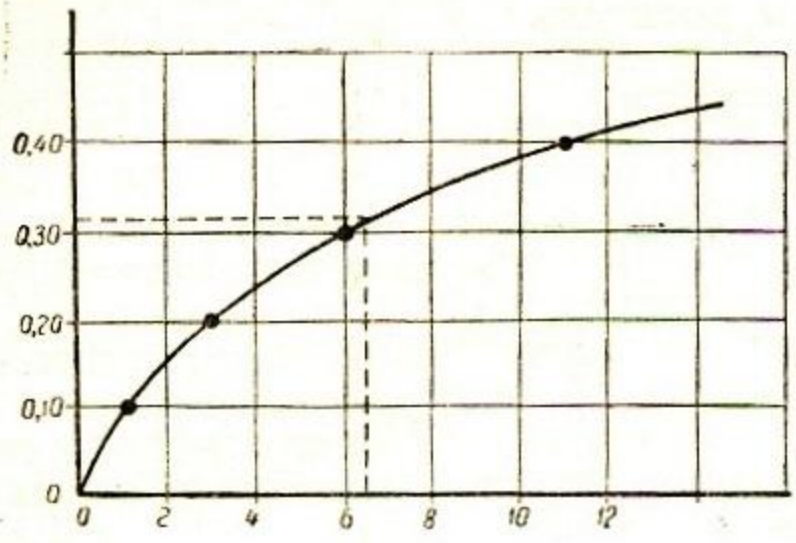


Рис. V—65.

Просадки по каналам

В лёссовых пылеватых грунтах первичная подача воды по каналам вызывает деформации русел, связанные с просадочностью грунтов.

Аварии каналов от деформаций в связи с просадочностью грунтов предупреждаются их замочкой во время строительства (строительная эксплуатация).

* * *

Для общего представления об объемах мелиоративных работ по объектам нового орошения, ориентировочных расчетов и примерных прикидок по определению стоимости оросительных систем, а также при выборе техники орошения по каналам в земляных руслах, одеждах и трубах рекомендуется пользоваться удельными показателями основных звеньев сети, сооружений и работ на 1 га орошаемой площади, составленными по ряду проектов нового орошения и приведенными в табл. V—45 и V—46.

§ 3. ВОДОСБОРНАЯ И СБРОСНАЯ СЕТЬ

Для предупреждения возможного ухудшения мелиоративного состояния орошаемых земель ирригационные системы оборудуют водосборной и сбросной сетью.

Водосборная сеть имеет назначением отвод излишних поверхностных вод.

Расположение водосборной сети в плане согласуется с рельефом местности и направлениями оросительных каналов.

Водосборные каналы чаще всего трассируют параллельно оросительным. Более крупные водосборы проводят по естественным понижениям рельефа.

Глубина водосборных каналов составляет 1,0—1,5 м от поверхности земли.

При одностороннем командовании оросительных каналов соответствующий водосбор проходит возле оросителя, расположенного ниже по рельефу, а при двустороннем — между ними.

Если необходимо строительство дренажа, то водосборные каналы должны трассироваться по возможным направлениям дренажных каналов и будут являться их первой очередью. Углубление водосборов до отметок каналов коллекторно-дренажной сети явится работой второй очереди. В этом случае функции водосборной и водоотводной сети совмещаются. Водосборные каналы впадают в водосборные коллекторы.

Таблица V—45

Удельные показатели основных звеньев сети, сооружений и работ на 1 га орошаемой площади (нетто) для разных естественноисторических условий

Район	Уклоны	Глубина грунтовых вод, м	Сеть										Лесонасаждения длина, пог. м	Сооружения			Планировка, м³
			постоянная оросительная		временная оросительная		сбросная и коллекторная-водосборная		дренажная		дорожная			шт.	объем		
			длина, пог. м	объем выемки плюс резерв, м³	длина, пог. м	объем подушки, м³	длина, пог. м	объем выемки, м³	длина, пог. м	объем выемки, м³	длина, пог. м	объем насыпи, м³			бетон, м³	железобетон, м³	
			Земляные русла каналов														
Вершина конуса выноса	0,03—0,04	5—10	16,0	23,2	195,0	—	—	—	—	—	22,0	—	37,0	0,1	—	0,062	—
То же (система Патар)	0,01—0,03	4,0—5,0	13,0	11,0	139,0	—	1,0	0,82	—	—	23,0	—	22,0	0,09	0,0014	0,072	—
Периферия конуса выноса (Сох-Исфаринский массив)	0,001—0,005	1—2	21,0	21,4	86,0	—	—	—	17,0	229,7	25,0	—	39,0	0,24	0,047	0,148	—
Предгорная равнина (южная часть Голодной степи)	0,002—0,005	1—3	24,5	54,9	112,0	89,0	12,2	107,0	28,2	180,0	22,0	103,0	27,2	—	0,04	—	380
Аллювиальная равнина (центральная часть Голодной степи)	0,0004—0,0006	10—15	22,0	97,8	143,0	121,4	11,5	81,4	—	—	24,5	143,0	26,0	—	0,23	—	103
То же	0,0002—0,0004	5—10	20,0	77,9	135,0	110,0	11,3	111,0	37,0	37,0	27,0	116,0	26,0	—	0,23	—	360
Волнистая равнина	0,001—0,005	3—10	23,0	23,9	99,0	—	5,0	1,5	—	—	23,0	—	36,0	0,27	0,06	0,14	—

Продолжение таблицы V—45

Район	Уклоны	Глубина грунтовых вод, м	Сеть: постоянная оросительная, длина, пог. м	Сеть: постоянная оросительная, объем выемки плюс резерв, м³	Сеть: временная оросительная, длина, пог. м	Сеть: временная оросительная, объем подушки, м³	Сеть: сбросная и коллекторная-водосборная, длина, пог. м	Сеть: сбросная и коллекторная-водосборная, объем выемки, м³	Сеть: дренажная, длина, пог. м	Сеть: дренажная, объем выемки, м³	Сеть: дорожная, длина, пог. м	Сеть: дорожная, объем насыпи, м³	Лесонасаждения, длина, пог. м	Сооружения, шт.	Сооружения, объем: бетон, м³	Сооружения, объем: железобетон, м³	Планировка, м³
Периферия конуса выноса (южная часть Голодной степи)	0,001—0,0008	10	27,5	153,7	82,5	82,5	11,1	527,1	—	—	25,8	—	39,2	—	0,068	—	370
То же	0,003—0,006	1—3	18,8	63,87	82,5	82,5	5,6	430,5	35,8	224,7	24,2	—	23,5	—	0,071	—	200
Дельта сухая (долина Мургаба)	0,001—0,005	1—3	21,0	48,3	88,0	—	—	—	15,0	174,1	26,0	—	33,0	0,25	0,03	0,142	—
Дельта приморская (канал Кыз-Кеткен из Аму-Дарьи в КК АССР)	0,001—0,005	1—2	26,0	71,6	69,0	—	—	—	16,0	191,5	31,0	—	30,0	0,2	0,03	0,157	—
Речная терраса (Дальверзинский массив в среднем течении Сыр-Дарьи)	0,001—0,005	2—3	23,0	36,4	100,0	—	—	—	13,0	121,0	26,0	—	32,0	0,23	0,035	0,117	—

Таблица V—16

Удельные показатели основных звеньев сети, объемов специальных работ и стоимости всех работ на 1 га орошаемой площади (нетто) по системам облицованных каналов и трубопроводов

(новое орошение в Голодной степи)

Трубы и облицовки	Уклон	Глубина грунтовых вод	Сеть																	
			постоянная оросительная		временная оросительная		сбросная и коллекторно-водосборная		дренажная		дорожная		Лесонасаждения длина, пог. м	Планировка, м³	объем специальных работ				Стоимость ирригационных работ, рублей
			длина, пог. м	объем выемки, м³	длина, пог. м	объем полушки, м³	длина, пог. м	объем выемки, м³	длина, пог. м	объем выемки, м³	длина, пог. м	объем насыпи, м³			бетона и железобетона, м³	трубы асбоцементные, пог. м	асфальтобетон, м²		
			Каналы в одеждах и трубы																	
Напорные трубопроводы	0,002—0,005	1—3	38,1	53,9	—	—	7,8	292,0	6,5	42,5	14,6	96,5	31,4	520,0	0,74	35,7	—		998,0	
Железобетонные лотки	0,002÷0,004	1—3	21,5	16,8	—	—	14,5	406,0	70,0	133,5	29,7	93,0	28,3	390,0	5,1	—	—		1562,0	
Асфальтобетон	0,0002÷0,0004	1—3	21,5	53,6	—	—	7,8	126,0	37,0	227,0	21,0	97,5	22,9	390,0	0,23	—	2,45		1105,0	

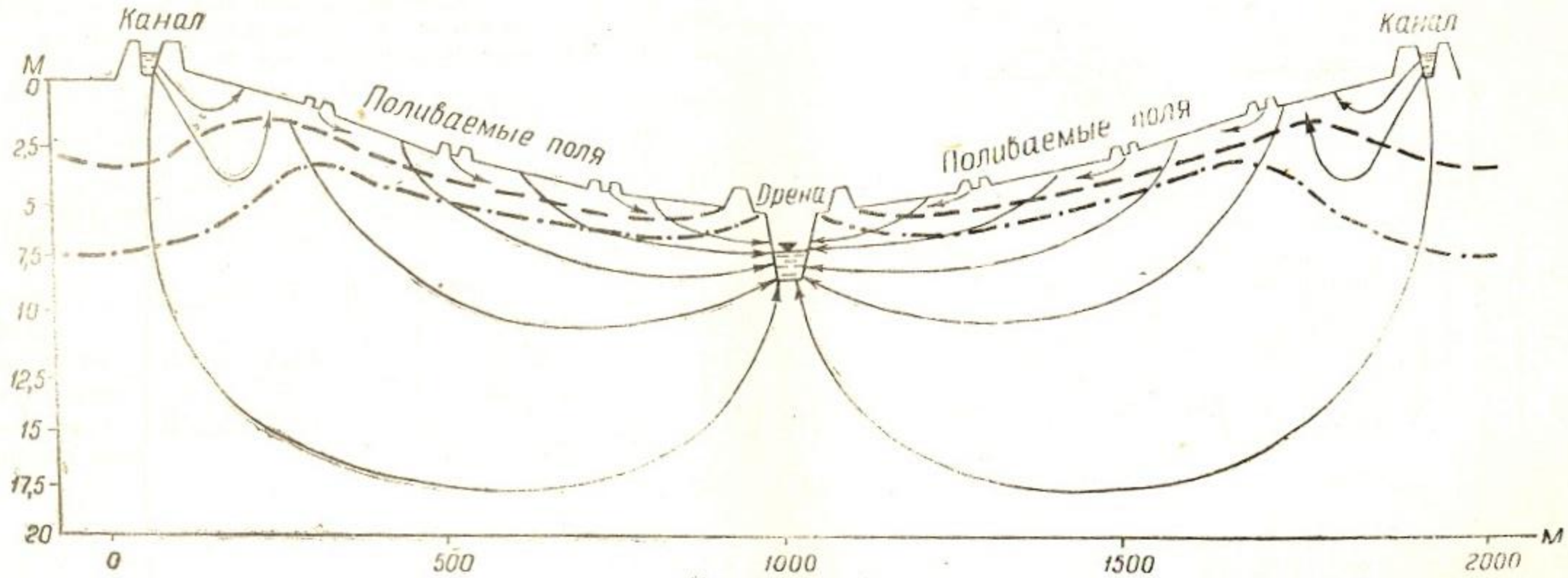
При изменении техники орошения в приведенные удельные показатели следует внести следующие коррективы:

1. При поливе по бороздам через передвижные трубопроводы исключаются временные оросители;
добавляются передвижные трубопроводы из расчета 11 пог. м на 1 га орошаемой площади;
добавляются тракторы с прицепом для перевозки трубопроводов из расчета 1 трактор на каждые 250 га орошаемой площади.

2. При поливе дождеванием машинами ДДА-100-М:
добавляются дождевальные агрегаты ДДА-100-М из расчета 1 агрегат на каждые 85 га орошаемой площади (включая и резервные аппараты).

3. При поливе дождевальными машинами 2ДМ-100 (ДМ-200) из закрытых трубопроводов нужно помнить, что машина обслуживает 200 га (с учетом резервных агрегатов), на каждый гектар орошаемой площади потребно 0,5 квт установленной мощности насосной станции и 38 пог. м асбоцементных труб.

4. При поливе среднеструйными дождевальными установками СДУ-10 при той же затрате энергии, что и с машиной ДМ-200, потребно на каждый орошаемый гектар 15 пог. м тонкостенных металлических труб, или на каждые 13 га — один шлейф длиной 200 м со среднеструйными насадками.



Условные обозначения

Линии тока воды

Граница опреснения почв и грунтовых вод

— — — 1-зона опреснения за 2-3 года

—·—·— 2-зона опреснения за 5-10 лет

Рис. V—66.

Водосборные каналы рассчитывают на нормальные расчетные расходы и высокие значения коэффициента шероховатости (учитывая зарастание сбросной сети). Расчетный расход и поперечное сечение водосборов увеличивают вниз по каналу в местах впадения боковых каналов. Короткие водосборы рассчитывают по концевому расходу и проектируют постоянным сечением.

Длинные водосборы имеют переменные сечения, их проектируют по отдельным расчетным участкам.

Схема расположения водосбора между двумя оросительными каналами с показом действия дрены на процесс опреснения засоленных почв и грунтовых вод под влиянием инфильтрации представлена на рис. V—66.

На каждой оросительной системе устраивают сбросную сеть, которая состоит из каналов (сбросов):

катастрофических и концевых, хозяйственных и промывных.

Катастрофическими сбросами должна быть оборудована каждая ирригационная система, каждый крупный водораспределительный узел на случай аварии где-либо на системе.

На крупных магистральных каналах катастрофические сбросы обязательно строят в конце их холостых частей, а также на концевых сооружениях рабочей части. По длине магистрального канала обычно рекомендуется устраивать катастрофические сбросы на водных узлах через каждые 15 — 20 км.

Совмещение катастрофических сбросов с коллекторами, отводящими дренажные воды, запрещается. Использование катастрофических сбросов для беспрерывного сбрасывания излишне подаваемой по магистральному каналу воды недопустимо, так как такой излишней воды (сверх заявок) в магистральном канале быть не должно.

Катастрофические сбросы трассируют по кратчайшим расстояниям в водоприемники.

Хозяйственные сбросы устраивают в концевых частях хозяйственных каналов и предназначаются для отвода излишних промывных или аварийных вод с территории хозяйства.

Глава 9

ИСТОЧНИКИ ВОДЫ ДЛЯ ОРОШЕНИЯ И ОБВОДНЕНИЯ

Источники воды для орошения и обводнения могут быть поверхностные водотоки (реки, ручьи) и водоемы (озера, искусственные водохранилища): подземные — родники, колодцы, кяризы; воды местного стока, собираемые в мелкие пруды, водоёмы или лиманы.

В каждом отдельном случае используют наличные и наиболее подходящие для водозабора, достаточные по количеству и пригодные по качеству воды источники.

Лучшим техническим решением употребления водного источника считают наиболее эффективное комплексное использование водных ресурсов в целях мелиорации, получения гидроэнергии, развития водного транспорта, рыбных промыслов и т. д.

Основными особенностями источника орошения, которые должны быть изучены, являются:

а) сезонный и многолетний режим источника (изменения расходов воды во времени);

б) суммарное количество воды или сток, который обеспечивает источник за определенные периоды (декаду, месяц, сезон, год);

в) плановые и высотные положения источника орошения и горизонтов воды в нем по отношению к площади командования;

г) качество воды источника (содержание в воде донных, взвешенных наносов и водорастворимых солей).

Указанные свойства источника выясняются при помощи специальных гидрологических и гидрометрических измерений и наблюдений. Техника проведения этих изысканий и наблюдений определяется специальными руководствами и инструкциями.

Отмеченные особенности источника орошения определяют основные характеристики оросительной системы:

а) возможные размеры орошаемой площади;

б) характер действия системы (самотечная, с машинным водоподъемом);

в) необходимость регулирования стока источника;

г) необходимость борьбы с наносами.

Конструкция водозаборных устройств (или головное питание системы) определяется характером источника орошения.

Основные типы водных источников и головного питания оросительных систем представлены в табл. V — 47.

Таблица V — 47

Источники орошения и сбросные	Положение горизонта воды в источнике по отношению к горизонту воды в магистральном канале	
	выше	ниже
	(всегда или периодически)	
Реки	Головной регулятор без плотины, постоянного или временного питания	1) Головной регулятор с водоподъемной плотиной 2) Механический подъем из реки или канала
Подземные воды	1) Самоизливающиеся скважины, подающие воду в резервуар или канал 2) Подземные галереи, подающие воду нижележащим землям	Механический подъем воды из колодца в резервуар или канал
Воды поверхностного стока, собираемые в запасные водоемы (местный сток)	1) Самотечная труба (или тоннель) в теле плотины 2) Водосливной канал, работающий в паводок	Механический подъем воды из водохранилища

При выборе водозабора из того или иного источника решают следующие главные вопросы:

о системе водозабора;

о месте отвода воды;

о типе плотины (для плотинного водозабора);

о составе водоприемных (водозаборных) устройств;

о компоновке водозаборного узла;

определяют основные размеры и отметки элементов сооружений с учетом возможных деформаций русла;

составляют инструкции по эксплуатации и необходимым наблюдениям.

Водными источниками большинства существующих оросительных систем являются реки.

При самотечном заборе воды из реки применяют следующие типы водозаборных устройств по табл. V — 48.

Таблица V—48

Тип водозаборного устройства	Конструктивные разновидности
I. Бесплотинный водозабор	Шпорный водозабор Береговой шлюз-регулятор Многоголовый водозабор
II. Плотинный водозабор	Горные плотинные водозаборные узлы: кавказский, горный решетчатый, шторный. Предгорные плотинные водозаборные узлы: с боковым отводом воды, с фронтальным забором воды, с созданием и использованием поперечной циркуляции потока (ферганский тип). Равнинные плотинные водозаборные узлы: с боковым отводом воды, с фронтальным забором воды, забор через многоканальные отстойники. Тоннельный забор из водохранилищ

Схемы типов и конструктивных разновидностей водозаборных устройств показаны на рис. V — 67 и V — 68.

В разделе „Гидротехнические сооружения" содержится их техническое описание.

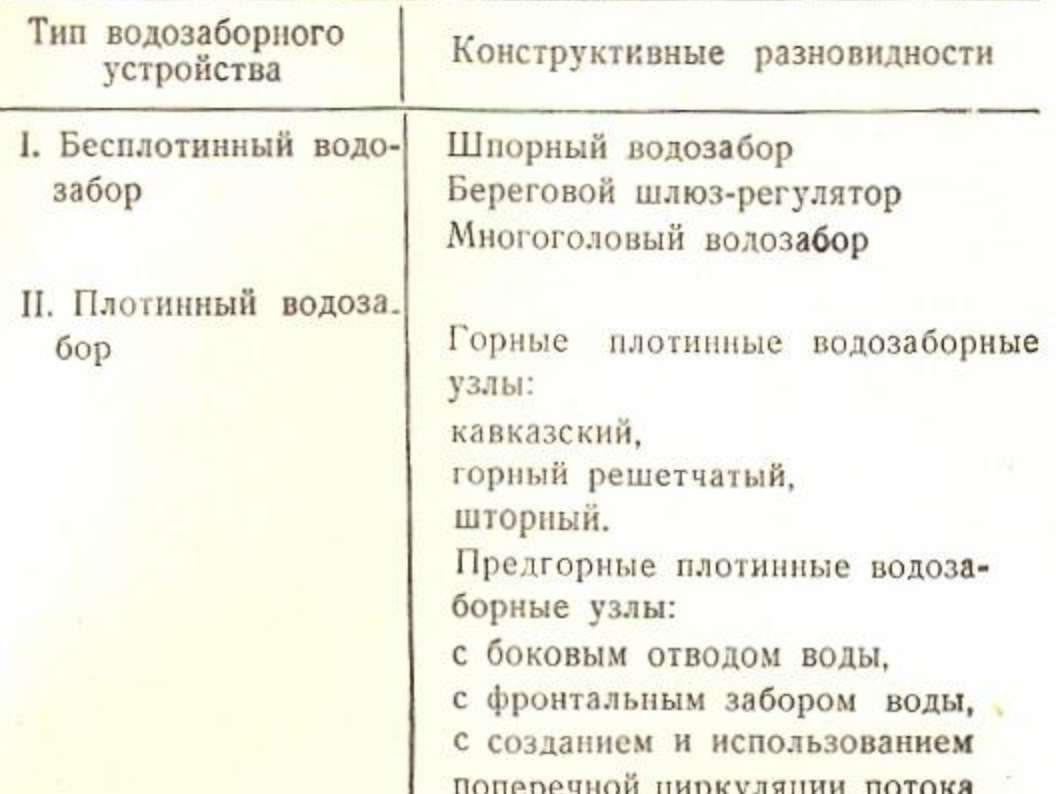


Рис. V—67. Схемы плотинного водозаборного сооружения с отстойниками и гидравлической промывкой:

а — без расширения канала; *б* — с расширением канала; *в* — с камерами на канале; *г* — с камерами расположенными под прямым углом к оси канала.

Забор воды из источника производится часто не только в целях орошения, но и для получения гидроэнергии. Классификация



Рис. V.68 Схемы бесплотинных водозаборных узлов с головным регулятором, расположенным у реки:

а — без отстойника; *б* — с отстойником и сбросным каналом; *в* — с отстойником, сбросным каналом и регулятором в конце отстойника; **г** — с многокамерным отстойником, сбросным каналом и регулятором в конце отстойника.

возникающих в связи с этим водоприемных устройств приведена в табл. V — 49.

Таблица V — 49

Тип водоприемника	Забираемый расход в $м^3/с$	Условия и область применения	Положительные качества	Недостатки
Водоприемник без промывных устройств	Практически требуемый	На озерах и крупных водохранилищах	Простота конструкции	Возможен нагон льда, полей торфа, плавающих бревен и т. п.
Водоприемник с промывным карманом	то же	Обеспеченность достаточными промывными расходами Допустимость отключения водозаборного устройства на промыв по условиям эксплуатации	то же	Недостаточная эффективность смыва наносов
Водоприемник с промывными галереями	то же	При любых условиях	Требует минимальных расходов для эффективного смыва осевших перед порогом крупных наносов	При перегрузке галереей работ по сбросу паводка происходит взмучивание крупных фракций наносов и проникновение их из водозаборного устройства

Тип водоприемника	Забираемый расход в м³/с	Условия и область применения	Положительные качества	Недостатки
Двухъярусный водоприемник	Практически требуемый	Наличие больших промывных расходов при малом напоре на плотине	Эффективность промыва. Использование галерей для сброса части паводка	Затруднена борьба с крупными плавающими телами. Трудность создания удовлетворительных условий подхода к водозаборному узлу. Сложность конструкций
Водоприемник с криволинейным подводящим каналом	до 5	Горные водотоки с большим уклоном дна (> 0,01)	Минимальный промывной расход (10% от водозабора)	Ограниченный расход, недостаточная изученность этого типа водоприемника
Горный решетчатый водозабор	5 — 10	Горные водотоки с большим уклоном дна (>0,002), особенно селеносные. Отсутствие большой изученности	Минимальные препятствия стоку воды и проходу наносов, экономичность	Эксплуатация. Затруднения с забивкой решетки крупными фракциями и обмерзание решеток. Малый расход
Раздельный водозабор через быки и устои	30 — 40	Отсутствие шуги или слабая интенсивность шугоходов, пролеты водосброса в пределах 10 — 12 м	Наилучшие условия поступления воды в водоприемные отверстия и меньшая зависимость от условий подхода по сравнению с другими типами водозабора. Легкость и простота гидравлической очистки решеток	Сложность конструкции. Ограниченность условий применения. Значительный напор на плотине

(Вопросы о компоновке водозаборных узлов и регулировании рек при водозаборе см. в разделе „Гидротехнические сооружения“).

Для наиболее полного использования водных ресурсов источника орошения (особенно рек) требуется согласование режима работы системы и режима источника (ледникового, снегового или смешанного питания). Расчетный режим источника устанавливают в зависимости от экономических и гидрологических условий орошения. Обеспеченность расчетного режима источника для орошения принимают в пределах 70 — 90% (в среднем 75% обеспеченность).

Определяют расчетные расходы и сток методом статистической обработки материалов наблюдений, полученных на гидрометрических постах. Согласование расчетного режима источника с режимом орошения обеспечивается следующими приемами:

уменьшением поливных норм,

удлинением поливного периода,

снижением процента культур, требующих поливов в критические периоды (подбор состава культур),

исключением поливов неведущих культур в критические периоды,

всемерное сокращение потерь воды и повышение к. п. д. системы.

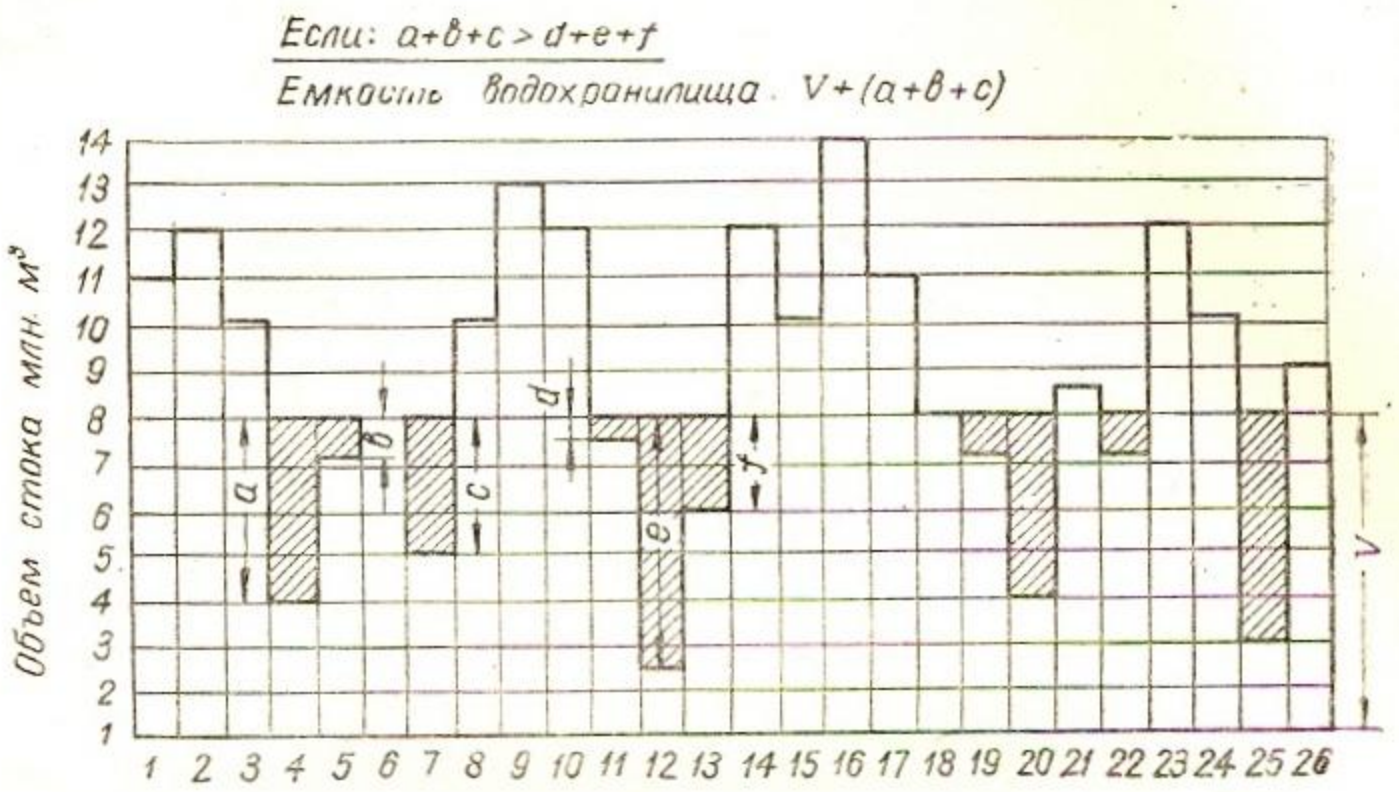


Рис. V—69. Диаграмма объема стока реки и емкости водохранилища по табличному методу расчета.

V — потребный годовой сток для наполнения водохранилища (полезная отдача водохранилища с учетом всех потерь) *a, б, c, ; e;* ... дефициты стока реки в отдельные годы.

Эти мероприятия направлены на сокращение водопотребления в критические периоды, но их использование в целях согласования ограничено требованиями хозяйственных задач и агробиологическими условиями.

Полное согласование режима источника с режимом водопотребления достигается регулированием стока источника путем устройства водохранилищ.

В ряде районов орошения большое значение для водообеспеченности систем имеет переброс воды из одного источника в другой (так называемое кольцевание источников с различным режимом и водообеспеченностью).

Водохранилища имеют характер сезонного и многолетнего регулирования.

Решение вопроса о нужной емкости и работе регулирующих водохранилищ производится: а) сопоставлением во времени (по отдельным периодам) объемов стока реки и водопотребления оросительной системы — табличный метод расчета; б) построением интегральных кривых стока.

Табличный метод расчета применяется при наличии длительного ряда фактических данных по стоку (15 — 25 лет). Это позволяет составить таблицу или диаграмму (рис. V — 69) сопоставления в разрезе

годовых периодов объемов стока реки и водопотребления (V) системы и определить размеры сезонного и многолетнего регулирования.

На рис. V — 69 дан пример подсчета емкости регулирующего водохранилища табличным методом, оформленным в виде линейной диаграммы. На рис. V — 70 показано решение о емкости и режиме работы регулирующего водохранилища по методу интегральных кривых стока и водопотребления.

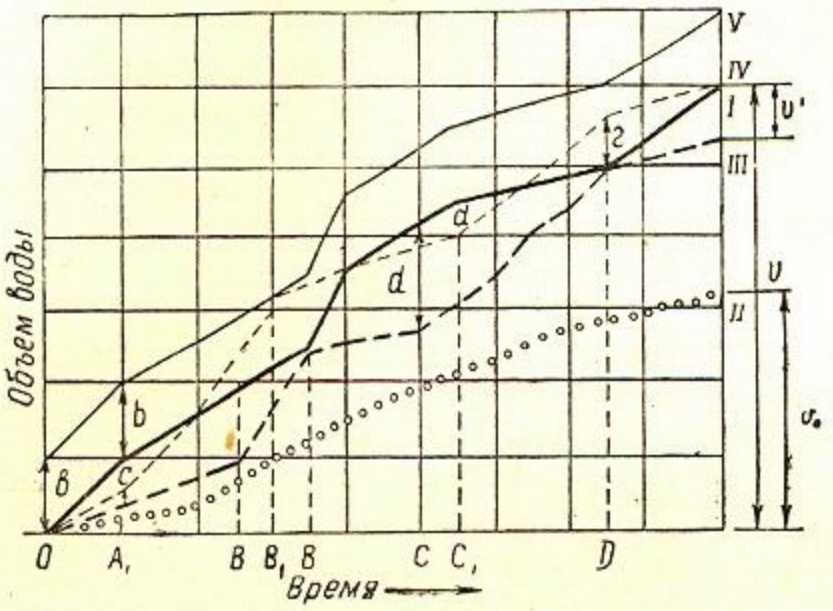


Рис. V—70. Расчет емкости водохранилища пометоду интегральных кривых.

———— I — Кривая суммарного стока реки.

°°°°°°° II — Интегральная кривая водопотребления, при котором водохранилище не требуется.

– – – III — Тоже, требуется водохранилище сезонного регулирования.

– – – – – IV — Тоже, требуется водохранилище многолетнего регулирования.

Кроме полезной емкости, определяют потери воды в водохранилище и оросительной системе. Потери воды в водохранилище слагаются из потерь на испарение и фильтрацию (через смоченную поверхность чаши, под основание плотины через тело водопроницаемой плотины). Испарение с водной поверхности определяется:

а) по расчетным формулам. Например, по формуле И. К. Тихомирова

$$E = 15\mu D(1 + 0{,}2V) \text{ мм/месяц}, \qquad (V-59)$$

где D — месячный дефицит влажности воздуха, мм; V — средняя месячная скорость ветра, м/сек; μ — коэффициент = 0,53 — 0,85;

б) по данным фактических наблюдений за величиной испарения с водной поверхности в районе проектируемого водохранилища. Фактически потери на испарение с поверхности водохранилищ в м/год составляют: по Мургабским 2,0 — 2,5, по Ершовскому (Саратовская область) 0,70 — 0,90, по Тингутинскому (Волгоградская область) 0,75—0,95.

Потери на фильтрацию через смоченную поверхность чаши можно подсчитать по формуле:

$$S_{ф.} = F_0 \cdot K_ф \cdot I_0 T. \qquad (V-66)$$

где T — период учета потерь, F_0 — средняя площадь зеркала воды в водохранилище за время T, $K_ф$ — коэффициент фильтрации грунтов чаши водохранилища, I_0 — средневзвешенный гидравлический градиент фильтрационного потока.

Потери через плотину и под основанием плотины определяются с помощью гидравлических или гидромеханических решений для принятых расчетных схем. Общие потери на испарение и фильтрацию составляют за год 1,0 — 2,5 м — 5÷20% объема водохранилища.

Полная емкость регулирующего водохранилища равна

$$W_0 = W_p + W_{пот} + W_{м.о.} \qquad (V-60)$$

где W_p — рабочая (полезная) емкость, $W_{пот}$ — объем потерь воды, $W_{м.о.}$ — мертвый объем.

Мертвый объем — это часть полной емкости ниже отметки водоспускных устройств, которая в первые годы работы водохранилища является отстойником. В тот период, когда происходит постепенное заиление емкости мертвого объема, обеспечивается сохранение полезного регулирующего действия водохранилища.

Заиление мертвого объема водохранилища $W_{м.о.}$ происходит за N лет. По А. Н. Костякову:

$$N \approx \frac{\alpha \cdot W_{м.о.} 1000}{0,7\rho \cdot S}; \qquad (V-68)$$

где $W_{м.о.}$ — мертвый объем водохранилища, м³;

S — годовой сток, проходящий через водохранилище, м³;

ρ — мутность воды, поступающей в водохранилище, кг/м³;

α — поправочный коэффициент, учитывающий неполное осаждение наносов — 0,8 — 0,9.

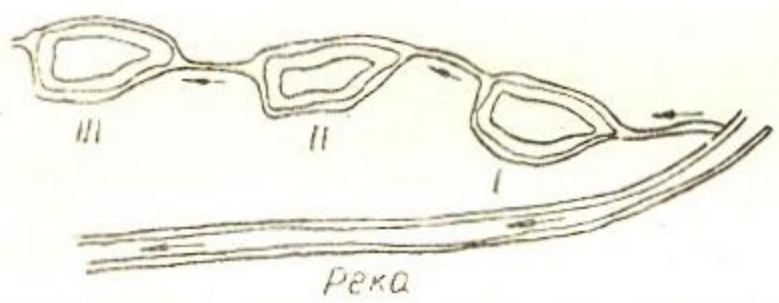


Рис. V—71. Водохранилище с промежуточными осадочными бассейнами:
I и *II* — осадочные бассейны, *III* — основное водохранилище.

Основные меры борьбы с заилением водохранилища:

связь водохранилища с рекой через промежуточные осадочные бассейны (рис. V — 71), играющие роль отстойников;

облесение и одерновка водосборного бассейна и сокращение тем самым почвенной эрозии;

гидравлическая промывка чаши водохранилища;

механическое удаление наносов из чаши водохранилища.

Глава 10

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОД ПОВЕРХНОСТНОГО МЕСТНОГО СТОКА НА ОРОШЕНИЕ

Использование вод поверхностного местного стока на орошение производится путем устройства искусственных прудов-водоемов (малых водохранилищ) и лиманного орошения.

Пруды-водоемы. Проектирование водохранилищ (прудов) на местном стоке выполняется на основе водохозяйственных расчетов — по установлению: полезного объема воды, потребление которого из проектируемого водохранилища обеспечено на p%; потерь воды на испарение и фильтрацию; необходимой емкости водохранилища; мак-

симального притока воды в водохранилище в периоды паводков и условий сброса лишних вод; условий забора воды на орошение; условий заиления водохранилища и мер борьбы с заилением.

Для установления количества воды, которое может быть собрано в водохранилище, необходимо определить: размеры водосборной площади (планиметрированием по карте); объем поверхностного стока, поступающего в водохранилище в разные годы.

Основной расчетной величиной при этом является модуль поверхностного стока — $q_{п.с.}$, определение которого производится одним из следующих методов:

а) непосредственными гидрометрическими наблюдениями стока по изучаемому водосбору;

б) на основании корреляционной зависимости между осадками и стоком.

Пример такой корреляционной связи дает табл. V — 50.

Таблица V—50

Количество зимних осадков, мм	20	40	60	85	105	130	150	170
Коэффициент стока . .	0,1	0,3	0,4	0,5	0,55	0,60	0,64	0,67

в) по картам изолиний среднего многолетнего модуля стока (такие карты имеются для всей территории СССР — составлены Б. Зайковым и В. Троицким).

Если: S_p — сток с единицы площади (м³/га), имеющей P-процентную обеспеченность; ω — площадь водосбора, га, η_b к. п. д. водохранилища; $M_{бр}$ — оросительная норма „брутто", м³/га, то размеры орошаемой площади определятся по формуле:

$$\Omega = \frac{\omega S_p \cdot \eta_b}{M_{бр}}. \qquad (V - 61)$$

Основными районами на территории СССР, где использование вод местного стока с зарегулированием в водохранилища имеет практическое значение, являются: центральные черноземные области РСФСР, среднее и нижнее Поволжье, Западный Казахстан. Эти районы отличаются резкой амплитудой колебания размеров стока в многолетнем разрезе. Годовой сток изменяется в пределах от 5 до 300% среднемноголетнего. Крайне велика неравномерность стока в течение года: так, например, для районов Заволжья более 90% годового стока проходит весной (апрель-май). Регулирование стока в этих условиях должно носить многолетний характер.

Пример расчета мелких водоемов.

Исходные данные:

план чаши проектируемого пруда-водоема (масштаб 1:10000—1:5000);

сечение горизонталей $\Delta h = 1{,}0 - 0{,}5$ *м*;

размеры площади водосбора, отнесенные к створу проектируемой плотины: $\Omega = 600$ км²;

средний уклон по оси лощины $i = 0{,}005$;

среднемноголетний модуль стока (норма стока) $q = 2{,}75$ л/сек. с 1 км²;

климатический параметр $a = 0{,}6$ (для формулы Соколовского);

коэффициент асимметрии $C_s = 1{,}5C_v$;

распределение стока (в %) для среднего по водоносности года:

Осень	Зима	Весна	Лето
X—XI	XII—III	IV—V	VI—IX
1	2	96	1

размеры потерь воды из водохранилища за год: на испарение — 400 мм; на фильтрацию — 700 мм;

расчетная обеспеченность стока $p = 80\%$:

оросительная норма для средне-сухого года:

$$M_{\text{нетто}} = 2230 \text{ м}^3/\text{га};$$

к. п. д. оросительной сист мы, подвешенной к водохранилищу, $\eta_{ib} = 0{,}50$;

площадь возможного орошения $F = 8000$ га;

почвы орошаемого массива—средние суглинки;

данные непосредственных гидрометрических наблюдений за стоком в течение ряда лет отсутствуют.

Порядок расчета:

1. Определение размеров многолетней емкости водохранилища.

Среднемноголетний сток с площади водосбора равен:

$$S_0 = \frac{365 \cdot 86400}{1000} \Omega \cdot q = 52 \cdot 10^6 \text{м}^3.$$

В связи с отсутствием данных о стоке за ряд лет коэффициент вариации определяем по формуле Д. А. Соколовского

$$C_v = a - 0{,}063(\lg 600 + 1) = 0{,}43$$

$$C_s = 1{,}5\, C_v = 0{,}645.$$

Расчетный расход воды из водохранилища на полезное потребление и потери при коэффициенте зарегулирования стока α составит:

$$W = \alpha S_0. \qquad \text{(V—62)}$$

В условиях маловодного года дефицит объема будет равным:

$$Z_0 = S_0(\alpha - K_p),$$

где K_p —модульный коэффициент, отвечающий p-процентной обеспеченности.

В условиях периода маловодных лет (n лет) дефицит объема к концу маловодного периода:

$$Z_n = nS_0(\alpha - K_n), \qquad \text{(V—63)}$$

где K_n — модульный коэффициент, отвечающий p-процентной обеспеченности для п риода в n лет.

При этом:

$$C_v^n = \frac{C_v}{\sqrt{n}}; \quad C_s^n = \frac{C_s}{\sqrt{n}}; \qquad K_n = 1 + \Phi C_v^n. \qquad \text{(V—64)}$$

Величина Φ определяется по таблице Фостера-Рыбкина в зависимости от C_s^n и принятого процента обеспеченности.

Для рассматриваемого примера:

$$p = 80\%; \; C_v = 0{,}43; \; C_s = 0{,}645.$$

Подсчеты Z для различных α сведены в таблицу V — 51.

Таблица V—51

n	$\sqrt{n}$	C_v^n	C_s^n	K_n	$Z=(\alpha-K_n)n$ при α равной					
					0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95
1	1,00	0,43	0,64	0,67	—	—	0,07	0,17	0,27	0,32
2	1,41	0,31	0,45	0,74	—	—	—	0,12	0,32	0,42
3	1,73	0,25	0,37	0,79	—	—	—	0,03	0,33	0,48
4	2,00	0,21	0,30	0,82	—	—	—	—	0,32	0,52
5	2,24	0,19	0,29	0,84	—	—	—	—	0,30	0,55
6	2,45	0,17	0,26	0,86	—	—	—	—	0,24	0,54
7	2,65	0,16	0,24	0,86	—	—	—	—	0,28	0,63
8	2,83	0,15	0,23	0,87	—	—	—	—	0,24	0,64
9	3,00	0,14	0,21	0,88	—	—	—	—	0,18	0,63
10	3,16	0,14	0,20	0,88	—	—	—	—	0,20	0,70
11	3,32	0,13	0,19	0,89	—	—	—	—	—	0,66

2. Сезонная емкость водохранилища.

Необходимая для выравнивания сезонных колебаний стока емкость определяется по формуле:

$$W_c = \alpha S_0 \beta'. \qquad (V-65)$$

Для рассматриваемого примера почти весь годовой сток проходит в период апрель-май, следовательно, $\beta' = 0{,}96$, или с запасом $\beta' = 1{,}0$.

При различных коэффициентах зарегулирования стока значения сезонной емкости водохранилища в долях от среднемноголетнего стока показаны в табл. V — 52.

Таблица V 52

Коэффициент α	$Z_{сез} = 0{,}96\alpha$	Коэффициент α	$Z_{сез} = 0{,}96\alpha$
0,5	0,48	0,8	0,77
0,6	0,58	0,9	0,86
0,7	0,67	0,95	0,91

3. Определение потребной емкости мертвого объема.

Емкость мертвого объема определяется из условия заиления этой части водохранилища за срок амортизации.

Количество наносов, поступающих в водохранилище за период его службы, определяется по формуле Б. В. Полякова

$$W_{м.о.} = \mu\, Iq \cdot \Omega\left(\frac{1}{\gamma_1} + \frac{5}{\gamma_2}\right) T \cdot 31{,}5 \cdot 10^6 \text{ м}^3, \qquad (V-66)$$

где $W_{м.о.}$ — емкость мертвого объема,

μ — коэффициент, учитывающий склонность грунтов к эрозии. Для слабо размываемых грунтов $\mu = 0{,}8$.

$\gamma_1 = 0{,}8$ т/м³ — объемный вес взвешенных наносов,

$\gamma_2 = 1{,}5$ „ — объемный вес донных наносов,

$$W_{м.о.} = 0{,}8 \cdot 0{,}005 \cdot 0{,}00275 \cdot 600 \cdot 60 \cdot 31{,}5 \cdot 10^6\left(\frac{1}{0{,}8} + \frac{0{,}1}{1{,}5}\right) = 2 \cdot 10^6 \text{ м}^3.$$

4. Топографические характеристики водохранилища.

Топографическими характеристиками водохранилища называют зависимости

$$W = f_1(H); \quad F = f_2(H), \qquad (V-67)$$

где H—глубина наполнения водохранилища.

Данные для построения таких зависимостей получаются в результате планиметрирования чаши водохранилища, отвечающей определенной отметке. Подсчеты сводятся в табл. V — 53.

Таблица V — 53

Отметка горизонталей	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
Площадь, га	46	56	100	133	143	254	326	408	496	587	710	852	1000
Расстояние между горизонталями, м	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
Средняя площадь, га	41	78	119	165	223	290	367	452	541	648	781	926	
Объем между горизонталями, 10^4 м³	41	78	119	165	223	290	367	452	541	648	781	926	
Суммарный объем, 10^6 м³	0,41	1,19	2,38	4,03	6,26	9,16	12,83	17,35	22,76	29,24	37,05	46,31	

5. Оросительная способность водохранилища при различных коэффициентах зарегулирования α

$$M_{бр} = \frac{M_н}{\eta} = \frac{2230}{0,5} = 4460 \text{ м}^3/\text{га}.$$

Расчеты сводятся в табл. V — 54.

Согласно заданию на проектирование площадь пригодных к орошению земель составляет 8000 га, которой соответствует рациональный коэффициент зарегулирования стока $\alpha = 0,8$ (возможная площадь орошения при заданном проценте обеспеченности составит 7800 га).

Предположим, что при $\alpha = 0,8$ регулируемый объем $51,9 \cdot 10^6$ м³ превышает физический объем чаши водохранилища. Тогда следует принять коэффициент α, для которого значение регулируемого объема не больше физического объема чаши водохранилища, например, $\alpha = 0,7$.

6. Расчетные элементы водохранилища при $\alpha = 0,7$ (табл. V — 54)

Таблица V — 54

Коэффициент зарегулированного стока α	Объем сезонного регулирования	Объем многолетнего регулирования 10^6 м³	Рабочая емкость, 10^6 м³	Мертвый объем, 10^6 м³	Полный объем, 10^6 м³	Средний объем, 10^6 м³	Средняя площадь зеркала, га	Объем потерь, 10^6 м³	Полезная отдача, 10^6 м³	Оросительная норма брутто, м³/га	Орошаемая площадь, га
0,5	26	—	26	2	28	15	300	3,3	22,7	4460	5100
0,6	31	—	31	2	33	17,5	325	3,6	27,4	»	6550
0,7	36	3,6	39,6	2	41,6	21,8	430	4,6	31,4	»	7000
0,8	41	8,9	49,9	2	51,9	26,9	520	6,7	35,3	»	7800
0,9	47	17	64	2	66	34	690	7,6	39,4	»	8800
0,95	49	36	85	2	87	44,5	895	9,9	39,1	»	8800

Полная отдача (объем сезонного регулирования) $36 \cdot 10^6$ м^3
Полезная отдача $31{,}4 \cdot 10^6$ м^3
Полная емкость $41{,}6 \cdot 10^6$ м^3

Высота плотины $H_{стр} = a + h + h_b + \Delta h + (0{,}05 \div 0{,}1)\ H$.
Если согласно плану $L = 14$ км, то h_b — высота волны $= 0{,}7 + 0{,}1L = 2{,}1$м; запас на набег волны $\Delta h = 0{,}9$ м; запас на осадку плотины $0{,}05H = 0{,}8$ м; тогда $H_{стр} = 2{,}9 + 9{,}1 + 2{,}1 + 0{,}9 + 0{,}05 \cdot 15{,}9 = 15{,}8$ м;
высота плотины перед трубой $15{,}0 - 2{,}9 = 12{,}1$ м.
Орошаемая площадь = 7000 га.

Лиманное орошение. Оно состоит в использовании вод местного стока в однократной весенней влагозарядке орошаемой площади путем задержания талых вод, стекающих по уклону поверхности. Лиманом называется огражденная дамбами обвалования территория, в пределах которой создается слой затопления некоторой глубины. Этот вид орошения имеет большое народнохозяйственное значение во многих районах нашей страны и особенно широко при-

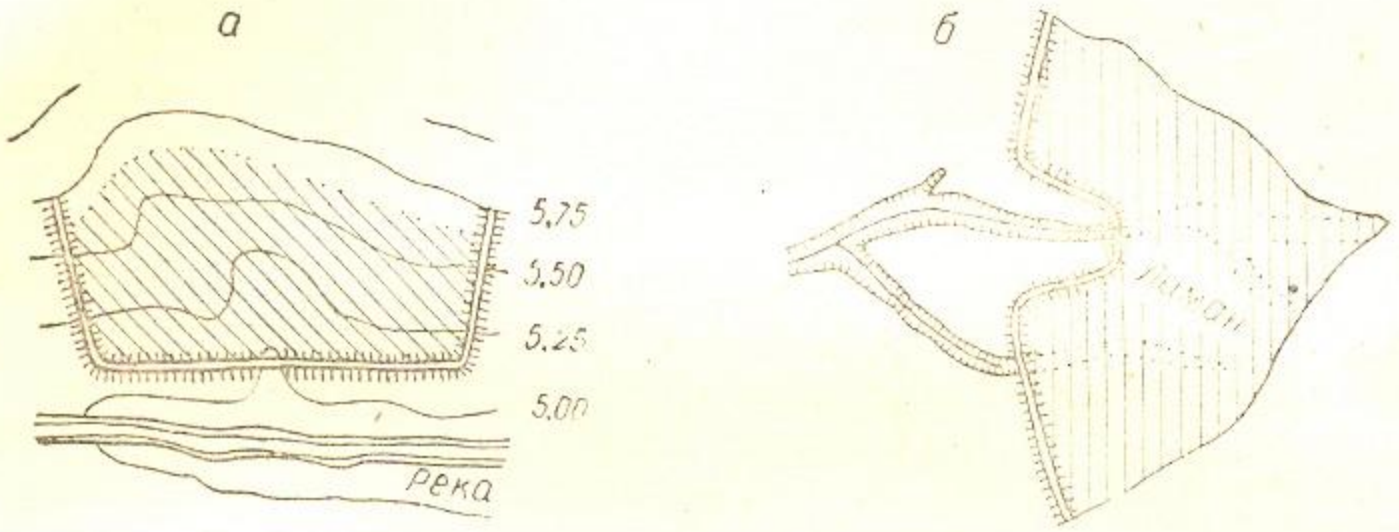


Рис. V—72.
Лиманы: *а* — продольный, *б* — поперечный.

меняется в Казахстане, Западной Сибири, Южном Поволжье. Его применение резко повышает урожайность сенокосов, пастбищ и посевов зерновых культур в указанных районах.

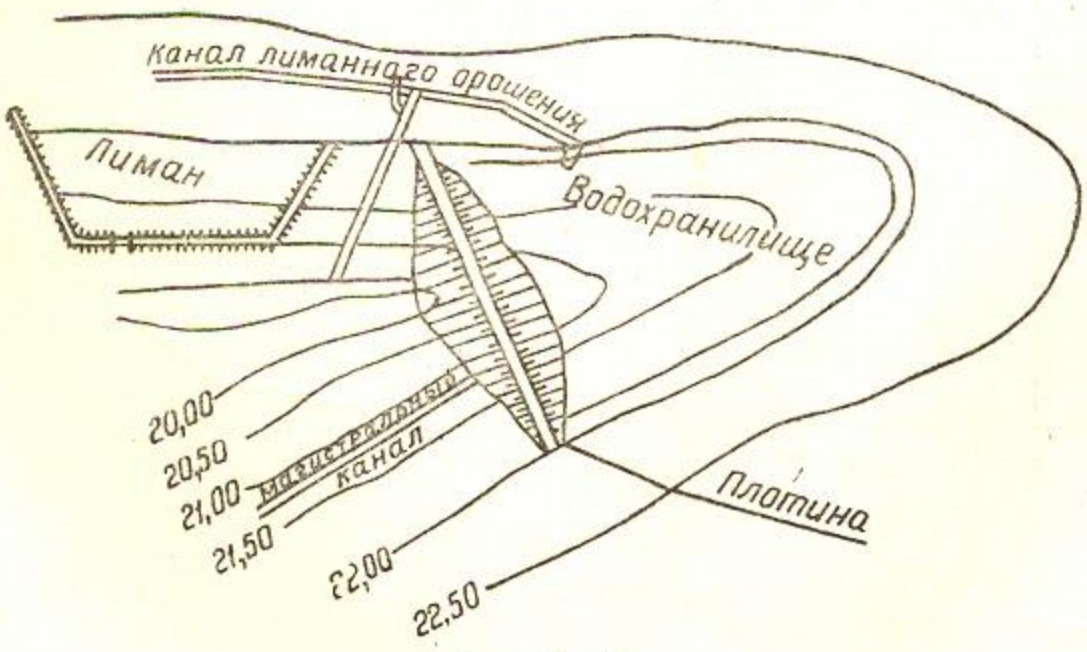


Рис. V—73.
Лиман, питаемый из водохранилища.

По условиям получения воды для затопления площади лимана различают

лиманы непосредственного наполнения (из реки, водохранилища);

лиманы наполнения сбросными водами (из оврагов талой снеговой, селевой, дождевой водой);

пойменные лиманы.

продольные;

поперечные;

комбинированные (часть площади имеет поперечные дамбы, а другая часть — продольные)

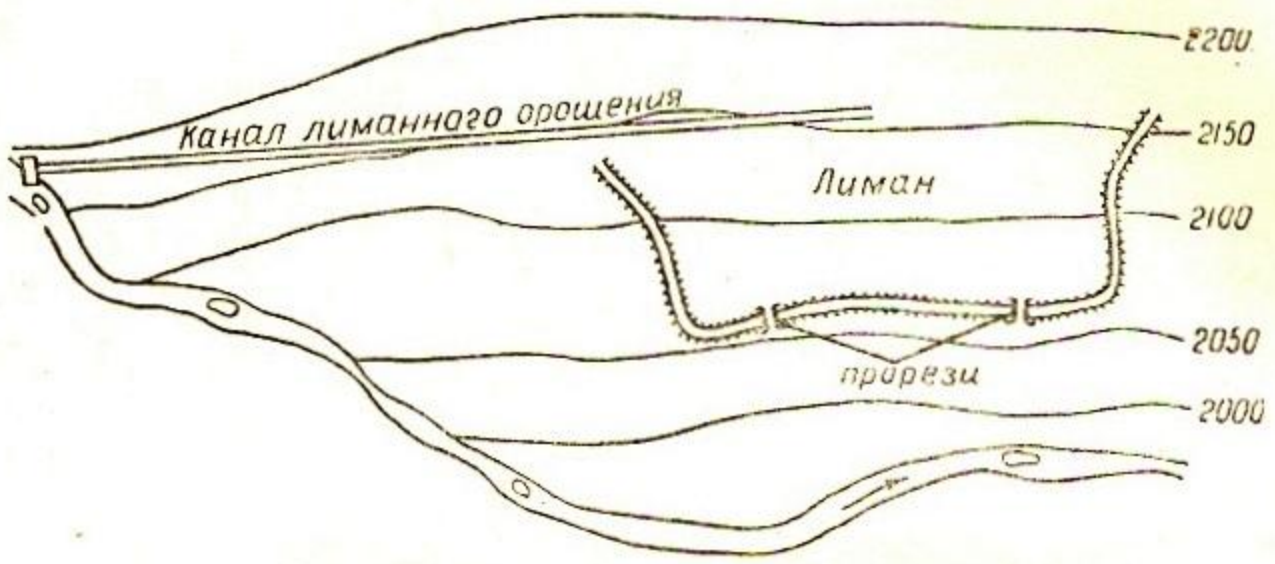


Рис. V—74. Пойменный лиман.

На рис. V—72—74 изображены названные типы лиманов.

Каждый из них может быть выполнен в виде простых и ярусных лиманов. Простой лиман — площадь, огражденная одним рядом дамб. Ярусный лиман — площадь, огражденная несколькими рядами дамб (рис. V—75).

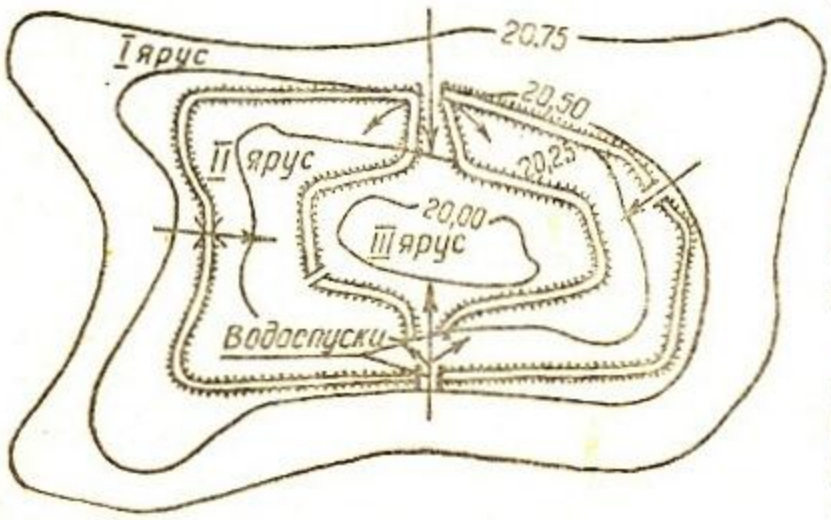


Рис. V—75. Ярусные лиманы в котловине.

Лиманное орошение применяется на средних и малых уклонах. Наиболее подходящими для устройства лиманов считаются уклоны 0,001—0,002.

Лиманы глубокого затопления имеют слой воды 0,6—0,8 м, мелкого затопления — 0,2—0,3 м. Ширина отдельных ярусов составляет от 200 до 1500 м.

Основные расчетные элементы лиманного орошения

Норма лиманного орошения определяется из расчета увлажнения до предельной влагоемкости слоя почвы (0,6 – 1,2 м)

$$M = 100\,(\beta_{пр} - \beta_н)\,HA,\ м^3/га \qquad (V—68)$$

$$M_у = 0{,}01\,(\beta_{пр} - \beta_н)\,HA,\ м\ (в\ слое\ воды), \qquad (V-69)$$

где $\beta_{пр}$ — предельная влагоемкость, % объема; $\beta_н$ — начальная влагоемкость, % объема; A — скважность почвы; H — мощность увлажняемого слоя в метрах.

Средняя глубина затопления лимана $h_{сд} = M_0$.

Длина лимана (по уклону) определяется по формуле:

$$h_{ср} = \frac{l}{2} + \frac{\alpha}{100} \cdot \Delta h_{ср}, \qquad (V-70)$$

где l — длина лимана (по уклону), м; I — средний уклон поверхности земли; Δh — средняя глубина понижений лимана против его нормальной поверхности, м; α — % таких понижений на всей площади лимана.

Продолжительность стояния воды в лимане (после его наполнения) определяется сельскохозяйственным использованием площади лимана (в сутках) на полях культур:

весеннего сева	6—10;
озимого сева	2— 3;
злака бобовых	5— 7;
травосмесей на естественных лугах	10—15.

По принятым норме, глубине и продолжительности затопления рассчитывают площадь и водный баланс лимана.

Один гектар лимана обеспечивается стоком с 6—30 га водосборной площади, что видно из табл. V—55 для Заволжья.

Таблица V—55

Уклон бассейна	Количество зимних осадков, мм		
	50	90	120
0,004 - 0,008	30	20	12
0,012—0,015	15	12	6

Для районов Западной Сибири при расчетах на весенний сток 50% обеспеченности и норме лиманного орошения 3000 м³/га размеры среднего весеннего стока и водосборной площади, необходимой для устройства 1 га лиманного орошения, приводятся в табл. V—56.

Площадь отдельных лиманов составляет от нескольких гектаров до тысячи и более гектаров. Дамбы и водоспускные устройства в системах

Таблица V—56

Геоморфологический район	Пойменные и глубоководные лиманы		Мелководные лиманы	
	весенний сток 50% обеспеченности, мм	потребная площадь водосбора на 1 га орошаемой площади, га	весенний сток 50% обеспеченности, мм	потребная площадь водосбора на 1 га орошаемой площади, га
Приобское плато (Алтайский край)	16—19	19—16	24—28	13—10
Северная Кулунда (Новосибирская область)	12—17	25—18	18—26	17—12
Павлодарское плато (Павлодарская область КазССР)	—	—	16—22	19—14

лиманного орошения представляют собой простые конструкции, выполняются преимущественно из местных материалов (рис. V—76 и 77).

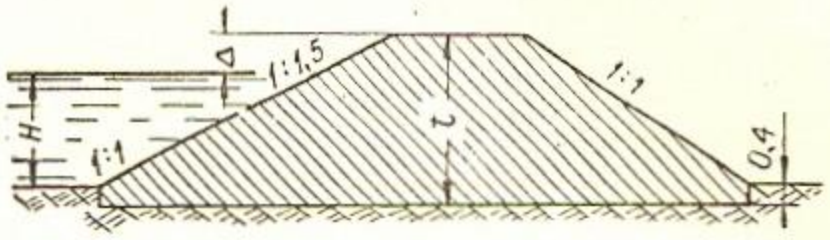


Рис. V—76. Поперечное сечение дамбы лимана.

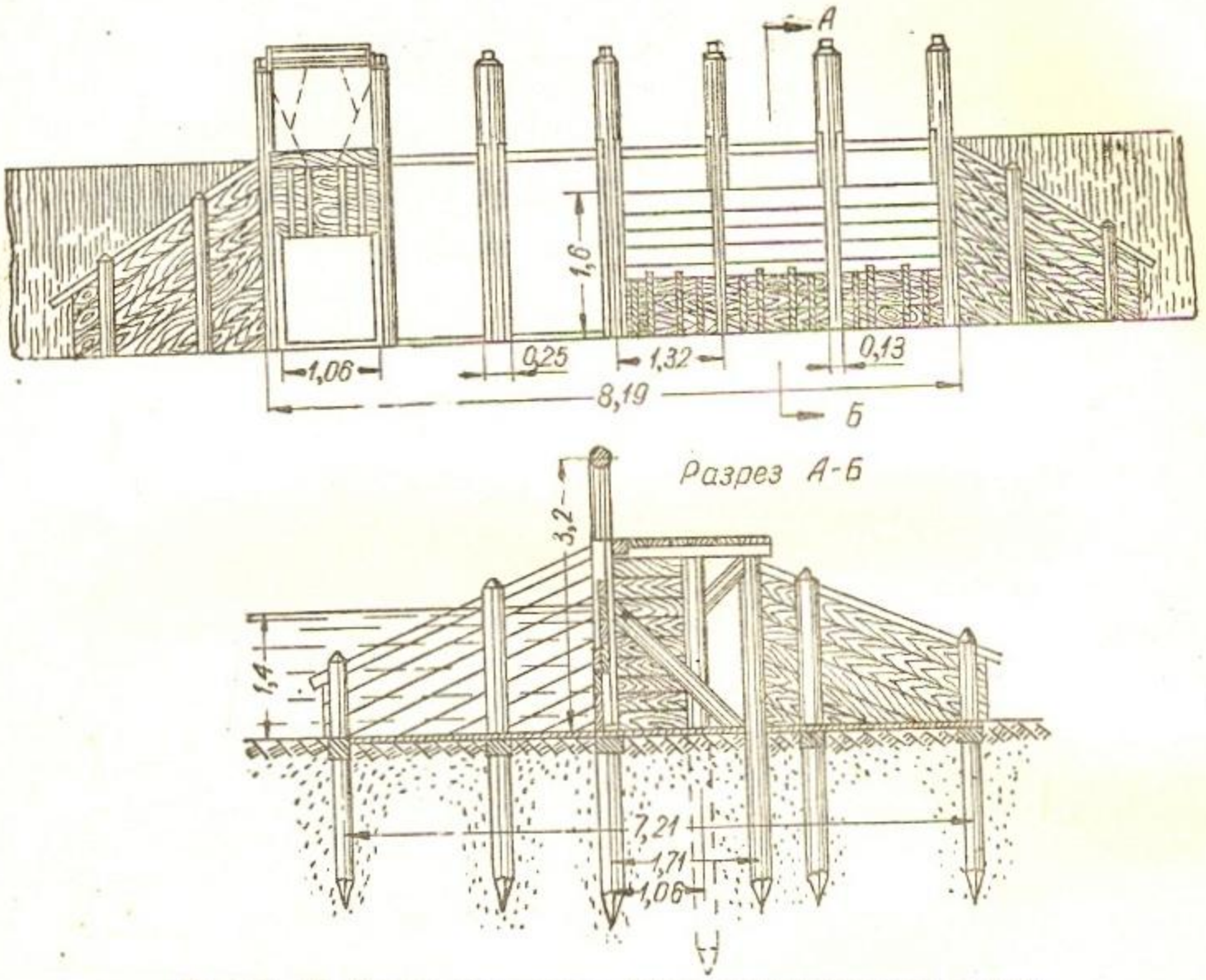


Рис. V—77. Схема деревянного шлюза-водовыпуска из лимана.

Глава 11

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД ДЛЯ ОРОШЕНИЯ

Подземные воды для орошения используются путем каптажа ключей (родников); шахтных или артезианских колодцев; водосборных галерей и кяризов.

Каптаж ключей или родников применяется для орошения склонов, расположенных ниже мест выхода ключей на дневную поверхность. Ключевые и родниковые воды отличаются сравнительно малым дебитом.

Колодцы

Диаметр шахтных колодцев достигает 1,0—2,0 м, буровых—0,30—0,70 м.

По условиям работы различают два основных типа колодцев: несовершенные и совершенные (рис. V—78).

Совершенный колодец доходит своим дном до водоупорного горизонта (пласта). Приток воды в него происходит через боковую поверхность фильтра.

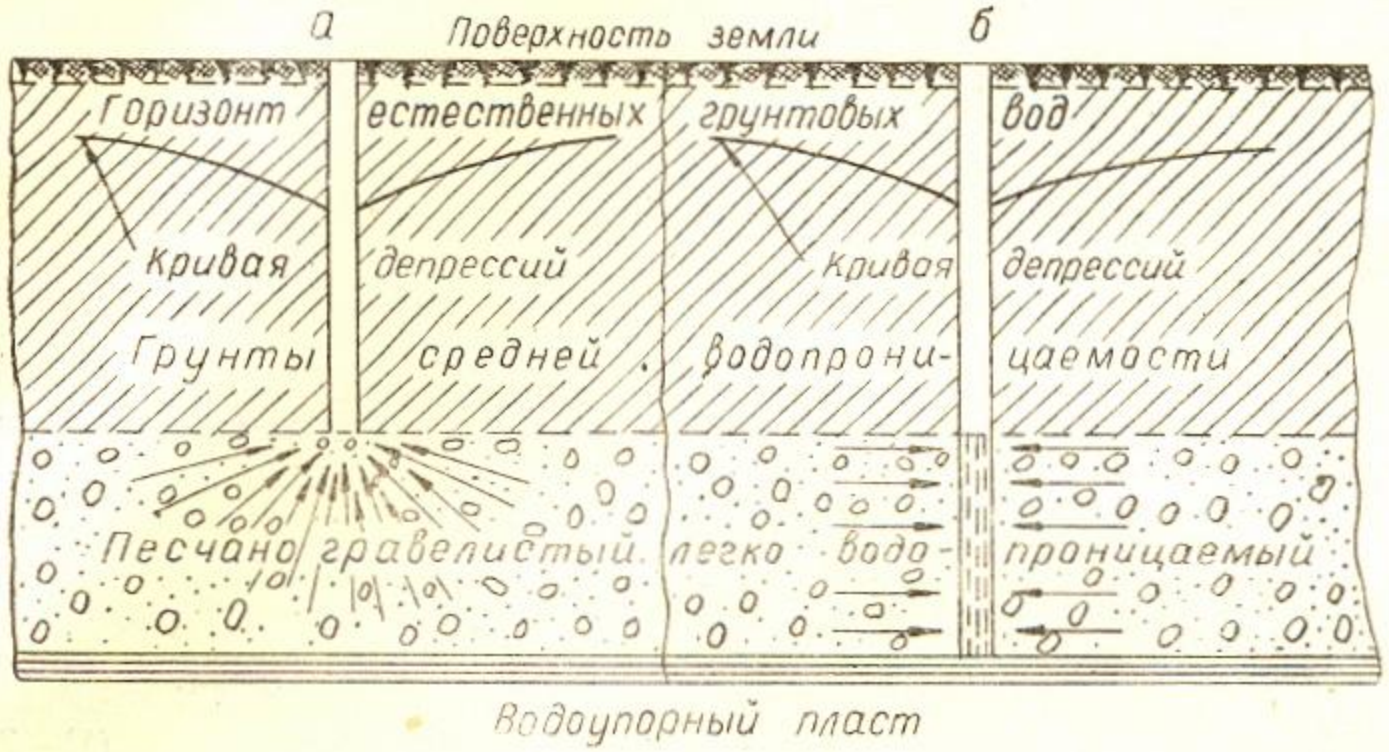
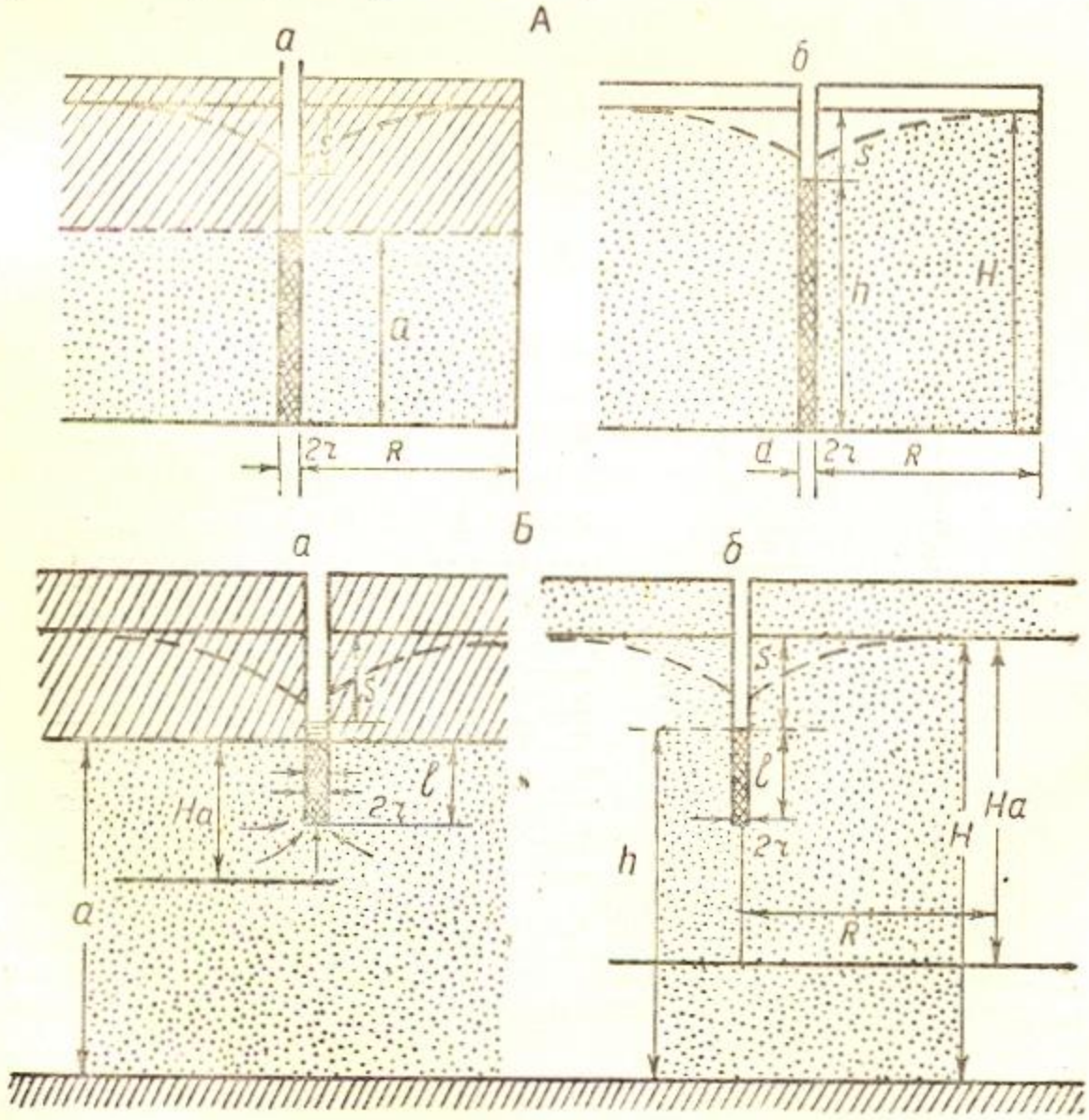


Рис. V—78. Буровые дренажные колодцы.
Типы: *а* — несовершенный; *б* — совершенный колодец.

Несовершенный колодец не доходит до водоупорного слоя. Приток воды в него возможен не только через боковую поверхность фильтра, но и через дно (рис. V—79).


А
а
б
S
h
H
a
2r
R
Б
Ha
l
Рис. V—79. Приток воды:
А — к совершенному колодцу: *а* — напорному; *б* — ненапорному. *Б* — к несовершенному колодцу: *а* — в напорном пласте; *б* — в ненапорном пласте.

Основными параметрами, определяющими дебит колодца, являются: водопроницаемость грунта — К (коэффициент фильтрации), м/сут., глубина откачки — $S = (H - h)$,

где H — мощность водоносного слоя, м; h — глубина воды в колодце, м; диаметр колодца — $d = 2$ ч. (рис. V—79, б — верхний).

Большое влияние на дебит колодца оказывает также конструкция фильтра.

Дебит ненапорного совершенного колодца (со свободным уровнем грунтовых вод) определяется по формуле:

$$Q = 1{,}36 \frac{k (H^2 - h^2)}{\lg \frac{R}{r}}, \qquad \text{(V—71)}$$

где R — радиус влияния колодца, r — радиус колодца:

Дебит Q артезианского колодца (напорные грунтовые воды)—по формуле:

$$Q = 2{,}73 \frac{k \cdot a (H - h)}{\lg \frac{R}{r}}, \qquad \text{(V—72)}$$

где a — мощность подстилающего водоносного слоя.

Приток воды к колодцу можно подсчитать по формуле:

$$Q = 2\pi \cdot r \cdot \kappa \cdot y \cdot I, \qquad \text{(V—73)}$$

где y — высота фильтра; I — градиент напора грунтовых вод.

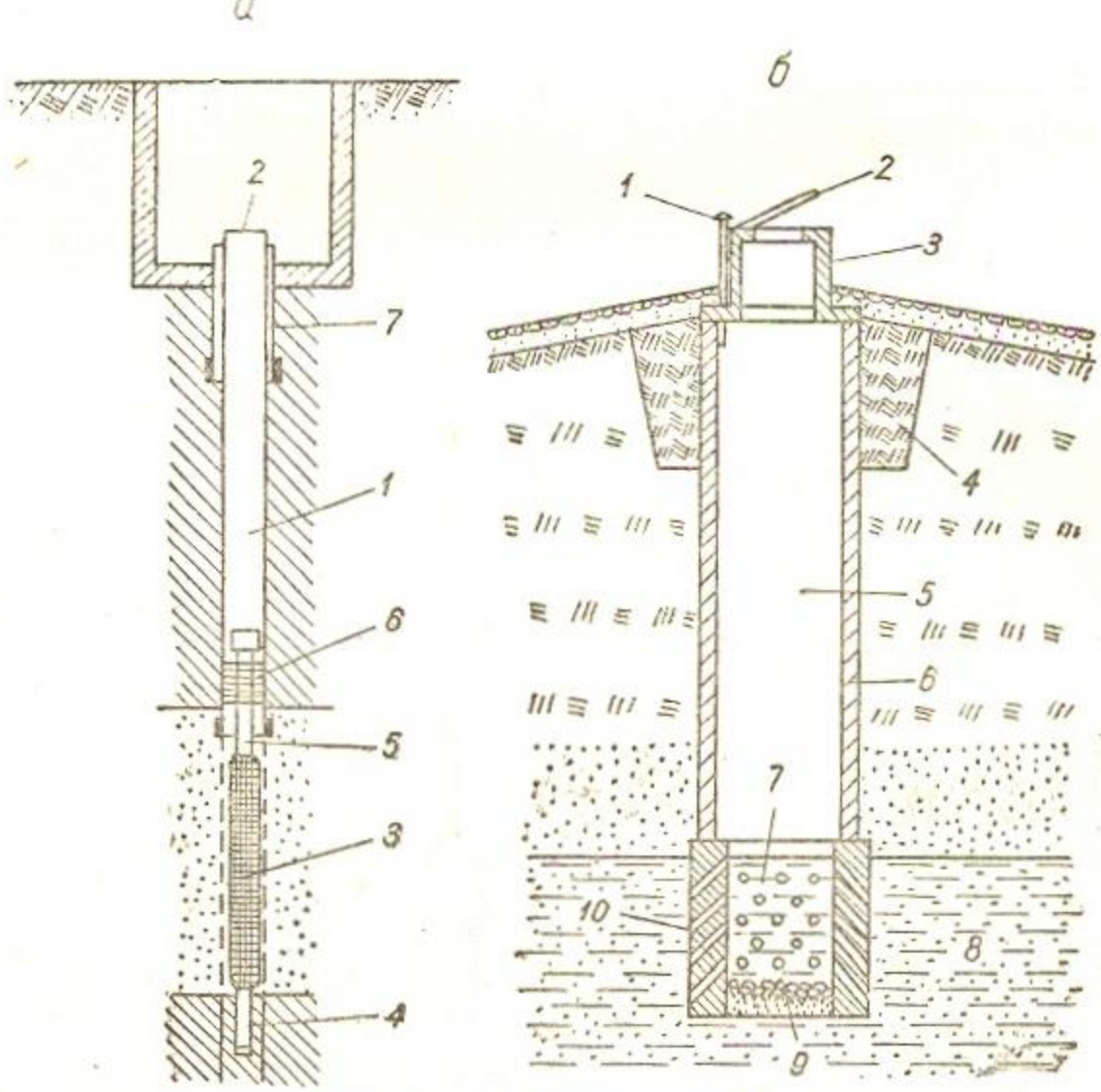


Рис. V—80. Виды колодцев:

а — трубчатый колодец: *1*— эксплуатационная колонна; *2*— устье колодца; *3*— фильтр; *4*— отстойник; *5*— надфильтровая труба; *6*— сальник; *7*— кондуктор.

— шахтный колодец: *1*— вентиляционная труба; *2*— крышка или люк; *3*— оголовок; *4*— глиняный замок; *5*— шахта; *6*— крепление шахты; *7*—водоприемная часть; *8* — водоносный пласт; *9* — донный фильтр; *10*— водоприемные отверстия.

Радиус действия колодца (R) для супесчаных и песчаных грунтов—250—500 м, крупнозернистых галечниковых—750—1000 м. Глубина откачки S — 5÷25 м. Удельный дебит $q = \frac{Q}{S} = 20 \div 300$ м³/сут.

Важнейшей конструктивной частью колодца является фильтр (рис. V—80). Конструкция фильтра определяется характером водоносного грунта (табл. V—57).

Таблица V—57

Водоносный грунт	Тип фильтра
Гравелисто-галечниковый	Щелевой каркасный фильтр
Крупно- и среднепесчаный	Гравийно-обсыпные и гравийно-сетчатые фильтры
Мелкоземистые плывунные грунты	Многослойные гравийно-обсыпные, сетчатые и специальные фильтры, принятые в водоснабжении

Проектирование фильтра производится с учетом допустимого отношения размеров отверстия фильтрового устройства и размеров частиц водоносного грунта.

Главным показателем, определяющим возможность использования подземных вод для орошения, является допустимая минерализация их. Табл. V—58 содержит нормативные рекомендации по использованию грунтовых вод различной минерализации.

Таблица V—58

Характеристика почвы	Допустимое содержание хлора в воде, г/л	При оросительной норме, м³/га
Сероземы пылевато-глинистые, подстилаемые на глубине 0,6 м галечником, грунтовые воды глубоко	0,9	7500
Те же грунты, галечник на глубине 0,8 м, грунтовые воды глубоко	1,1	6500
Сероземы супесчаные, грунтовые воды глубоко	0,9	7500
Сероземы пылевато-супесчаные, лессовидные, мощные, грунтовые воды глубоко	1,1	6500
Сероземы глинистые мощные, галечник на глубине 1,5 м, грунтовые воды глубоко	1,4	5000
Луговые почвы, пылевато-глинистые, грунтовые воды на глубине 1,2 м	2,0	3500
Луговые почвы глинистые, мощные, грунтовые воды на глубине 1,8 м	2,0	3500

Согласно данным опытных станций СоюзНИХИ использование грунтовых вод с общим содержанием солей до 6 г/л не снижает урожайности хлопчатника.

Использование подземных вод для обводнения пастбищ пустынь определяется пригодностью таких вод для питья человека и водопоя животных. Для степных и пустынных районов СССР принимаются нормы качества воды, разработанные профессором Лисицыным (табл. V—59).

Таблица V—59

Содержание в воде минеральных веществ в мг/л и общая жесткость в градусах

Оценка воды	Сухой остаток	Хлор	Серная кислота	Общая жесткость
Хорошая пресная питьевая вода и хорошая для хозяйственных нужд	Не больше 600	Не больше 100	Не больше 200	Не больше 20
Удовлетворительная пресная питьевая вода и плохая для хозяйственных нужд	600—1000	100—150	200—300	20—30
Допустимая пресная питьевая вода, плохая хозяйственная, очень жесткая	1000—1500	150—200	300—500	30—40
Допустимая по нужде для питья, очень плохая хозяйственная, крайне жесткая, солоноватая	1500—2500	200—400	500—1000	40—60
Допустимая для питья в крайней нужде (заметно солоноватая)	3000—4000	400—800	1000—1500	60—150
Допустимая для питья в исключительной нужде (явно резко соленая)	до 5000	800—1500	до 2000	до 200
Приблизительно предельная, еще годная для водопоя скота .	до 5600	до 3000	до 3000	до 300

Полив 1 га хлопчатника оросительной нормой 6000 м³/га при глубине откачки до 4—25 м требует затрат электроэнергии за сезон в пределах 100—600 квт-ч. Это составляет в расчете на 1 га 10% общих затрат по возделыванию хлопчатника.

При подъеме воды из колодцев различают два случая, когда наибольшая глубина грунтовых вод меньше допустимой высоты всасывания или больше практической глубины всасывания.

В первом случае насос и двигатель устанавливают на поверхности земли, а всасывающую трубу опускают в колодец.

Во втором случае могут быть два вида колодцев: шахтные и трубчатые (рис V—80).

Насосное оборудование определяется возможным дебитом скважины (табл. V—60).

Таблица V—60

Тип скважины	Дебит скважины, л/сек	Марка насоса	Диаметр, мм
I	150—200	ВП 24×5	400
II	100—150	20А 18×1	500
		ВП 24×5	400
		20А 18×1	500
		АТН 14	350
III	500—100	ВП 24×5	400
IV	30—50	12 НА—3	300
		АТН 14	350

Для колодцев с малым дебитом используется ленточный ручной водоподъемник.

Шахтные колодцы в настоящее время роют машиной КШК-25, укомплектованной буром d-700—800 мм для проходки песчаных и глинистых грунтов и d-600 мм — для песчаных грунтов с примесью гравия (рис. V—81).

Водосборные галереи и кяризы

Водосборные галереи обычно выполняют открытым способом, устраивают при неглубоком залегании водоносного пласта (<5—8м) так, чтобы они пересекали поток грунтовых вод. Высота галереи 1,5—2,0 м, ширина 0,7—1,0 м. Уклон дна штольни 0,01 и больше. Длина достигает нескольких километров. Дебит —25—50 л/сек (но доходит до 200—300 л/сек).

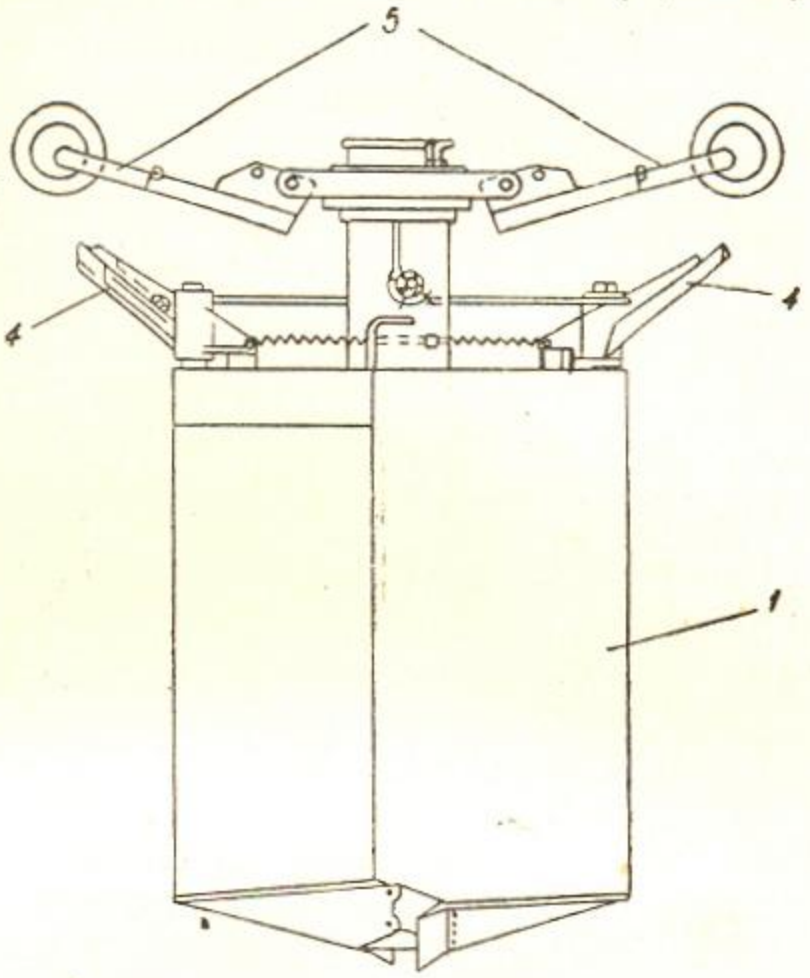


Рис. V—81.

Машина КШК-25: *1*— стальной цилиндр; *2*— режущие ножи; *3*— отверстия для заполнения бура грунтом снизу; *4*— расширители; *5*— механизм тросодержателя и раскрывания.

Кяризы — подземные штольни, перехватывающие и каптирующие грунтовый поток, применяются в горных и предгорных районах при использовании вод глубоких водоносных пластов (10—80 м и больше).

Кяризы устраиваются тунельным способом (рис. V—82).

Сечение галереи кяриза обычно прямоугольное: ширина 0,8—1,2 м, высота 1,5—2,0 м. Основная водоприемная и водопроводная галерея сообщается с поверхностью при помощи вертикальных вспомогательных колодцев. Их роют на расстоянии 5—40 м друг от друга, глубиной от 10 до 80 м.

Дебит кяриза подсчитывают по формуле:

$$Q = 2 \cdot k \cdot h \cdot l \cdot I^n, \qquad (V-74)$$

где Q — дебит кяриза, м³/сутки; k — коэффициент фильтрации водоносного грунта, м³/сутки; h — толщина слоя воды в нем, м; l_s — длина кяриза, м; $I = \frac{S}{L}$ — средний уклон линии депрессии; $S = (H - h)$ — понижение уровня грунтовых вод; L — дальность действия кяриза;

$$n = \frac{\lg q_2 - \lg q_1}{\lg S_2 - \lg S_1},$$

где q_1 и q_2 — дебиты пробных откачек при понижениях S_1 и S_2.

В среднем 1 пог м. водосборной галереи кяриза дает дебит 0,3—0,6 л/сек.

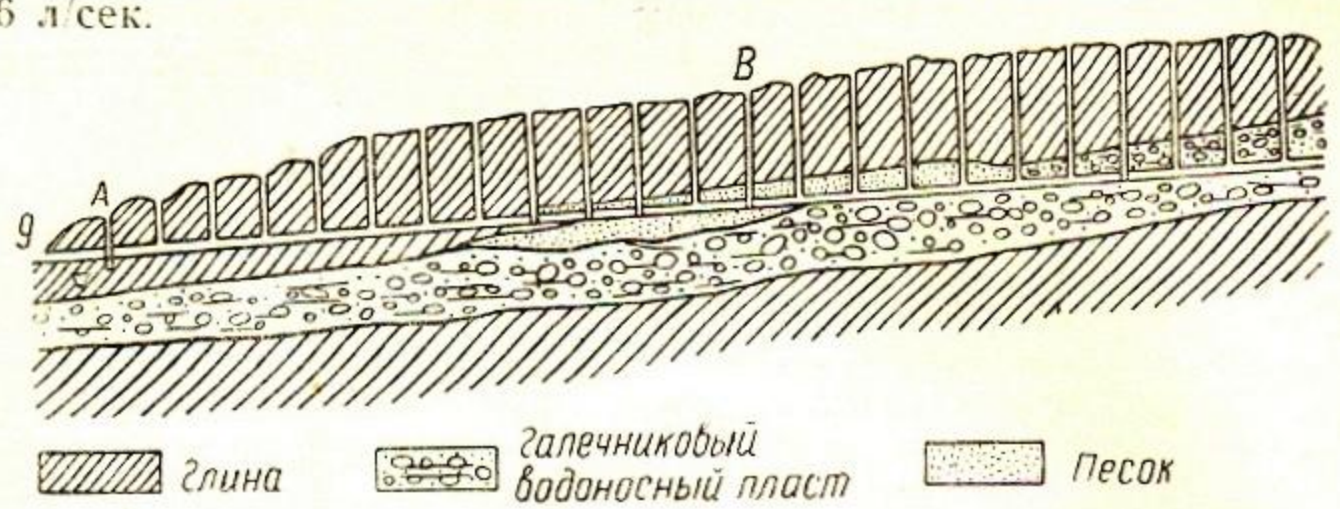


Рис. V—82. Кяриз.

Глава 12

ПРИЧИНЫ И ПРЕДУПРЕЖДЕНИЕ ЗАСОЛЕНИЯ И ЗАБОЛАЧИВАНИЯ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

§ 1. ПОКАЗАТЕЛИ МЕЛИОРАТИВНОГО СОСТОЯНИЯ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

Основными показателями, обусловливающими мелиоративное состояние орошаемых земель, принято считать:

дренированность территории (наличие или отсутствие оттока грунтовых вод, глубина их залегания от поверхности);

минерализация грунтовых вод (содержание солей в г/л);

засоление почвенного покрова (площадь незасоленных, слабозасоленных, средне- и сильнозасоленных земель);

геоморфологическое положение района (западина, водораздел, склон, речная терраса и т. п.);

механический состав почво-грунтов и их водно-физические свойства.

В табл. V—61 приведена классификация ландшафтов орошаемых территорий.

Таблица V—61

Природные зоны	Геоморфология	Почвы	Мелиоративные задачи при орошении
Пустынная (жаркая, сухая)	Естественно-недренированные приморские дельты и нижние террасы речных долин	Лугово-солончаковые, солончаковые, солончаки такырные и такыры	Равномерное дренирование территорий. Промывки плантаций и пескование такыров и солончаков
	Континентальные сухие дельты рек и конусы выноса	Галечниковые примитивные сероземы, сероземы, а на периферии сухих дельт луговые солончаковые и солончаки на глинах и суглинках	Кольматаж галечников, предупреждающий засоление. Глубокий дренаж и промывки на солончаковой периферии сухих дельт. Мелкий дренаж в зоне выклинивания

Продолжение табл. V—61

Природные зоны	Геоморфология	Почвы	Мелиоративные задачи при орошении
	Малодренированные глинистые, суглинистые и лёссовые равнины и низменности	Сероземы светлые с остаточным засолением такырных почв, такыры, сухие солончаки	Предупреждение вторичного засоления, редкие коллекторы и дрены. Через ряд лет орошения, пескование, промывки такыров и сухих солончаков
	Естественнодренированные высокие лёссовые равнины на галечниках и песках	Коричневые, сероземы светлые и темные, без признаков остаточного засоления	Профилактика просадок и ирригационной эрозии. Засоление не угрожает
	Естественнодренированные поймы верхнего течения рек	Лугово-болотные, луговые почвы, лугово-сероземные, без признаков засоления с близкими пресными грунтовыми водами	Осушение, профилактика осушения. Засоление не угрожает
Влажно-субтропическая и тропическая	Сильнодренированные древние террасы подгорья, плато	Желто-зелено-подзолистые почвы, красноземы	Предупреждение вымыва питательных веществ

§ 2. ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ И ИХ КАЧЕСТВО

Грунтовые воды и их качество в районах орошения Средней Азии определяются естественной дренированностью территории и особенностями ирригационно-хозяйственной обстановки.

Для бессточных оазисов (дельта Аму-Дарьи, дельта Мургаба и др.). Минерализация грунтовых вод увеличивается по мере удаления от реки. На орошаемых массивах она имеет минимальные значения у каналов, возрастает под орошаемыми полями и особенно велика под перелогами и целинными землями. Так, например, в южном Хорезме в низовьях Аму-Дарьи вблизи каналов минерализация грунтовых вод 0,4—2,0 г/л, на орошаемых землях 2—3 г/л, реже 5—10 г/л, на внутриколхозных перелогах достигает 20—25 г/л и на целинных участках 50—60 г/л.

Качественный состав солей отличается повышенным содержанием хлоридов.

Массивы с недостаточным естественным оттоком (Чарджоуский оазис, Голодная степь, Вахшская долина и др.). Количественное содержание солей в разных частях этой группы районов подчиняется той же закономерности, что и для бессточных районов, качественный состав солей отличается преобладанием сульфатов.

Массивы с хорошим оттоком грунтовых вод (Приташкентский орошаемый оазис, Ак-Газинское и Кум-Сынгинское плато долины р. Вахш). Грунтовые воды имеют невысокую минерализацию: не выше 0,5—0,6 г/л, чаще менее 0,1 г/л, практически — пресные.

§ 3. УСЛОВИЯ ОБРАЗОВАНИЯ СОЛОНЧАКОВЫХ ПОЧВ

Условия образования солончаковых почв находятся в прямой зависимости от особенностей природной обстановки и характера орошения. Различают следующие типы засоления орошаемых земель.

Сезонное засоление почв в течение засушливого вегетационного периода проявляется в форме пятнистого засоления в результате неравномерного увлажнения и недополивов отдельных участков поля, изреженного стояния растений, недостатков и несвоевременности послеполивных обработок.

Может быть успешно ликвидировано мерами эксплуатационного характера по снижению уровня грунтовых вод на фоне правильных хлопково-люцерновых севооборотов и всем комплексом рациональной агротехники (планировка, выборочная промывка, равномерные вегетационные поливы).

Постоянное пятнистое засоление (широко развито на массивах орошения Центральной Ферганы, дельты Аму-Дарьи, Голодной степи, Бухары, Азербайджана).

Вполне эффективным может быть комплекс эксплуатационных и агротехнических мелиоративных мероприятий.

Особое значение имеют правильно проведенные выборочно-бездренажные промывки солончаковых пятен, при тщательных вегетационных поливах, высокой агротехнике и дополнительной обработке солончаковых пятен. Как исключительная мелиоративная мера применяется временный дренаж.

Сплошное засоление при мало- и среднезасоленных грунтовых водах (до 10—12 г/л) широко распространено на староорошаемых землях Бухарского и Каракульского оазисов, в среднем и нижнем течении Аму-Дарьи, на территории Центральной части Ферганской долины, в пойменной части Голодной степи.

В пахотном слое почвы содержится 2—3% легкорастворимых солей, в подпахотных и глубоких горизонтах 0,3—0,5% солей. Эти массивы обычно имеют облегченный механический состав подпочвенных горизонтов. Их мелиорация производится с помощью промывок с отводом промывных вод в разреженную коллекторно-дренажную сеть.

Сплошное засоление при высокоминерализованных грунтовых водах (12—30—50 г/л и больше). Эти почвы трудные для мелиорации. Содержание солей в верхних слоях достигает 10—25%.

Подпочвенные слои содержат 1,5—3,0% солей. По механическому составу они тяжелые суглинистые и глинистые, подстилаются плывунными мелкоземистыми грунтами. Распространены в Центральной Фергане, Сардобинской и Шурузякской впадинах Голодной степи, в Каралангской впадине Вахшской долины, на Шаульдерском массиве в Казахстане, в юго-восточной Ширвани, центральной и северной Мугани, Сальянской степи, на больших площадях дельтовых районов Аму-Дарьи.

Для мелиорации эти земли требуют развитой сети глубокого дренажа (3,0—3,5 м) при междренных расстояниях 200—600 м. Эффективность промывки резко возрастает при сочетании глубокого дренажа с мелким (0,8—1,0 м) временным дренажем при расстояниях между временными дренами 40—80 м.

Промывки солончаковых земель этого типа требуют промывных норм до 10—15 тыс. м³/га. Результат капитальных промывок закрепляется ежегодными или периодическими осенне-зимними промывными поливами, правильными севооборотами.

Сплошное высокое засоление при глубоких минерализованных грунтовых водах. Засоление верхних почвенных слоев — 10—12% и в подпочвенных горизонтах 2—3%. Грунтовые воды на глубине 7—12 м. Широко распространено в некоторых районах юго-восточной Ширвани, Туркмении, на древних дельтах Аму-Дарьи. Это такыро-солончаковые земли и такыры. Большая глубина грунтовых вод позволяет промывать их в бездренажных условиях и иметь устойчивое мелиоративное состояние при определенных значениях к. з. и. При особо тяжелом механическом составе верхних почвенных слоев и опасности возникновения висячего горизонта грунтовых вод целесообразно строительство временного мелкого дренажа.

В случае подъема грунтовых вод и угрозы вторичного засоления надо заблаговременно, до достижения грунтовыми водами критической глубины, построить дренажные сооружения. Необходимо организовать тщательные наблюдения за режимом грунтовых вод.

Слабозасоленные заболоченные земли зоны выклинивания (сазовые почвы). Распространены в периферийных районах предгорных равнин (шлейфы конусов выноса) и на сухих дельтах рек. Представляют собой сазовые (луговые) почвы, в образовании которых большую роль играют слабоминерализованные грунтовые воды (0,5—1,5 г/л), залегающие на глубине 0,5—2,0 м. Мелиорация таких земель базируется на применении частого мелкого дренажа.

Если грунтовые воды при этом имеют напорный характер, то действия дренажных канав дополняются устройством специальных усилителей (вертикальные скважины идут от дна канавы в направлении напорного водоносного слоя).

Большое понижение уровня грунтовых вод в таких случаях не требуется, так как это ведет к потере плодородия почв.

В таких районах на основе дренажной системы, регулирующей положение верхнего и нижнего уровней грунтовых вод, может получить эффективное применение подпочвенное орошение.

Заболоченные слабозасоленные и незасоленные земли в поймах и на речных террасах широко распространены на нижних террасах рек Чирчик, Ангрен, Зеравшан, Кара-Дарья Нарын, Чу. Поверхностные слои сложены суглинистыми и глинистыми мелкоземистыми луговыми и болотными почвами. Подстилающие слои — галечниковые речные отложения. Грунтовые воды совершенно пресные. Мелиорация строится на применении мелких дрен. Водопотребление культур обеспечивается как за счет оросительных (50—30% общего водопотребления), так и подпочвенных (50—70%) вод.

§ 4. УСЛОВИЯ, ВЫЗЫВАЮЩИЕ ПОДЪЕМ ГРУНТОВЫХ ВОД И ЗАСОЛЕНИЕ ОРОШАЕМЫХ ПЛОЩАДЕЙ

Одной из главных причин, вызывающих подъем грунтовых вод и засоление орошаемых площадей, являются фильтрационные воды каналов оросительных систем и потери на глубокое просачивание с полей при поливах.

Таблица V—62 содержит данные об удельном головном водозаборе брутто (в тыс. м³/га) по ряду крупных систем различных районов орошения.

Таблица V—62

Территория	Водозабор (брутто) тыс. м³/га	К. З. И.
Хорезмская область УзССР	13—25	0,25—0,30
Чарджоуская „ ТССР	17—22	0,22—0,40
Бухарский оазис УзССР	13—20	0,50—0,60
Ферганская область УзССР	14—16	0,55—0,60
Вахшская долина, Таджикистан	16—20	0,45—0,50

Размеры фактического удельного водозабора (брутто) на 30—60% выше потребного планового водозабора. По данным ВНИИГиМ водоподача на поля для основных культур районов орошения (без подачи на промывку засоленных земель) должна составлять в среднем 4—6 тыс м³/га.

Излишний головной водозабор вызывается плохим техническим состоянием оросительной сети; прохождением многих каналов в сильно фильтрующих грунтах без применения антифильтрационных одежд; недостатками техники полива; крайне низким уровнем эксплуатации систем.

В табл. V—63 приводятся данные о потерях воды в основных звеньях оросительных систем.

Таблица V—63

Оросительная система	Средние размеры потерь воды, % от расхода			Грунты	Уровень грунтовых вод, м
	в магистральном канале и распределителях	в хозяйственной распределительной сети	на полях		
Голодностепская	20—23	22—28	10—15	плотные суглинки	2—3
Мургабские	20—25	20—28	10—15	средние суглинки	2—6
Вахшские	25—30	20—30	25—30	легкие и средние суглинки	2—6
Средне-Амударьинские	25—28	25—30	15—25	легкие суглинки и супеси	2—3
Нижне-Амударьинские	25—30	20—30	10—25	средние суглинки и супеси	2—3
Чирчик-Ангренские	25—30	25—30	15—30	легкие и средние суглинки и супеси	3—10
Муганские	20—25	30—35	15—30	мелкие суглинки и супеси	2—4

Потери воды в магистральной, распределительной и оросительной сети ряда оросительных систем (С. Л. Миркин, 1954 г.) приведены в табл. V—64.

Таблица V—64

(в % от водозабора)

Оросительная система	Потери воды			Подача на поля	В том числе сброс с полей
	в магистральных каналах	в распределителях	в оросителях		
Вахшская	15	18	10	57	12
Кировская	2	16,5	38,5	43	0
Алаша-Яб (Мургаб)	13	13	22	52	0

§ 5. ПРЕДУПРЕЖДЕНИЕ ЗАСОЛЕНИЯ И ЗАБОЛАЧИВАНИЯ

Предупреждение засоления и заболачивания определенного орошаемого района базируется на выявлении его мелиоративных показателей и прогноза их изменений в результате хозяйственного освоения массива. Оно основывается также на районировании территории соответственно установленным показателям и обеспечении неуклонного выполнения общеобязательных для всей территории и специальных для каждого выделенного мелиоративного района и подрайона комплекса мелиоративных мероприятий.

Почвенно-мелиоративное районирование орошаемого массива производится на основе следующих положений.

Исходной единицей, на фоне которой производится мелиоративное районирование, является физико-географический ландшафт. В пределах отдельных ландшафтов возможно выделение мелиоративных областей (зон), районов и участков. При этом дифференцирующими факторами являются: для областей — климат и геоморфологические особенности, для районов — гидрогеологические особенности и для участков — различия почвенного покрова.

Основанием к мелиоративному районированию являются различия в водно-солевом балансе.

Выделенные области характеризуются специфическим водным балансом территории, мелиоративные районы — тем или иным балансом грунтовых вод (динамика запасов грунтовых вод в сезонном и многолетнем разрезах).

Основанием к выделению мелиоративных участков должны служить различия в водно-солевом балансе.

При мелиоративном районировании используется уравнение общего водного баланса, приведенное в главе 1 (§ 2).

Составление типичных балансов равной степени точности, начиная от всей долины в целом, кончая отдельной почвенной разностью, является первым этапом работ по районированию.

Второй этап состоит в проверке балансовых расчетов путем построения графиков изменения запасов грунтовых вод и сопоставления их с установленной динамикой уровня в колодцах и скважинах.

Третий этап — анализ полученных балансов в целях выявления комплекса мелиоративных мероприятий, которые могут обеспечить критический режим грунтовых вод для заданных хозяйственных условий.

Основой для этого анализа служат данные гидрогеологического районирования, уточненные балансовыми расчетами, карты — почвенная, использования земельного фонда и урожаев для отдельных хо-

зяйств. В результате анализа территорию разбивают на почвенно-мелиоративные районы и составляют мелиоративные планы для них.

В районах орошения могут быть выделены следующие ландшафты:

предгорные долины;

аллювиальные равнины;

сухие континентальные дельты рек степных и пустынных областей;

приморские дельты рек степных и пустынных областей.

Каждый из них имеет свои естественноисторические особенности, которые, как следствие, вызывают глубокие различия в мелиоративных типах земель, встречающихся в их границах, а следовательно, вызывают индивидуализацию в мелиоративном внутриландшафтном районировании.

Основные мелиоративные районы орошаемой территории могут быть сведены к следующим типам.

Тип I — поверхностный приток определяется поверхностным поступлением (осадки, орошение); расход — поверхностным испарением, транспирацией, поверхностным сбросом в реки. Грунтовые воды на большой глубине и на водно-солевой режим верхней толщи влияния не оказывают. Это территории верхних террас равнин, хорошо дренированных реками.

Тип II — аналогичен типу I — подгорная равнина, которая отличается ясно выраженным уклоном и значительным поверхностным стоком.

Тип III — хорошо обводненные и дренированные подгорные равнины, средние речные террасы. Грунтовые воды получают питание как за счет подземного притока извне, так и за счет местных, поверхностных поступлений, но в увлажнении почвенного слоя они не участвуют и имеют свободный отток в естественные водоприемники.

Тип IV — грунтовые воды участвуют в поверхностном увлажнении. Суммарный поверхностный расход меньше поступлений в грунтовые воды, и последние выклиниваются в естественные дрены. Низкие террасы, вторично дренированные конусы выноса.

Тип V — территории характеризуются питанием грунтовых вод как за счет поверхностных, так и подземных поступлений. Аллювиально-пролювиальные конусы выноса, делювиально-пролювиальные равнины.

Тип VI — характерен для аллювиальных равнин, замкнутых котловин, не имеющих оттока грунтовых вод, питающихся за счет местных поступлений.

Тип VII — питание грунтовых вод как за счет местных поступлений, так и глубинных, при отсутствии оттока грунтовых вод.

Выделенные типы могут приниматься за основу при выполнении внутриландшафтного мелиоративного районирования.

Каждый из выделенных типов, в связи с различиями в водно-солевом балансе отдельных слоев почвенно-грунтовой толщи, может подвергнуться еще более дробному районированию.

Названные выше ландшафты в зависимости от зональных и местных особенностей могут содержать те или иные совокупности выделенных мелиоративных типов.

Решение задачи борьбы с засолением и заболачиванием орошаемых земель и их предупреждения в условиях территории разных типов требует различного подхода и учета влияния на соседние территории мелиоративных мероприятий на некоторой ограниченной площади.

Выполняя микрорайонирование, основанием к которому служат различия в водно-солевом режиме почвенной толщи, надо учитывать, что в этом слое можно выделить верхнюю зону интенсивного иссушения и более глубокую зону замедления иссушения.

В пределах капиллярной каймы, положение и развитие которой имеет существенное значение в водно-солевом режиме почвенного слоя, различают: зону интенсивного капиллярного поднятия и зону замедленного капиллярного поднятия.

Их развитие прямо зависит от особенностей почвенного слоя, которые в условиях мелиоративного районирования требуют тщательного изучения.

Выполнение мелиоративного районирования в разной степени детализации требует наличия соответствующего картографического материала. Так, например, выделение физико-географических зон может быть произведено на картах масштаба:

для ландшафтов 1:1 000 000 — 1: 500 000;

областей — 1: 500 000 — 1:100 000;
районов — 1: 100 000 — 1: 25 000;
участков — 1: 25 000 — 1: 10 000.

Методы мелиоративного районирования орошаемых земель предложены и изложены в специальных работах Б. В. Федоровым, В. М. Легостаевым и Б. С. Коньковым, В. А. Ковда и А. Н. Розановым.

Характеристика ландшафтов районов орошения заключается в следующем:

Предгорные долины — естественные районы, которые в силу большой природной дренированности, не требуют развития искусственного дренажа. Это районы легких, сильно водопроницаемых грунтов и очень значительных фильтрационных потерь. Здесь зарождаются те фильтрационные потоки, которые дают обильное питание грунтовым водам и вызывают отрицательные последствия в нижерасположенных районах. Здесь основная система мероприятий должна быть направлена на всемерное сокращение потерь в каналах и на полях, так как, помимо обильного питания грунтовых вод, эти потери связаны еще с отрицательными последствиями, вызванными почвенной эрозией.

Аллювиальные равнины представляют собой очень сложный район как в гипсометрическом, так и в геологическом и гидрогеологическом отношениях. Естественная дренированность его верхних террас вполне удовлетворительна, нижних — очень плохая.

Это объясняется подпором грунтового потока и слабой водопроницаемостью почво-грунтов. Успешное решение мелиоративной проблемы для этого района заключается в развитии коллекторно-дренажной сети, при условии, что оросительная система состоит из земляных каналов для поверхностного самотечного орошения. Наиболее рациональной схемой в условиях крупных механизированных хозяйств будет комбинированная система с открытой коллекторной и закрытой дренажной сетью.

Районы аллювиальных равнин в тех частях, где они требуют искусственного дренирования, имеют сложную слоистость и наличие более или менее развитых водопроницаемых слоев (линз), что резко ухудшает мелиоративный эффект (развитие депрессионной воронки вертикальных насосных колодцев). Однако это не дает оснований считать, что применение насосных колодцев здесь невозможно, особенно в условиях, когда создание самотечных дренажных систем исклю-

чается, когда нет удовлетворительных водоприемников, а регулирование имеющихся требует больших и сложных работ.

Сухие континентальные дельты рек степных и пустынных областей, при сравнительно ограниченном территориальном развитии, имеют резко различные условия в своих верхних и нижних частях (конусов выноса).

Развитие дренажных систем в этих ландшафтных условиях требуется для нижних частей сухой дельты, где сильно затрудненные условия оттока создают зону выклинивания с заболачиванием земель. Обычно это заболачивание пресными водами требует устройства мелкого открытого и временного дренажа.

Приморские дельты степных и пустынных областей — это очень трудные в мелиоративном отношении земли; обычно большая часть таких районов страдает от заболачивания и засоления.

Создание удовлетворительно действующих самотечных дренажных систем упирается здесь в отсутствие подходящих водоприемников. Устройство систем вертикального дренажа, кроме тяжелых условий для работы колодцев (отсутствие водопроницаемых слоев), затрудняется тем, что откачиваемая вода в силу значительной минерализации, не может найти непосредственного использования для орошения. Наиболее эффективной системой дренирования в этих районах является горизонтальный машинный дренаж с возможно большим развитием закрытых элементов.

Временный дренаж целесообразен при промывке засоленных земель с дренажем.

Примером почвенно-мелиоративного районирования может служить районирование Голодной степи (предложенное проф. В. А. Ковда и проф. А. Н. Розановым).

Здесь выделено 19 почвенно-мелиоративных районов, объединенных в 4 области. Из них: первая — область верхних частей сухих дельт и конусов выноса — естественно дренирована, не засолена, не нуждается в гидротехнических специальных мелиорациях.

Вторая область (водоразделы) — слабо дренирована, засолена, но при улучшении водопользования, агротехники, при хорошей эксплуатации оросительной сети ее почвы могут быть рассолены.

Третья область (депрессии) является бессточной и сильно засоленной, частично со слабым местным оттоком. Нуждается в строительстве коллекторов и устройстве дренажа.

Для всех областей основу общеобязательных мероприятий составляют:

а) плановое водопользование и водораспределение;

б) система земледелия, включающая: правильный севооборот, рациональную систему агротехники и удобрений, плановое размещение лесопосадок в виде полезащитных полос и лесных массивов, плановый поливной режим орошаемых культур. Весь комплекс общеобязательных мелиоративных и агротехнических мероприятий должен быть направлен на создание преобладающих нисходящих токов влаги в почве и недопущение восходящих токов, способствующих увеличению испарения с поверхности почвы и ее засолению.

В период строительства оросительной системы должны быть осуществлены мероприятия, предупреждающие подъем грунтовых вод. К ним относятся:

а) создание рациональной схемы крупной сети, отвечающей природным особенностям района;

б) разбивка внутрихозяйственной распределительной сети на принципах новой системы орошения;

в) планировка поливных участков;

г) широкое использование капитальных и простейших антифильтрационных мероприятий;

д) полное армирование системы водораспределительной и водоучитывающей аппаратурой.

Если на всей оросительной системе или на ее части требуется орошать массивы с неблагоприятными мелиоративными показателями (высокий уровень минерализованных грунтовых вод, засоленные почвы), то в состав оросительной системы должны быть введены водоотводящие (для поверхностных и подземных вод) устройства: сбросные каналы, коллекторы и дрены, обеспеченные водоприемниками и перекачечными станциями (см. § 5 гл. 8 „Проектирование поперечного сечения оросительных каналов").

Глава 13

БОРЬБА С ЗАСОЛЕНИЕМ И ЗАБОЛАЧИВАНИЕМ ЗЕМЕЛЬ

§ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Для борьбы с отрицательными последствиями орошения (засолением и заболачиванием земель) используются различные виды дренажных устройств:

а) горизонтальный дренаж, который делится на открытый и закрытый, а по условиям работы на постоянный (существующий после строительства длительный период времени) и временный дренаж (периодически возобновляемый);

б) вертикальный дренаж, который делится на дренаж насосными колодцами и поглощающими дренажными колодцами.

§ 2. ПРИНЦИПИАЛЬНАЯ СХЕМА РАБОТЫ ДРЕНАЖНОГО УСТРОЙСТВА

Работа дренажного устройства выражается в снижении уровня грунтовых вод и отводе при этом определенного объема воды. Приток воды к дренажным сооружениям происходит под влиянием напора, созданного разницей горизонта грунтовых вод и уровня воды в дрене.

В дрены стекает гравитационная и капиллярная вода, которая в своих перемещениях по порам грунта подчиняется закону силы тяжести. При этом исходный уровень грунтовых вод снижается. Новое положение зеркала грунтовых вод в зоне влияния дрены устанавливается депрессионной кривой (рис. V—83) по форме, определяемой теми сопротивлениями, которые возникают в порах грунта при движении воды к дренам. Ее уклон $\left(\operatorname{tg} \vartheta = \frac{H}{L}\right)$ характеризует потери напора на преодоление сопротивлений.

Если приток в грунтовые воды уравновешен расходом дренажной сети, то депрессионная кривая во времени займет неизменное положение, расход, поступающий в дрены, будет постоянным, движение грунтовых вод станет установившимся.

В случае, когда приток в грунтовые воды не равен расходу, поступающему в дрены, депрессионная кривая изменяет свое положение во времени, расходы, поступающие в дрены, переменные, движение грунтовых вод является неустановившимся.

Осушенная область грунта заключается между исходным уровнем грунтовых вод и депрессионной кривой. В порах грунта этой области сохраняется только та вода, которая удерживается силами капиллярного притяжения и молекулярными силами.

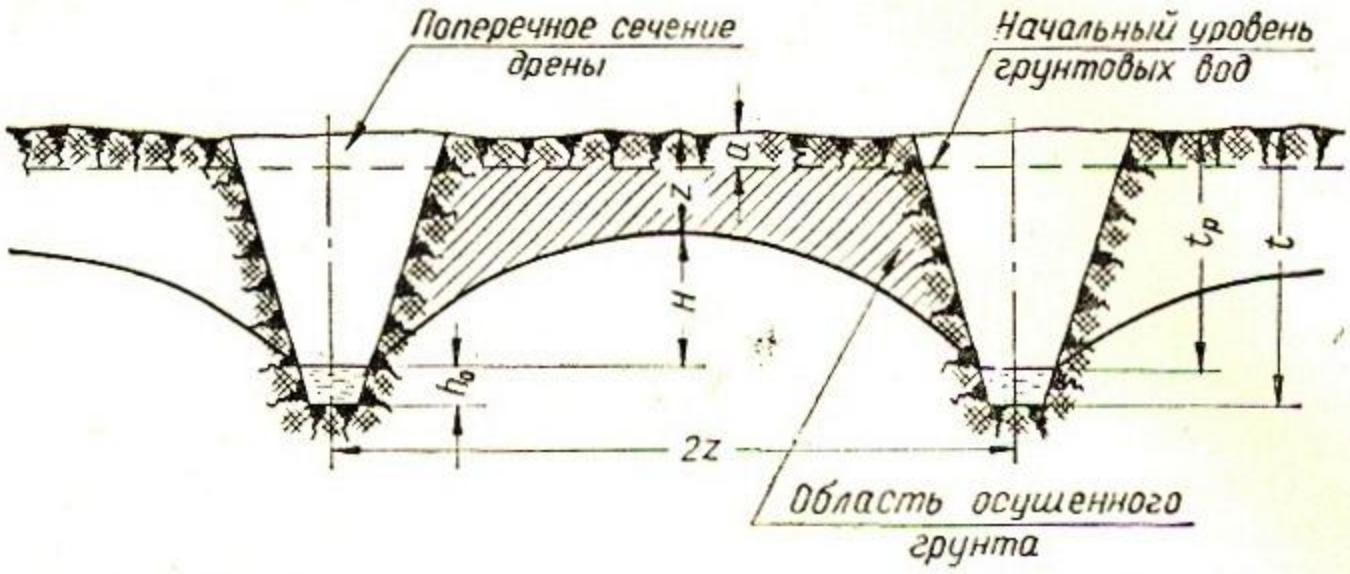


Рис. V—83. Депрессионная кривая, образуемая системой дрен: a — расстояние от поверхности земли до исходного уровня грунтов; Z — норма осушения (глубина от поверхности до наивысшей точки депрессионной кривой); t — полная глубина дрен, t_p — рабочая глубина дрен; H — действующий напор; h_0 — наполнение дрен; $2L$ — расстояние между дренами

Проектируя осушение почво-грунтов дренажем, задают ту глубину, на которую должен быть опущен уровень грунтовых вод в целях создания оптимального водно-воздушного и солевого режима в корнеобитаемом слое.

Эта глубина называется нормой осушения (Z). Ее величина зависит от характера грунтов, минерализации грунтовых вод, физиологических особенностей растений, климатических условий (температурный режим, испарение).

Для районов, подверженных засолению, норму осушения назначают из условия предотвращения вторичного засоления, она сильно зависит от высоты капиллярного поднятия в осушаемых грунтах.

Пределыные значения ее составляют 1,5—3,5 м.

Значения средневегетационных критических норм осушения в метрах в зависимости от степени минерализации грунтовых вод даны в табл. V—65 для отдельных оазисов УзССР (в качестве примера).

Таблица V—65

Минерализация грунтовых вод, г/л	Бухарский оазис	Голодная степь		
		вторая и третья террасы р. Сыр-Дарьи	озерная терраса	Шурузякское и Сардобинское понижения
1—3	1,6—2,1	1,6	1,85	2,05
3—5	2,1—2,3	1,6—1,95	1,85—2,20	2,05—2,35
5—8	2,3—2,5	1,95—2,25	2,20—2,40	2,35—2,50
8—10	2,5—2,9	2,25—2,50	2,40—2,50	2,50—2,80

На основании исследований в районах Мугани (Азербайджан) рекомендуются следующие значения нормы осушения (Н. А. Беседнов, АзНИИГиМ).

Таблица V—66

Почво-грунты	Ориентировочные значения нормы осушения в метрах
с хорошими водоподъемными свойствами	2,0—2,5
со средними свойствами	1,5—2,0
с плохо выраженными капиллярными свойствами	1,0—1,5

Зависимость критической глубины грунтовых вод от минерализации изображена на рис. V—84.

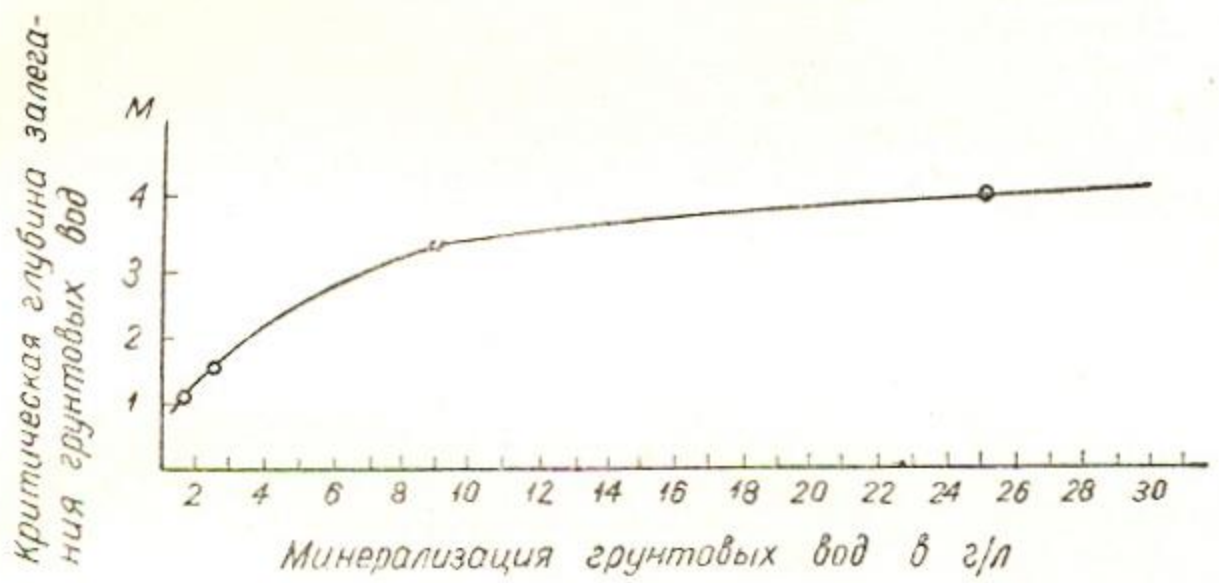


Рис. V—84.

§ 3. КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ДРЕНАЖНЫХ УСТРОЙСТВ

Открытые дренажные системы состоят из первичных дрен и коллекторов разного порядка. Все элементы открытых дренажных систем имеют определенную плановую схему и закономерное вертикальное сопряжение старших и младших каналов.

На рис. V—85 показаны основные строительные элементы открытой дрены и поясняется влияние системы дрен на уровень грунтовых вод.

Плановая схема развитой коллекторно-дренажной системы на орошаемом массиве показана на рис. V—86.

Принципиальная схема вертикального сопряжения элементов дренажной системы изображена на рис. V—87.

Основное требование, которому должна удовлетворять нормально работающая коллекторно-дренажная система, состоит в том, чтобы горизонты воды младших элементов не подпирались горизонтами старших. Для этого необходимо последовательное заглубление элементов системы от дрен до водоприемника.

Каждая осушительная система должна состоять по возможности из небольшого числа взаимосвязанных элементов.

Допустимым условием сопряжения младшего элемента со старшим является сопряжение горизонта в горизонт.

Оптимальные условия сопряжения — проектирование с перепадом горизонтов в 0,2—0,4 м.

Форма поперечного сечения открытых элементов осушительной системы зависит от характера грунта, общего назначения системы, условий механизации работ при строительстве и механизации сельскохозяйственных работ.

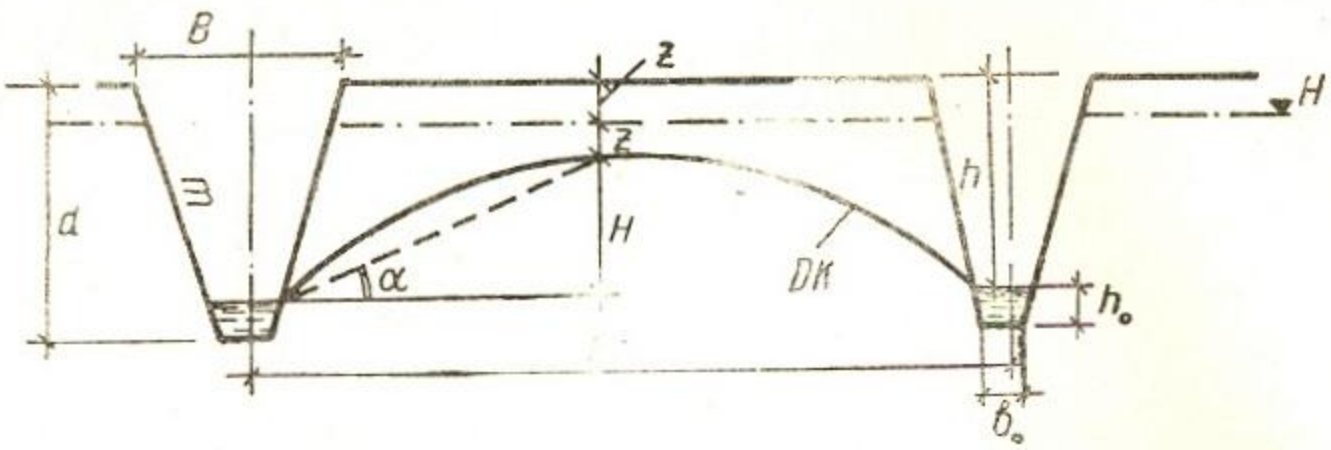


Рис. V — 85. Схема устройства дрен и их влияние на уровень грунтовых вод: H — начальный горизонт грунтовых вод; $Д_к$ — депрессионная кривая (горизонт грунтовых вод, созданный работой дрен); α — угол наклона депрессионной кривой; Z — глубина от поверхности земли до исходного уровня грунтовых вод; $L_к$ — норма осушения (глубина понижения уровня грунтовых вод); H — напор; $H_р$ — рабочая глубина дрены; h_0 — наполнение дрены; d — полная глубина дрены; m — заложение откосов дрены; B — ширина дрены по верху; b_0 — ширина дрены по дну; $2L$ — междренное расстояние.

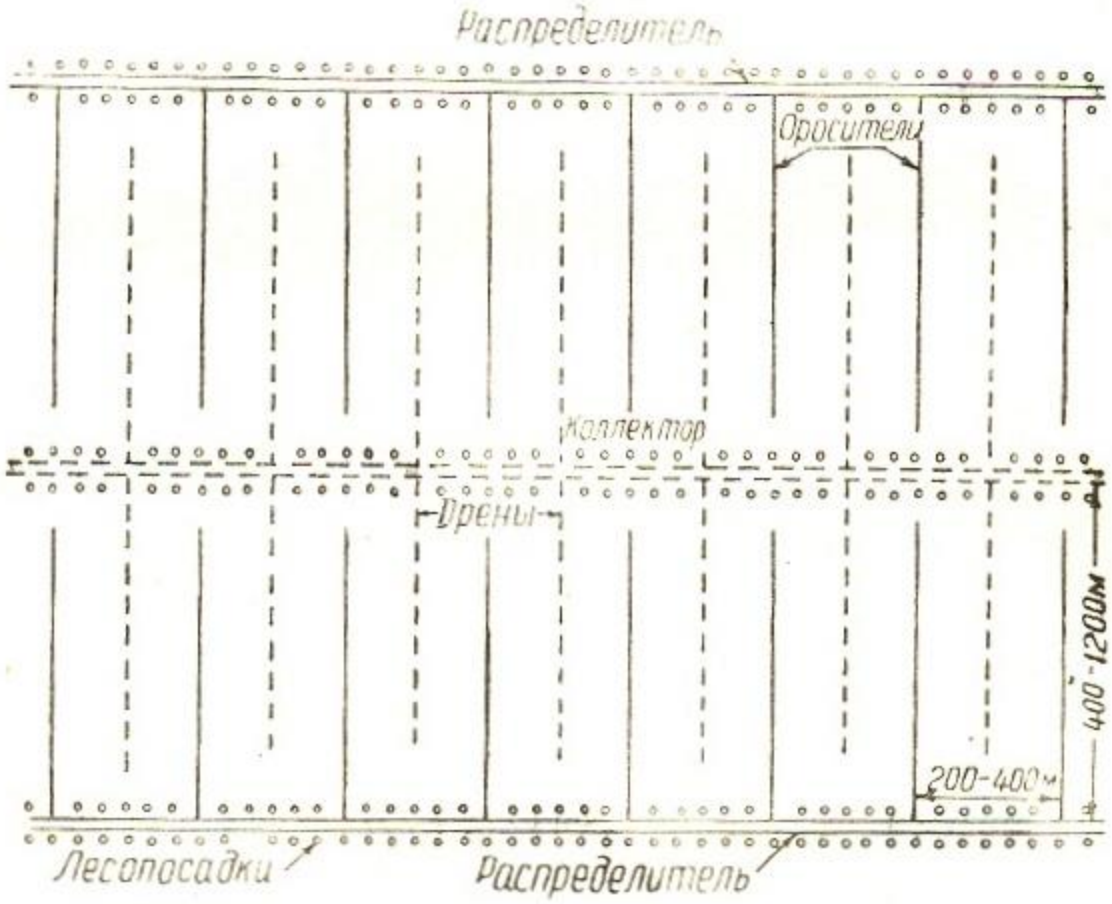


Рис. V—86.

Если осушительная сеть создается для борьбы с заболачиванием пресными водами, то ее элементы представляют неглубокие сечения (0,5—0,8 м), проходимость через них обеспечивается устройством переездов или заполнением сечения пористым материалом (галька, щебень и т. п.).

Расчетные расходы дрен определяют по формуле:

$$Q = \omega \cdot q, \qquad (V-76)$$

где ω — водосборная площадь рассчитываемого элемента, га; q — модуль дренажного стока, то есть приток к дрене с 1 га л/сек.

Расчетные значения модуля дренажного стока получаются:

а) в результате проведения специальных гидрометрических исследований на дренажных площадках, по аналогии с районами, имеющими сходные гидрогеологические, почвенные условия и условия дренирования;

б) по расчетным зависимостям эмпирического и полуэмпирического видов.

Наиболее надежные значения дренажного модуля получаются в результате непосредственного определения на опытных участках.

Для среднеазиатских районов, требующих дренажа, величина дренажного модуля составляет обычно от 0,15 до 0,50 л/сек/га. В условиях суглинистых грунтов при небольших уклонах $q_{др} = 0{,}16 - 0{,}28$ л/сек/га.

Гравелистые грунты при значительных уклонах дают $q_{др} = 0{,}45 - 0{,}60$ л/сек/га.

Исследованиями установлено, что дренажный модуль во времени колеблется в зависимости от питания грунтовых вод и условий напора. Многолетние исследования на опытно-мелиоративных станциях

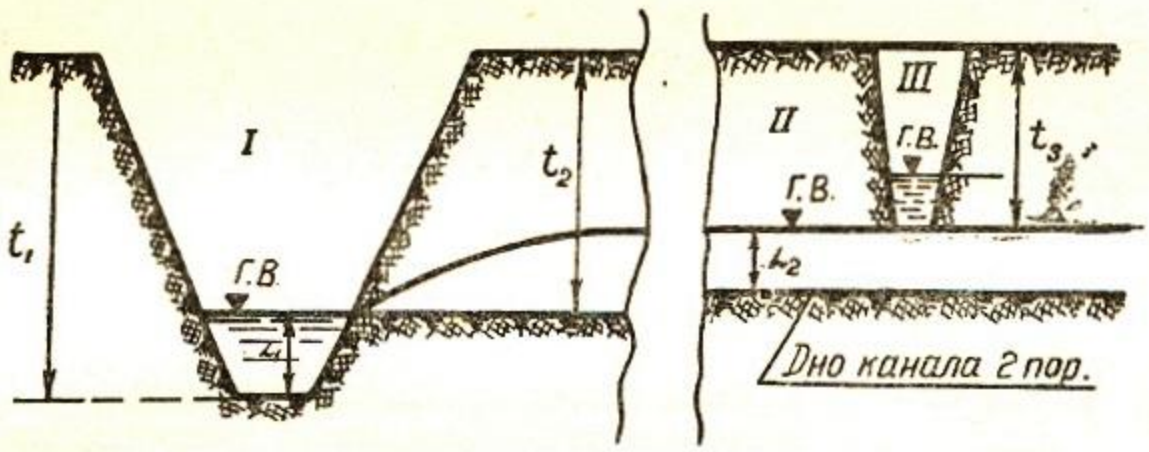


Рис. V — 87. *I* — коллектор (главный); *II* — собиратель (промежуточный коллектор); *III* — осушитель (дрена). Полная глубина каналов: t_1 = 1-го порядка; t_2 — 2-го порядка; t_3 — 3-го порядка. Наполнение каналов: h_1 —1-го порядка; h_2 — 2-го порядка; h_3 — 3-го порядка.

в Муганской низменности и в Голодной степи дают следующие значения дренажного модуля:

Таблица V – 67

Дренажный модуль в л/сек/га	На Мугани	В Голодной степи
Среднегодовой	0,26	0,16
Средний за оросительный сезон	0,49	0,24
Наименьший	0,05	0,09
Максимальный	0,87	0,40

Расчетную величину дренажного модуля определяют на основании технико-экономических соображений. Расчет дрен по среднему модулю стока позволяет иметь меньшие диаметры труб и меньшую стоимость дренажной системы, но при этом в период максимального стока возможны подтопление дрен и подъем грунтовых вод.

Другой способ установления расчетных расходов дрен и коллекторов состоит в том, что на основании расчетных зависимостей, основанных на законе Дарси ($V_{ср} = kI$) для определенных условий работы дрены, исчисляют удельный погонный приток в дрену (q_o) и по известной длине дрены (или коллектора) — $l_{др}$ подсчитывают расход:

$$Q = q_o \cdot l_{др} \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (V—71)$$

Основными условиями, определяющими выбор расчетной схемы, являются:

а) питание грунтовых вод: местное, внешнее и смешанное;

б) заложение дна дрены по отношению к залеганию водоупора: дно на водоупоре; дрены при близком залегании водоупора ($a<L$); дрены при бесконечном залегании водоупора ($a \geqslant L$), где a — расстояние от дна дрены до водоупора;

L — половина междренного расстояния.

§ 4. РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ДРЕНАЖЕЙ

Расчетом определяют:

глубину дрен — B,

расстояния между дренами — t,

дебит (Q) и дренажный модуль — ($q_{др}$),

элементы продольного профиля (уклон дна, уклон поверхности воды в дрене),

элементы поперечного сечения (диаметр труб, ширина канавы по дну, наполнение, заложение откосов, размещение берм, кавальеров),

элементы фильтровых устройств (гранулометрический состав, толщина фильтрового слоя).

Вся совокупность перечисленных элементов устанавливается в результате выполнения:

а) инженерно-мелиоративного расчета, который позволяет установить количественные значения тех элементов дренажа, от которых зависит норма осушения, критический режим грунтовых вод и темпы осушения почвенно-грунтовых горизонтов;

б) гидравлического расчета, с помощью которого, пользуясь гидравлическими зависимостями, проектируют необходимые габариты сечений, обеспечивающие требуемую пропускную способность дрен и осушителей;

в) гидротехнического расчета и инженерного конструирования элементов осушительной системы, в результате которых определяются конструктивные размеры сооружений, гарантирующие их устойчивость и эксплуатационную надежность.

Инженерно-мелиоративный расчет при проектировании дренажей производится одним из следующих методов.

1. Расчет по „аналогии" с удовлетворительно действующими системами.

Этот прием состоит в том, что, установив сходство природных (климатических, гидрогеологических, почвенных) и хозяйственных (по направлению и экономическим показателям) условий проектируемого и действующего объектов, решают вопрос о типе дренажа, глубине заложения дрен, расстояниях между ними на данном массиве. Метод „аналогии" строится на оправдавших себя в производстве инженерных решениях.

2. Расчет дренажа по скорости сработки уровня грунтовых вод в определенные критические периоды (например, после проведения

промывки засоленных земель) до заданной нормы осушения Используя расчетные зависимости, устанавливают начальные положения грунтовых вод в критический период и для обоснованной расчетной схемы работы дренажа определяют глубину и расстояния дрен, обеспечивающих сработку горизонта грунтовых вод за требуемое время — Т (см. ниже порядок расчета).

3. Расчет дренажа по методу водного баланса. Этот метод позволяет, используя балансовое уравнение, получить нагрузку в виде дренажного стока в м³/га и запроектировать дренаж, обеспечивающий проектную кривую (критический режим) грунтовых вод.

4. Расчет дренажа по методу „анализа графика режима грунтовых вод". Этот метод основан на том, что зарегистрированный режим грунтовых вод в мелиоративно неблагополучных районах принимают за интегральное выражение баланса грунтовых вод.

Сопоставление сложившегося и проектного режимов позволяет рассчитать нагрузку на дренажные устройства и запроектировать дренаж необходимой интенсивности.

Техника выполнения гидравлического и гидротехнического расчетов и конструирования элементов дренажных устройств подобна в принципе таким же расчетам для оросительных устройств и здесь подробно не описывается.

§ 5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ДРЕНАЖЕЙ

Расчет производится по известным формулам равномерного движения воды в каналах

$$Q = F \cdot V; \quad F = (b + mh)h; \quad \chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}; \quad R = \frac{F}{\chi}; \quad V = C\sqrt{RI}.$$

Скоростной коэффициент „С" исчисляется для дрен и коллекторов по формулам:

Базена:
$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{R}},$$

или Маннинга:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{0,17}.$$

Определение размеров канала b и h ведется по заданному расходу Q и уклону I методом подбора, с помощью специальных графиков и номограмм или при помощи гидравлических счетных линеек.

Расчет первичных дрен производят на устьевой расход. Сечение дрен принимают постоянным.

Гидравлический расчет коллекторов производят по расчетным участкам. Расходы отдельных участков определяются расходами впадающих на этих участках дрен или младших коллекторов.

Временный дренаж — система первичных мелких дрен (глубиной 0,8 — 1,2 м) с расстоянием между ними от 40 до 80 м, нарезаемых специальными механизмами Временные дрены закапываются после выполнения роли по ускорению процесса опреснения засоленных почво-грунтов и минерализованных грунтовых вод. Водоприемниками для временных дрен являются постоянные дрены и коллекторы. Применение временного дренажа в сочетании с постоянным позволяет при редкой постоянной сети обеспечивать эффективную промывку засоленных земель и в дальнейшем иметь участки обработки больших размеров.

Схема коллекторно-дренажной сети с применением временных дрен показана на рис. V—88 и V—89.

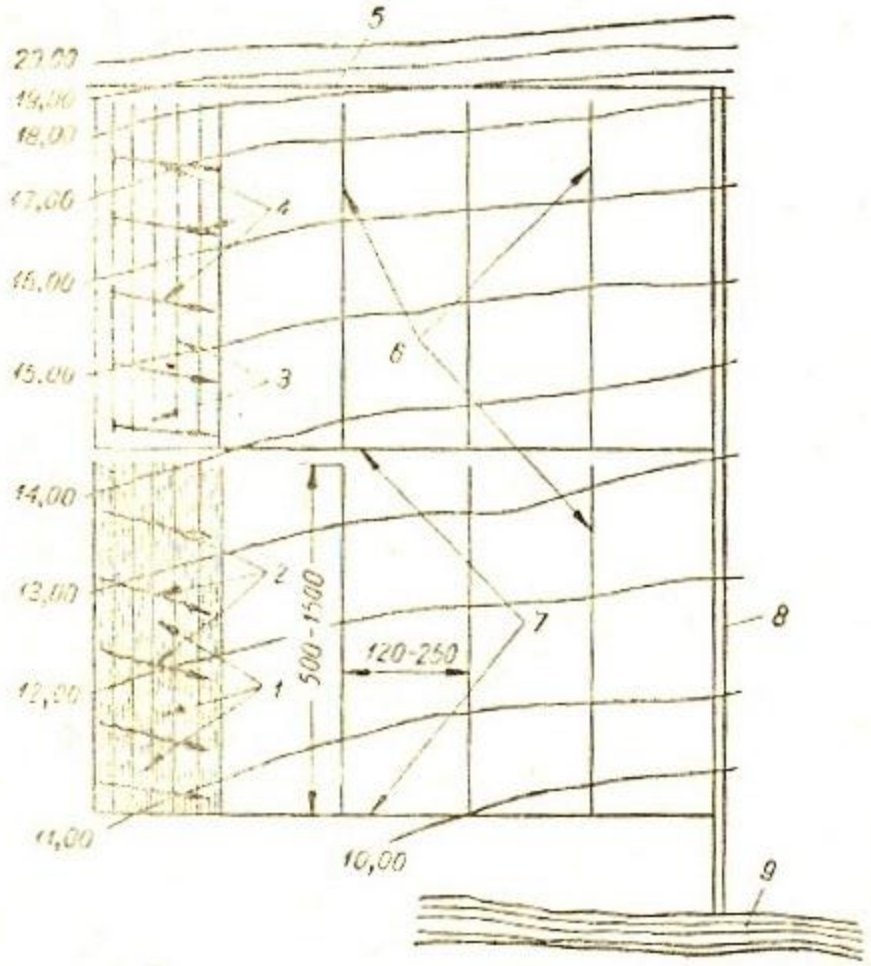


Рис. V—88.

Схема орошения напши на тяжелых и средних почвах сетью открытых каналов: *1* — кротовины; *2* — временные канавы; *3* — разъемные борозды; *4* — поперечные водоотводные борозды; *5* — магорный канал; **6 — собиратели;** *7* — транспортирующие собиратели; *8* — магистральный коллектор; *9* — водоприемник — река

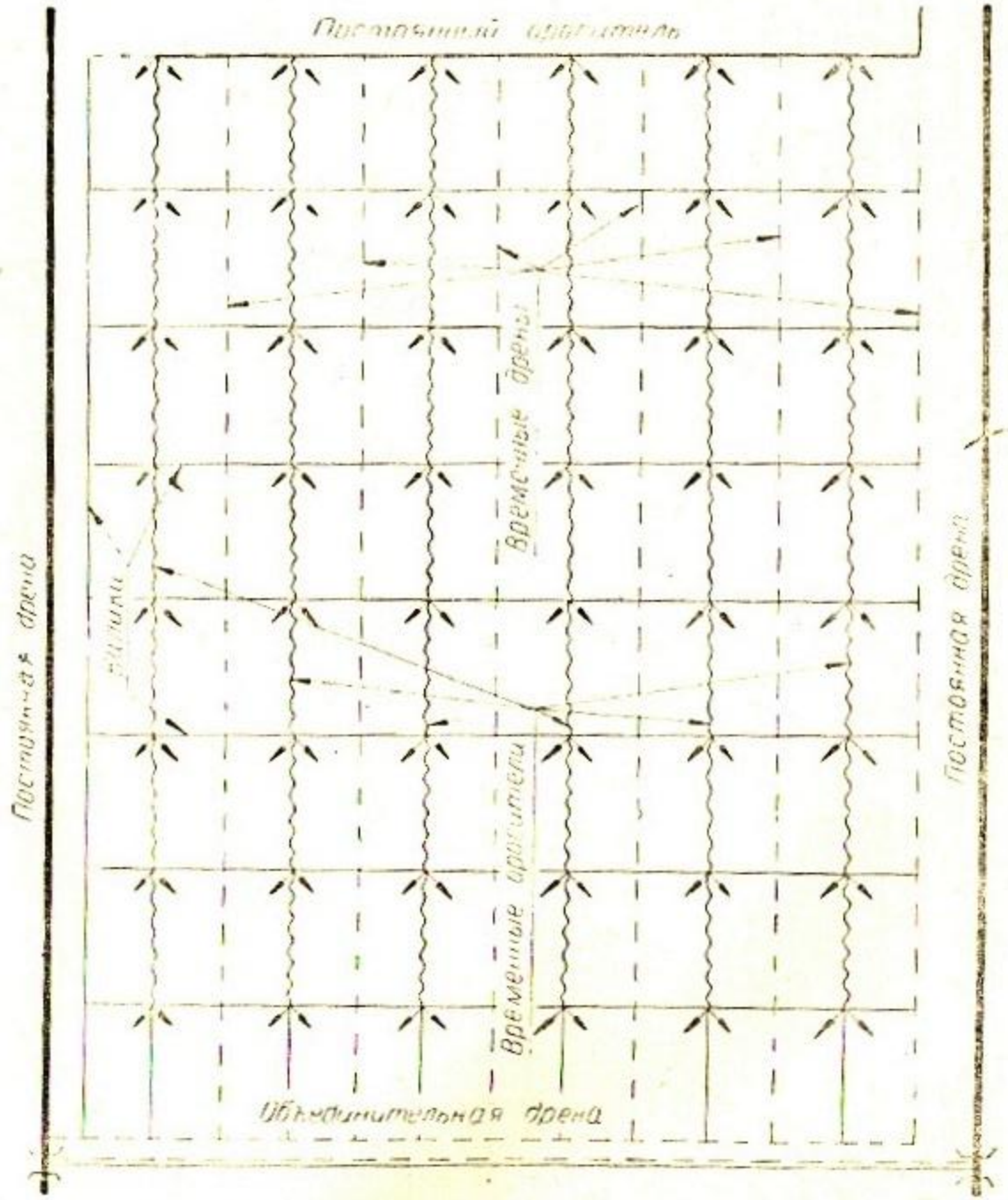


Рис. V—89. Схема коллекторно-дренажной сети с применением временного дренажа.

§ 6. ВИДЫ ЗАКРЫТОГО ДРЕНАЖА

В настоящее время разработаны следующие конструкции закрытого дренажа:

каменный, фашинный, деревянный (жердяной, дощатый), трубчатый (гончарный, бетонный, асбоцементный, битумно-песчаный), кротовый с креплением и без крепления стенок кротовин.

Конструктивные схемы названных типов закрытого дренажа представлены на рис. V—90 и V—91. Типы подготовки основания под дренажные трубы изображены на рис. V—92. Стоимость устройства закрытых дрен приведена в табл. V—64.

§ 7. ГЛУБИНА ДРЕН ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Прежде всего она должна устанавливаться в зависимости от капиллярных свойств дренируемых грунтов и необходимости обеспечить проектную норму осушения (критическую глубину грунтовых вод).

Полная глубина закладываемых дрен зависит также от глубины залегания водоупорного слоя; напластывания (слоистости) почвогрунтов; фильтрационных свойств грунта; строительной целесообразности.

Полная глубина дрен определяется из следующей зависимости

$$t = Z + H + h_0, \qquad (V—83)$$

где t — полная глубина дрен, м; Z — заданная норма осушения, м; H — действующий напор, м; h_0 — расчетное наполнение дрен, м.

Соответственно рекомендованным в табл. V—64 нормам осушения глубина дрен должна быть принята для грунтов с капиллярными свойствами:

хорошими	3,0 — 3,5 м
средними	2,5 — 3,0 м
плохими	1,75 — 2,25 м

Для обеспечения примерно одинакового воздействия дренажной сети на почвенно-грунтовые воды по длине дрены заглубление дрен должно быть одинаковым. Глубина коллекторов определяется глубиной дренажной сети, примыкающей к коллекторам, и рельефными условиями.

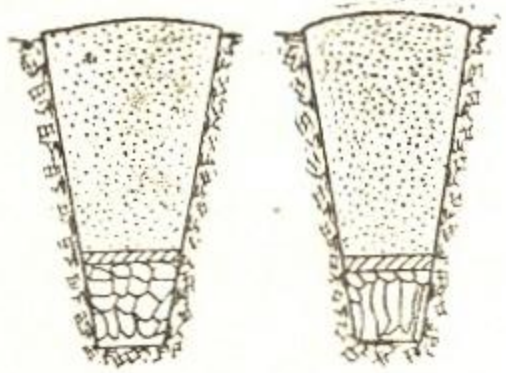
Во всех случаях должно соблюдаться требование бесподпорной работы всех элементов системы.

§ 8. РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ ДРЕНАМИ И КОЛЛЕКТОРАМИ В СИСТЕМЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

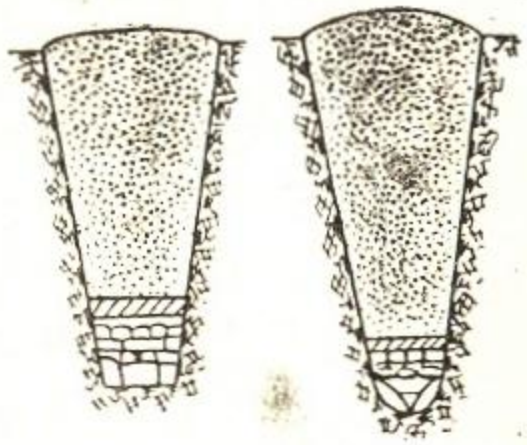
Расстояние между дренами определяют после того, как для данных условий установлена расчетная глубина дрен.

На величину междренного расстояния, при котором в условиях проектной глубины будет обеспечена заданная норма осушения, влияют: фильтрационная способность грунтов, коэффициент водоотдачи, их слоистость, глубина залегания водоупора, условия питания грунтовых вод, размер дренажного стока и потребная интенсивность понижения уровня грунтовых вод в пределах междренья.

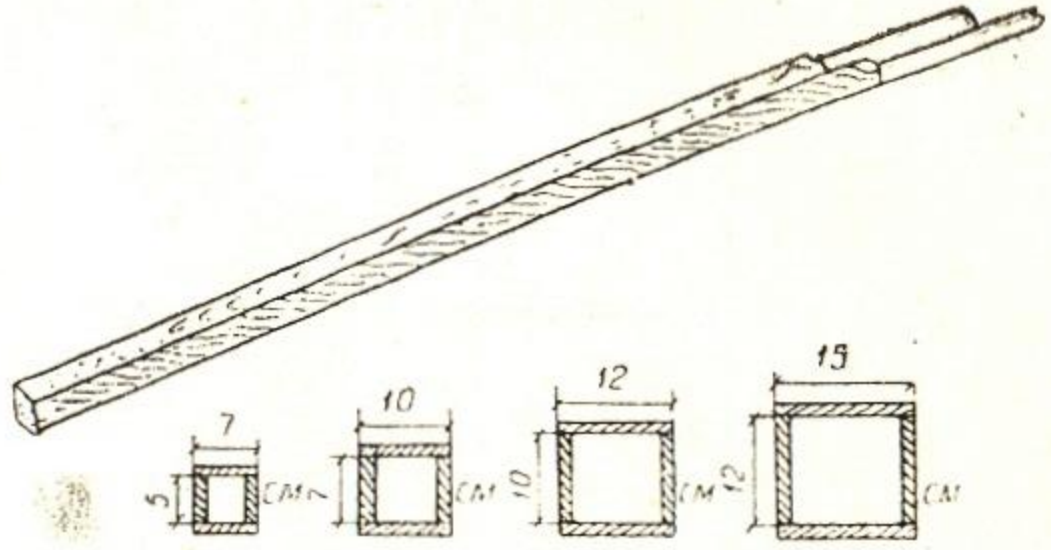
Результаты теоретических зависимостей корректируются данными опыта. Для каждого гидрогеолого-мелиоративного района надо найти реальную связь междудренных расстояний (B) с фильтрационной способностью грунтов (K), действующим напором (H), временем (T), в течение которого произойдет снижение уровня грунтовых вод с H_1 до H_2, дренажным модулем — $q_{др}$, и водоотдачей грунтов — μ.



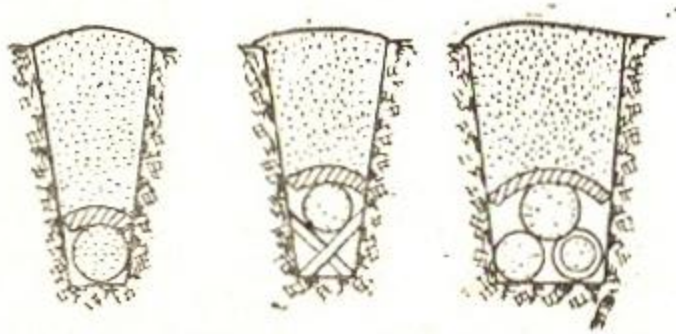
Обычный дренаж из камня



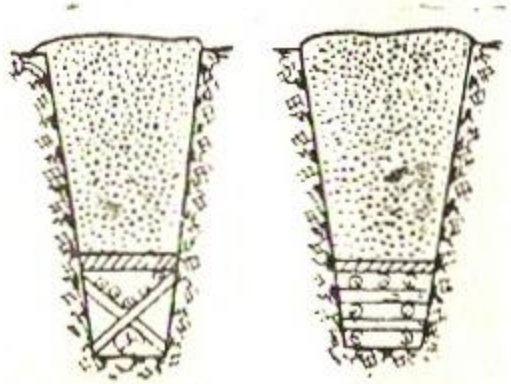
Дренаж из камня (с просветами)



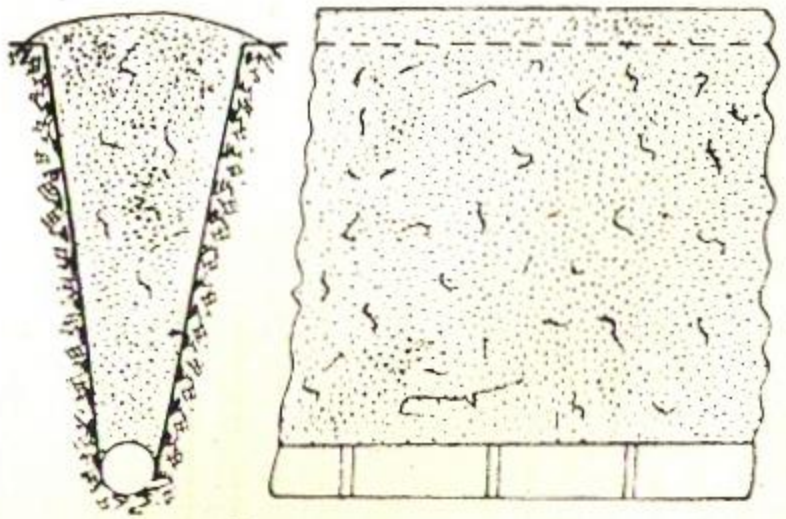
Дощатый дренаж (разной величины отверстия)



Фашинный дренаж



Жердяной дренаж



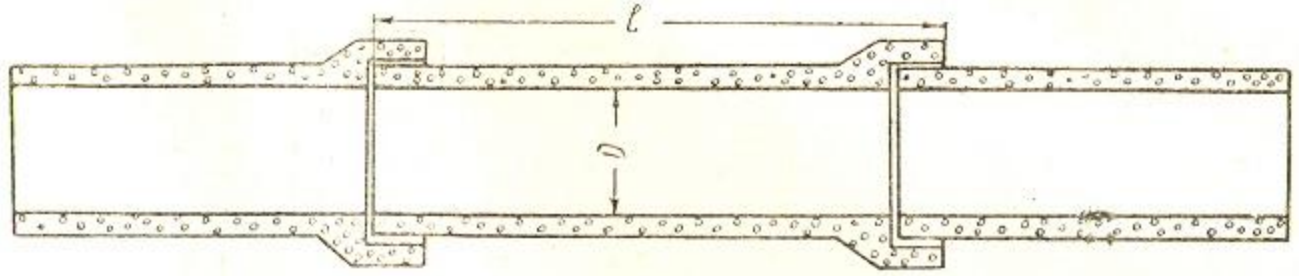
Гончарный дренаж

Рис. V—90. Типы закрытого дренажа.

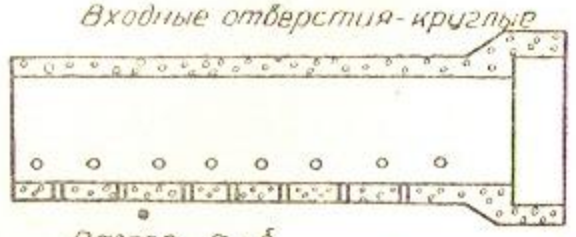
Дренажные трубы из различных материалов



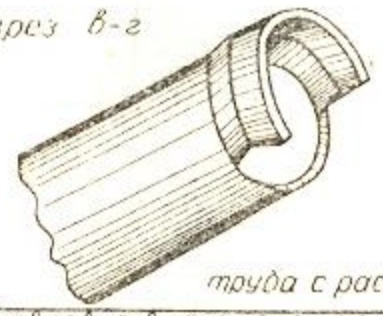
Схема поперечного сечения закрытого дренажа



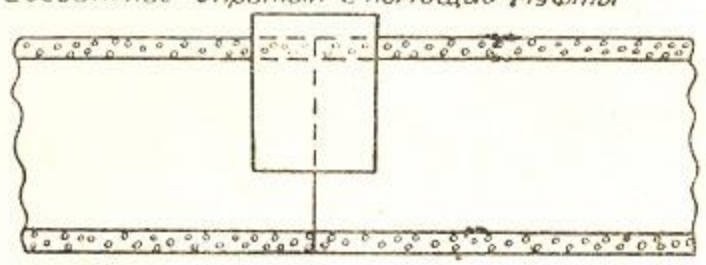
Вид дренажной бетонной трубы



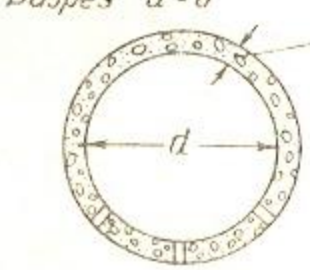
Входные отверстия - круглые



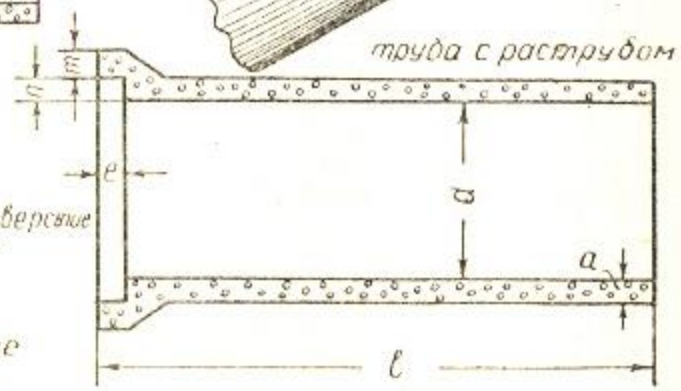
Разрез в-г



Соединение впритык с помощью муфты

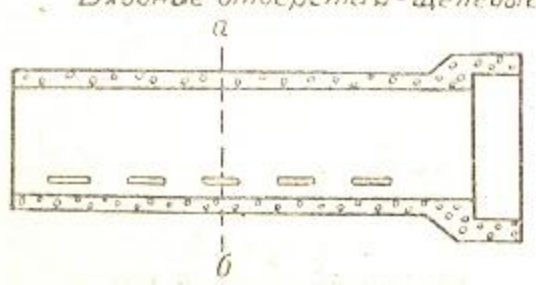


Разрез а - б

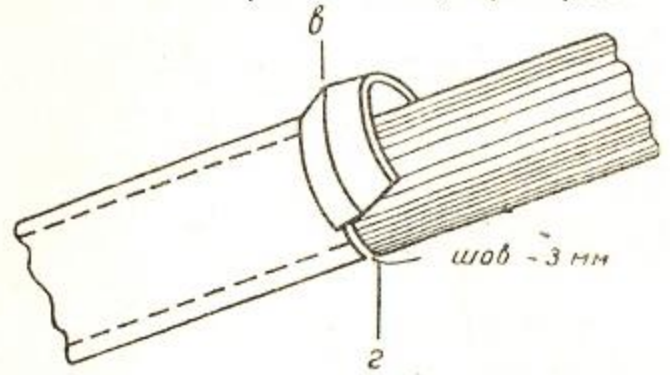


трубы с раструбом

Круглое отверстие d - 3мм



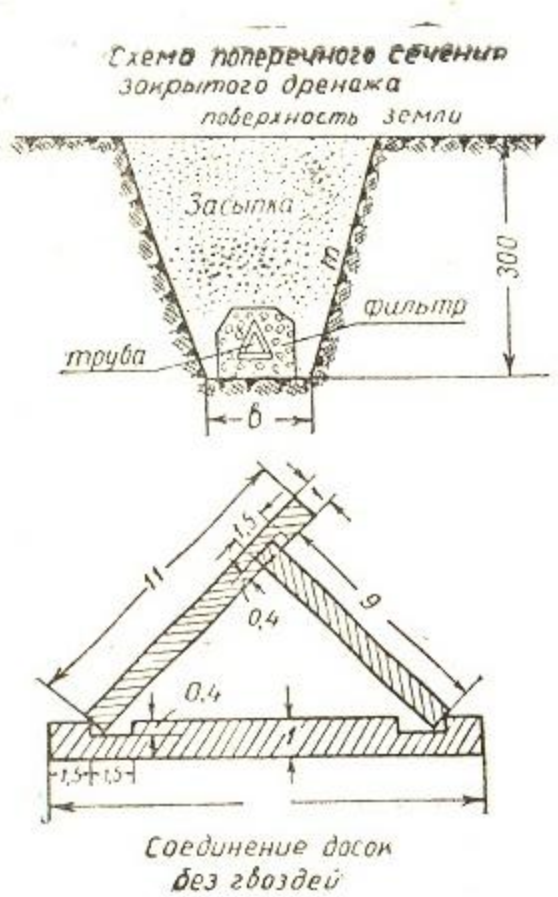
Входные отверстия - щелевые



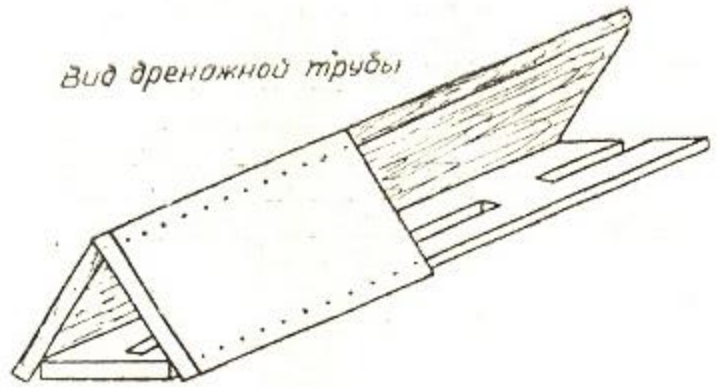
Соединение труб с помощью раструба

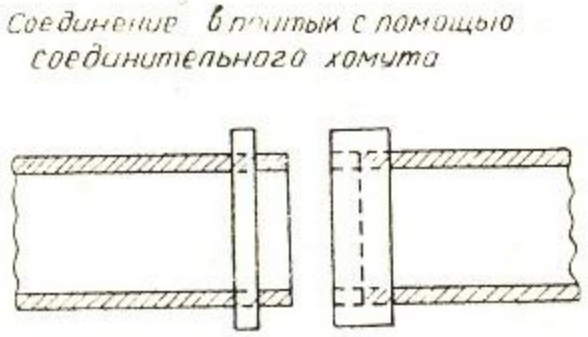
Размеры в миллиметрах					Вес в тоннах
d	a	m	n	e	
150	20	25	25	30	0.024
230	25	30	30	40	0.039
300	35	40	40	45	0.065
375	40	40	50	45	0.098
450	45	50	55	45	0,116
530	52	50	71	50	0,219

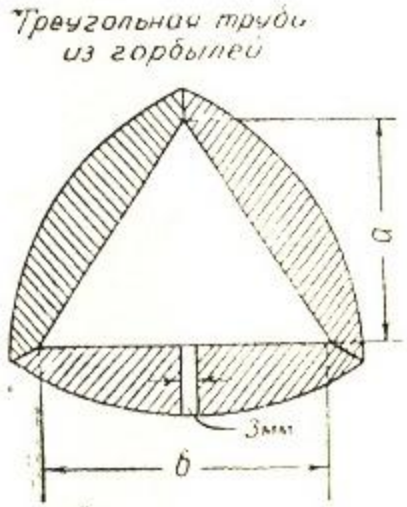
Рис. V — 91 — бетонная (круглая) труба.



Соединение досок без гвоздей

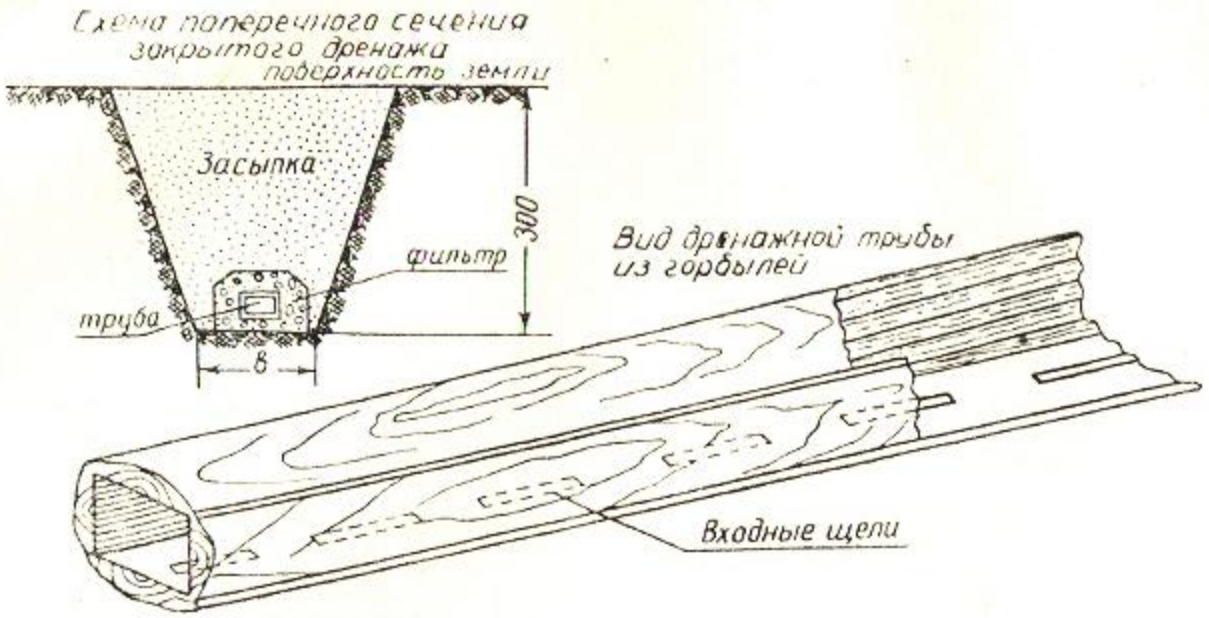


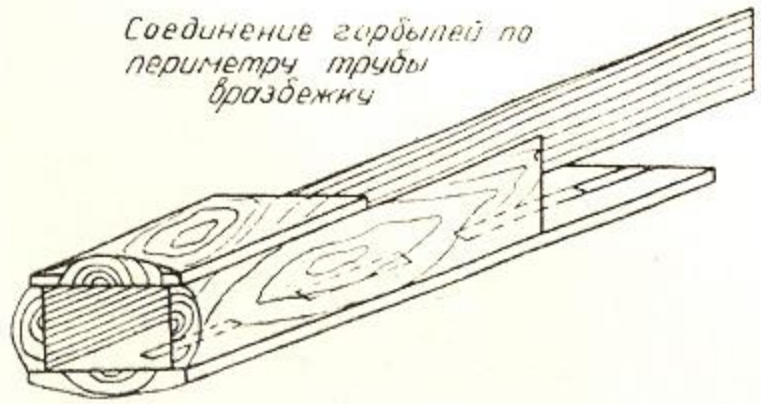




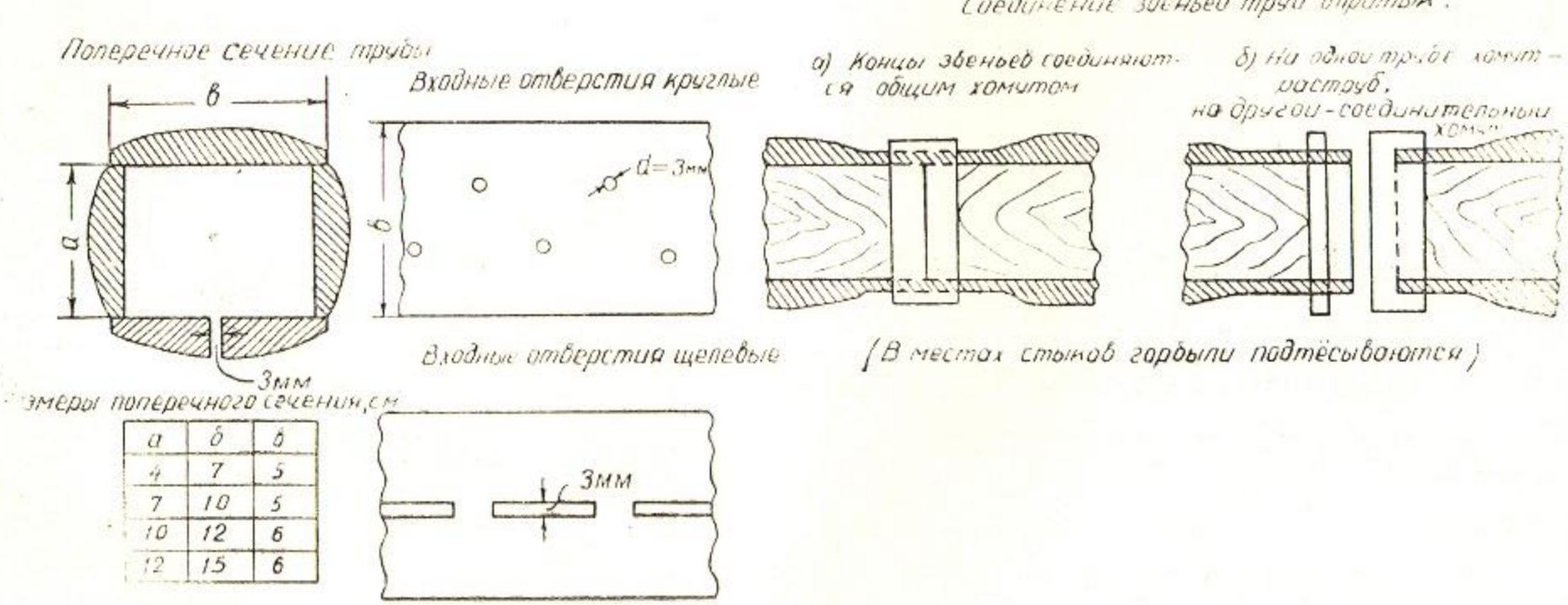
a	в
7	10
10	12
12	15

Рис. V — 91 *а* — деревянная из досок и горбылей (треугольная).





Соединение звеньев труб впритык.

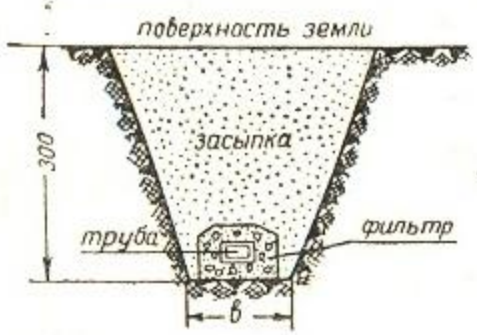


Размеры поперечного сечения, см

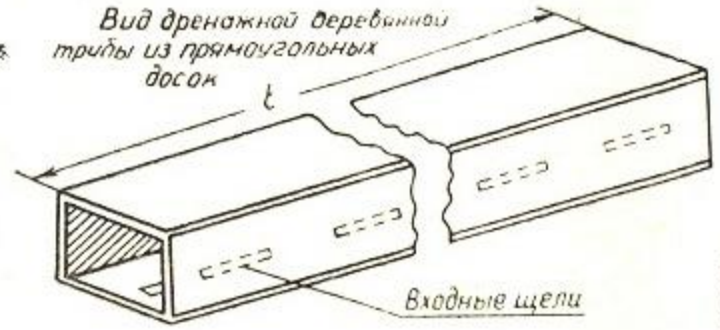
а	б	б
4	7	5
7	10	5
10	12	6
12	15	6

Рис. V — 91 *б* — деревянная из горбылей (четырехугольная).

Схема поперечного сечения закрытого дренажа

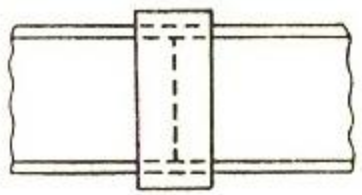


Вид дренажной деревянной трубы из прямоугольных досок

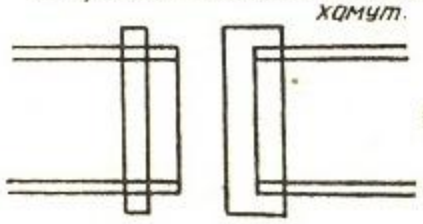


Соединение звеньев труб впритык

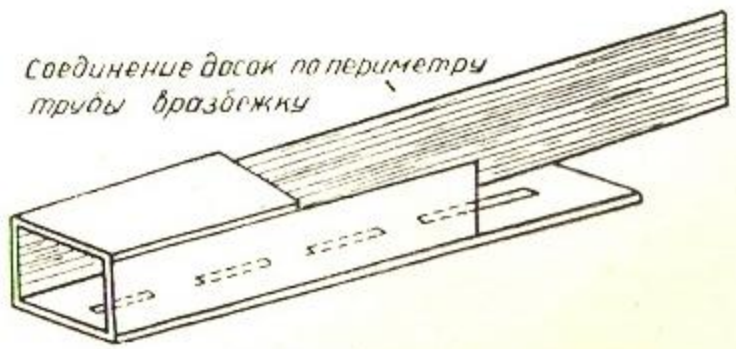
а) Концы звеньев соединяются общим хомутом



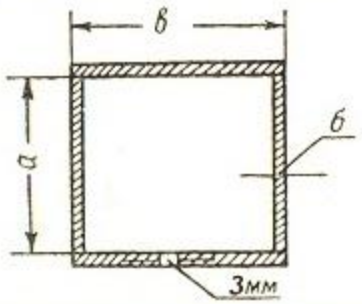
б) На одной трубе хомут-раструб, на другой - соединительный хомут.



Соединение досок по периметру трубы врезбежку



Поперечное сечение трубы



Размеры поперечных сечений, см

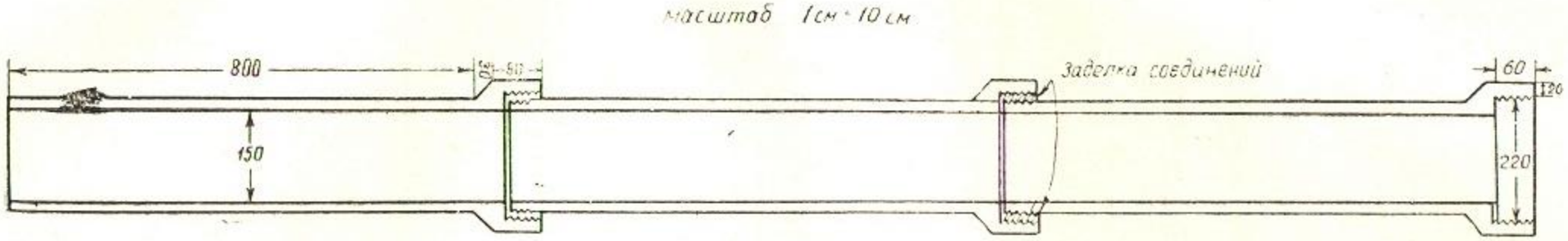
а	в	δ
4	7	20
7	10	20
10	12	25
12	15	25

Деревянный соединительный хомут

Размеры соединительных хомутов, см

а'	в'
7	10
10	13
13	15
15	18

Рис V—91 *в* — деревянная из досок (четырехугольная).



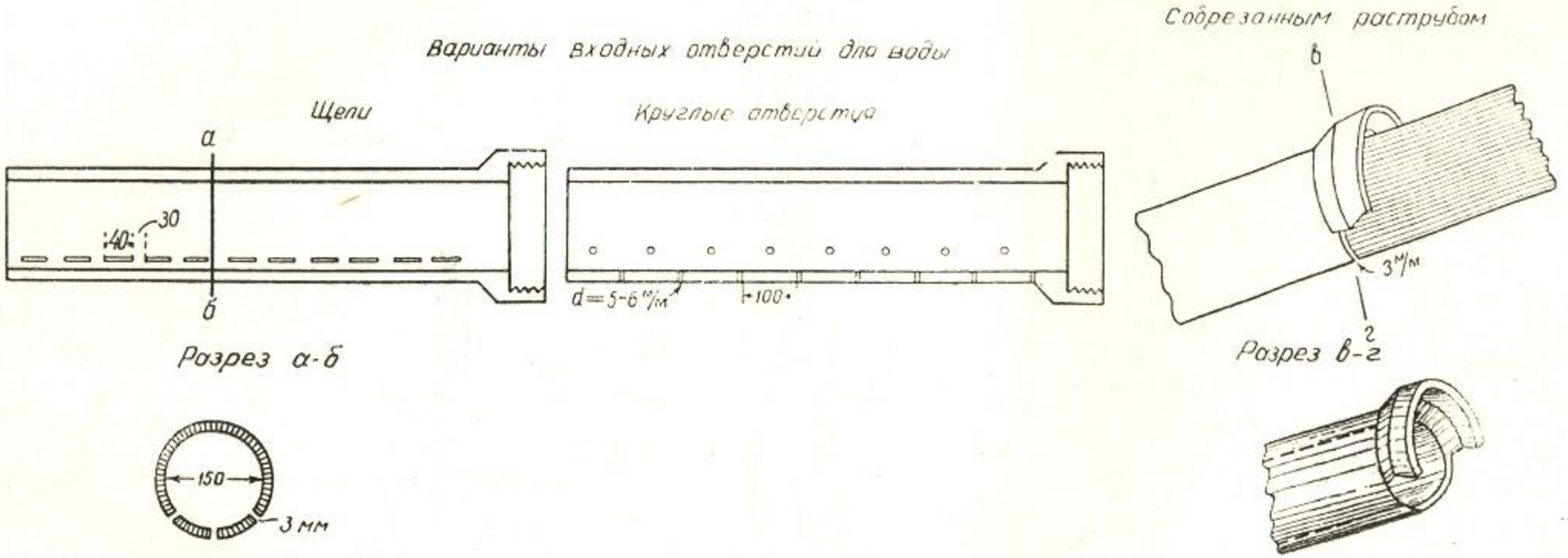


Рис. V — 91 *г* — гончарная с раструбами (круглая).

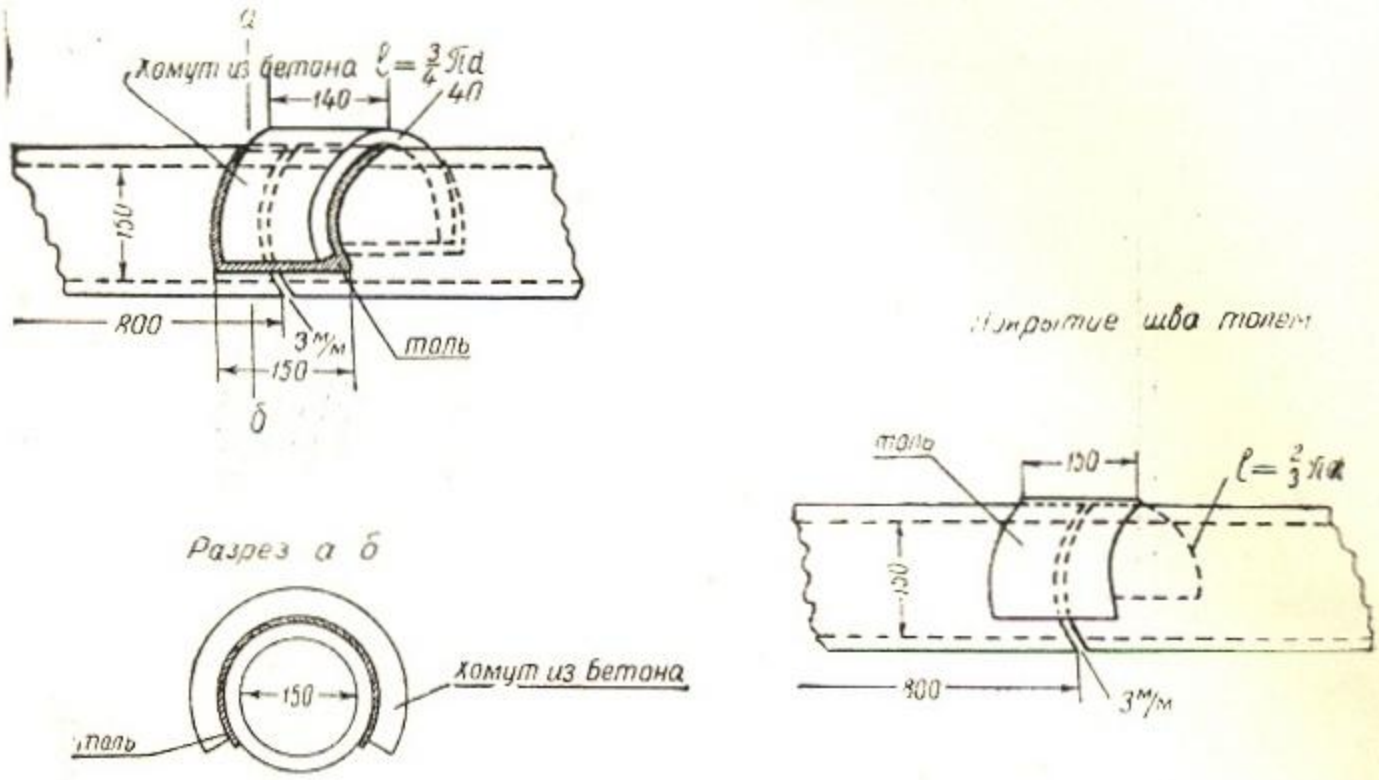


Рис. V — 91 *д* — гончарная впритык с бетонным хомутом (круглая).

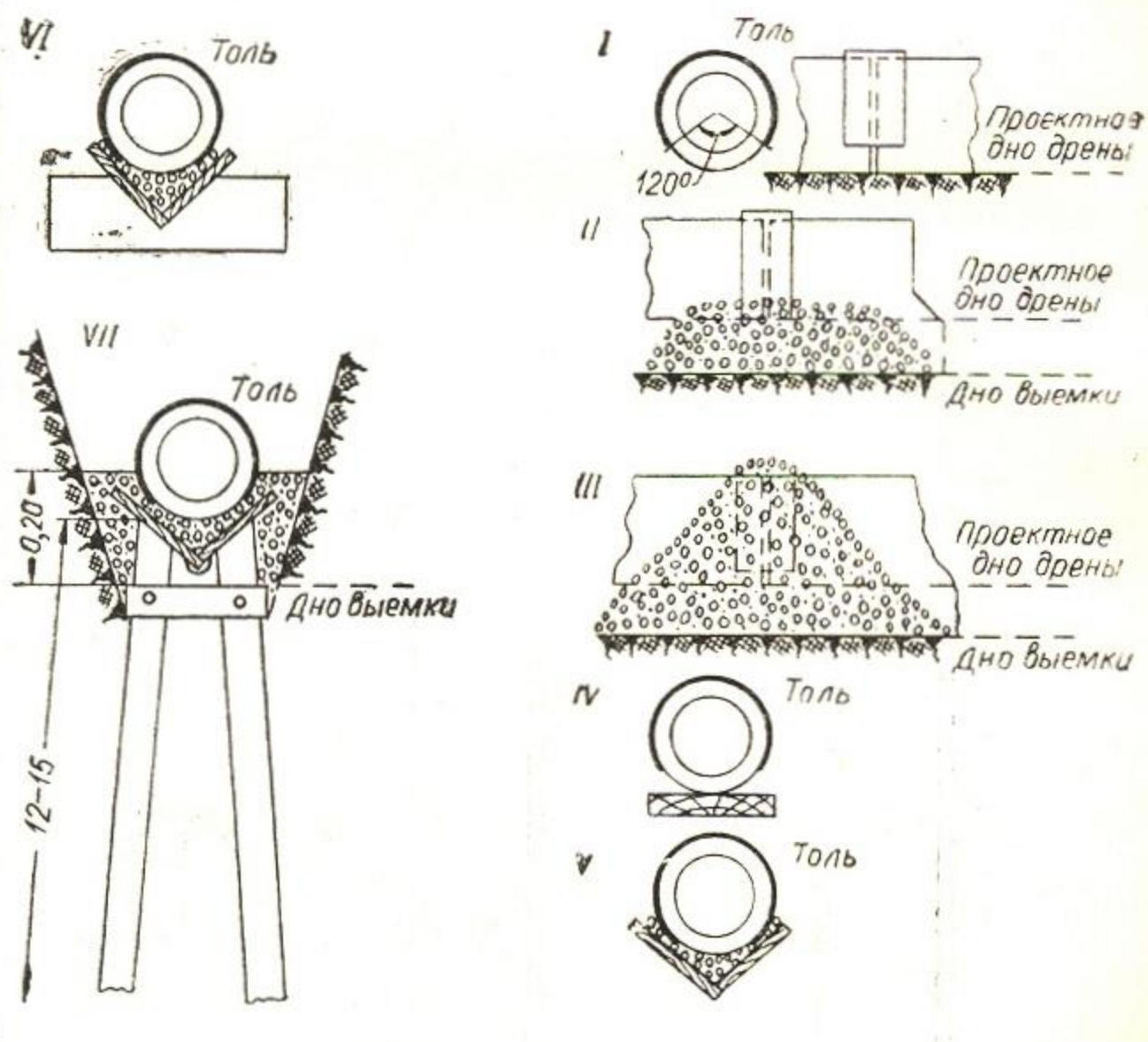


Рис. V — 92. Основания под дренажные трубы:
I — простейший стык с оберткой толем; *II* — стык на гравелистом основании; *III* — обсыпной стык на гравелистом основании; *IV* — простейшее основание на деревянной доске; *V* — основание из досок, сбитых углом с подсыпкой мелкого гравия; *VI* — то же, с добавлением коротких досчатых поперечин (лежней) через 1 м, *VII* — то же на сваях через 1 м.

Таблица V—68

Стоимость устройства закрытых дрен, руб

Материал труб	Выемка без крепления						Выемка с креплением								
	грунт	стоимость на 1 пог. м: земляные работы	гравий	трубы	всего без начислений / с начислениями	на 1 га с начислениями	грунт	стоимость на 1 пог. м: земляные работы	гравий	водоотлив	крепление	трубы	всего	всего на 1 пог. м с начислениями	всего на 1 га с начислениями
Стекло	Плотный	3,74	0,93	2,04	6,71 / 7,77	233	Плотный	0,68	1,07	0,20	0,50	2,04	4,49	5,11	153,1
	Средний	4,33	1,79	2,04	8,16 / 9,45	289,5	Средний	0,63	1,68	0,20	1,00	2,04	5,55	6,51	195,2
	Слабый	3,79	2,50	2,04	8,33 / 9,64	288,3	Слабый	0,90	2,29	0,30	1,50	2,04	7,03	8,14	244,2
	Плывун	4,50	5,33	2,04	11,87 / 13,76	413,0	Плывун	1,00	4,73	0,33	2,00	2,04	10,10	11,78	352,0
Глина	Плотный	3,74	0,93	1,33	6,00 / 6,93	208,0	Плотный	0,68	1,03	0,20	0,50	1,33	3,74	4,38	131,7
	Средний	4,33	1,79	1,33	7,45 / 8,57	257,0	Средний	0,68	1,68	0,20	1,00	1,33	4,89	5,66	169,6
	Слабый	3,79	2,50	1,33	7,62 / 11,16	264,2	Слабый	0,90	2,29	0,30	1,50	1,33	6,32	7,31	219,0
	Плывун	4,50	5,34	1,33	11,17 / 13,35	404,0	Плывун-	1,00	4,73	0,33	2,00	1,33	9,39	10,87	326,0

Продолжение таблицы V—68

Материал труб	Выемка без крепления							Выемка с креплением								
	грунт	стоимость на 1 пог. м					на 1 га с начислениями	грунт	стоимость на 1 пог. м						всего на 1 пог. м с начислениями	всего на 1 га с начислениями
		земляные работы	гравий	трубы	всего без начислений / с начислениями				земляные работы	гравий	водоотлив	крепление	трубы	всего		
Глина огнеупорная	Плотный	3,74	0,93	2,37	7,04 / 8,16		244,7	Плотный	0,69	1,07	0,20	0,50	2,37	4,83	5,59	168,0
	Средний	4,33	1,79	2,37	8,49 / 9,83		295,0	Средний	0,68	1,68	0,20	1,00	2,37	5,93	6,87	206,0
	Слабый	3,79	2,50	2,37	8,66 / 10,02		300,6	Слабый	0,90	2,29	0,30	1,50	2,37	7,36	8,52	255,4
	Плывун	4,50	5,34	2,37	12,21 / 14,14		425,5	Плывун	1,00	4,73	0,33	2,00	2,37	10,43	12,10	363,0
Бетон	Плотный	3,74	0,93	1,37	6,04 / 7,00		210,0	Плотный	0,68	1,07	0,20	0,50	1,37	38,2	4,43	133,0
	Средний	4,33	1,79	1,37	7,49 / 8,67		260,0	Средний	0,68	1,68	0,20	1,00	1,37	4,95	5,72	171,5
	Слабый	3,79	2,50	1,37	7,66 / 8,87		265,6	Слабый	0,90	2,29	0,30	1,50	1,37	6,36	7,96	221,0
	Плывун	4,50	5,34	1,37	11,21 / 13,00		390,0	Плывун	1,00	4,73	0,33	2,00	1,37	9,43	10,91	327,2

Материал труб	Выемка без креплений						Выемка с креплением								
	грунт	стоимость на 1 пог. м: земляные работы	гравий	трубы	всего без начислений / с начислениями	на 1 га с начислениями	грунт	стоимость на 1 пог. м: земляные работы	гравий	водоотлив	крепление	трубы	всего	всего на 1 пог. м с начислениями	всего на 1 га с начислениями
Асбоцемент	Плотный	3,74	0,93	1,49	6,16 / 7,13	214,0	Плотный	0,68	1,07	0,20	0,50	1,49	3,94	4,57	137,0
	Средний	4,33	1,79	1,49	7,60 / 8,81	264,2	Средний	0,68	1,68	0,20	1,00	1,49	5,05	5,84	175,2
	Слабый	3,69	2,50	1,49	7,78 / 9,00	270,0	Слабый	0,90	2,29	0,30	1,50	1,49	6,48	7,50	225,0
	Плывун	4,50	5,34	1,49	11,33 / 13,11	393,4	Плывун	1,00	4,73	0,33	2,00	1,49	9,55	11,04	331,0
Дерево	Плотный	3,74	0,93	0,65	5,32 / 6,16	184,7	Плотный	0,68	1,07	0,20	0,50	0,65	3,10	3,63	108,8
	Средний	4,33	1,79	0,65	6,77 / 7,88	235,0	Средний	0,68	1,68	0,20	1,00	0,65	4,21	4,87	146,0
	Слабый	3,74	2,50	0,65	6,99 / 8,03	241,0	Слабый	0,90	2,29	0,30	1,50	0,65	5,64	6,53	196,1
	Плывун	4,50	5,34	0,65	10,49 / 12,15	364,5	Плывун	1,00	4,73	0,33	2,00	0,65	8,71	10,08	302,5

При этом для каждого района может быть получена полуэмпирическая формула, содержащая опытный коэффициент, отражающий влияние факторов недостаточно точно учитываемых теоретической формулой.

В условиях близкого залегания водоупора $\left(a < \frac{B}{2}\right)$ такая зависимость имеет вид:

$$B = A\frac{\sqrt{K \cdot T \cdot H_1 \cdot H_2}}{\sigma(H_1 - H_2)}, \qquad (V-84)$$

где T — время, потребное для сработки уровня грунтовых вод с уровня H_1 до уровня H_2. Остальные обозначения даны выше.

Коэффициент A — рекомендуется принимать равным:
при залегании дна дрены на водоупоре 2,14 — 2,25;
для промежуточного залегания водоупора 2,25 — 2,60;
для глубокого водоупора (по В. С. Козлову)

$$A = 2{,}25\sqrt[4]{B_0},$$

где B_0 — коэффициент относительного увеличения притока воды в дрену при проницаемом основании.

При постоянных значениях A, T, σ, H_1, H_2 формула для определения B принимает вид:

$$B = A\sqrt{K}. \qquad (V-85)$$

Для районов, подверженных засолению, где применяется дренаж с глубиной дрен 2,5 — 3,0 м, эта формула приобретает вид:

$$B = (180 \div 200)\sqrt{K}. \qquad (V-86)$$

Для разных значений коэффициента фильтрации ширину междренных расстояний принимают равной данным табл. V — 69.

Таблица V — 69

Показатели	Грунты				
	очень тяжелые	тяжелые	средние	легкие	очень легкие
Коэффициент фильтрации K, м/сутки	<1	1 — 2	3 — 5	3 — 5	>10
Расстояния между дренами, м	<200	200 — 250	300 — 400	450 — 550	>550

С. Ф. Аверьянов и Цюн Син Е считают, что при определении расстояния между дренами, главную роль играет коэффициент фильтрации грунта (табл. V — 70). Они рекомендуют пользоваться данными, указанными в табл. V—70, для дрен, глубиной 3 м при глубоком водоупоре.

Таблица V — 70

Почво-грунты	Коэффициент фильтрации, м/сутки	Расстояния между дренами, м
Тяжелые	$<1{,}0$	<300
Средние	1,0 — 3,0	350 — 500
Легкие	5,0 — 10,0	>500

При увеличении глубины дрен на 1,0 м рекомендуется увеличивать междренные расстояния против значений, приведенных в табл.

V — 63, примерно на 50%. Плановое расположение этих элементов должно быть увязано с расположением соответствующих каналов оросительной системы.

§ 9. РАСЧЕТ ДРЕНАЖА ПО СКОРОСТИ СРАБОТКИ УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД КРИТИЧЕСКОГО ПЕРИОДА

Для орошаемых районов, требующих дренажных устройств в целях мелиорации, критический период в режиме грунтовых вод возникает в связи с проведением промывных поливов.

Для расчета требуются следующие исходные данные:

сложившийся режим грунтовых вод (динамика среднемесячных глубин грунтовых вод в метрах от поверхности земли);

размеры промывной нормы нетто в м³/га;

срок начала промывок (дата) и допустимая продолжительность промывного периода;

срок, к которому должна быть обеспечена требуемая норма осушения (начало сева, вегетационный полив);

водно-физические свойства почвенного слоя и подстилающих грунтов (скважность — A; предельная полевая влагоемкость — С; фактическая влажность — $\beta_н$);

коэффициенты фильтрации почвенно-грунтовых слоев в м/сутки;

данные о месячных размерах осадков, испарения с водной поверхности и с уровня грунтовых вод;

коэффициент полезного действия внутрихозяйственной системы.

Расчет дренажа ведут в следующей последовательности.

1. Определяют изменения в режиме грунтовых вод в связи с промывками, для чего: а) устанавливают норму брутто $M_{бр.} = \frac{M_н}{\eta_х}$, б) назначают режим промывных поливов (число поливов, размеры промывных норм отдельных поливов, сроки проведения), в) производят расчет подъема грунтовых вод от отдельных поливов по формулам: при наличии дефицита влаги в слое почвы до состояния предельной полевой влагоемкости:

$$\Delta h_1 = \frac{m_1 + O_1 - 100H\alpha - U_1}{100\mu},$$

где Δh_1 — подъем уровня грунтовых вод от промывного полива;

m_1 — норма промывного полива; O_1 — количество осадков за период промывного полива; U_1 — величина испарения; H — мощность слоя до уровня грунтовых вод; $\alpha = (c - \beta_{пр})$ — дефицит влажности;
$\mu = (A - C)$ — коэффициент свободной водоотдачи;

при насыщении слоя почвы до состояния предельной полевой влагоемкости:

$$\Delta h_2 = \frac{m_2 + O_2 - U_2}{100\mu}.$$

На графике грунтовых вод отмечают результаты расчета влияния промывных поливов и фиксируют положение горизонта грунтовых вод на конец промывного периода.

2. Устанавливают потребную норму осушения и в зависимости от нее требуемую глубину дрен (t), как указано выше.

Определяют из хозяйственного задания допустимый срок (T) сработки критического уровня грунтовых вод до „нормы осушения".

3. Выяснив условия, определяющие расчетную схему работы дренажных устройств (условия питания — местные, внешние, комбинированные, положение водоупора — на уровне дна дрены, ограниченное положение, водоупор бесконечно удален) — используют приемлемую расчетную зависимость для определения расстояний между дренами.

Полученное расстояние корректируют в зависимости от расстояний между временными оросителями. Производят разбивку в плане сети дрен, собирателей и коллекторов, во всех случаях соблюдая нормативные требования об увязке элементов осушительной и оросительной систем.

4. Определяют расчетные значения дренажного модуля и расчетные расходы дрен, собирателей и коллекторов.

5. Производят гидравлический расчет закрытых и открытых элементов и решают вопросы конструирования фильтровых устройств, подготовки основания, заложения откосов и т. п. Проектируют продольные профили и поперечные сечения дрен, собирателей, коллекторов.

6. Назначают размещение необходимой арматуры (смотровые и наблюдательные колодцы, устья, регуляторы, водомеры и т. п.) и выбирают конструкции для запроектированных сооружений.

7. Производят подсчеты объемов работ и вычисление удельных объемных и стоимостных показателей.

§ 10. ВЕРТИКАЛЬНАЯ СИСТЕМА ОСУШЕНИЯ

К основным недостаткам горизонтальных осушительных систем, остро ощутимым при борьбе с засолением орошаемых земель, относятся:

а) глубокие первичные дрены (3 — 4 м) для обеспечения больших норм осушения и трудности, возникающие при выборе водоприемника для такой системы;

б) зависимость плановой и высотной схем горизонтального дренажа от топографических условий;

в) заиление закрытых дрен; зарастание и обрушение откосов открытых дрен.

Кроме того, крупным недостатком открытых горизонтальных систем является большая потеря площади, отчуждаемой под дренажные устройства, и затруднения, которые создают открытые сечения дрен и коллекторов для механизации работ и транспорта. Поэтому мелиораторы стремятся найти более эффективную систему дренирования засоленных земель. Такой системой является вертикальный дренаж насосными и поглощающими колодцами.

Дренаж насосными колодцами применяется с большим эффектом в природных условиях, когда существует гидравлическая связь между верхними дренируемыми мелкоземистыми слоями и подстилающими слоями, сложенными гравием и галькой (отсутствуют водонепроницаемые прослойки глины, шоха, арзыка и т. п.), или когда подстилающий водопроницаемый слой отличается большой мощностью и хорошей водоотдачей.

Очень важным условием, определяющим возможность применения дренажа насосными колодцами, является гарантированный источник энергии. При наличии электрической энергии работа колодцев становится вполне обеспеченной, а эксплуатационные расходы — минимальными.

§ 11. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ДРЕНАЖНЫХ НАСОСНЫХ КОЛОДЦЕВ

Количество вод, подлежащих откачке, определяется из балансового уравнения:

$$W = \Sigma E + \sigma(Z - a) + \Delta W, \qquad (V - 87)$$

где W — количество вод, подлежащих откачке; ΣE — годичное испарение с поверхности грунтовых вод в районе проектирования вертикального дренажа; Z — расстояние от поверхности земли до уровня, заданного нормой осушения; a — то же, до наивысшего уровня грунтовых вод; ΔW — дополнительный объем осушения, получающийся в результате воронкообразования при откачках.

Для районов орошения расчетное балансовое уравнение может быть принято в таком виде:

$$W = \Sigma E + \frac{\alpha N}{100} + \frac{\beta M}{100}, \qquad (V - 88)$$

где N — количество поступивших вод на поливные участки;
M — суммарный сток оросительных каналов, подающих воду в район орошения; α и β — проценты просочившихся ниже корневой зоны растений соответственно поливных и фильтрационных вод. Их величина находится опытным путем или устанавливается на основании существующих норм и технических условий.

Для определения числа колодцев надо задаться дебитом колодцев, графиком работы насосных агрегатов и продолжительностью откачек в течение года.

Длительность откачек определяется размером оросительного периода, скоростью восстановления уровня после произведенной откачки и зависит от особенностей почвенных, гидрогеологических и климатических условий.

Дебит колодцев назначают соответственно гидрогеологическим условиям, производительности наличного насосного оборудования, требованиям орошения или рассчитывают по теоретическим и эмпирическим формулам. Дебит совершенных колодцев, достигающих дном водоупорного слоя, рассчитывают по формулам (V — 71 и V — 72). Дебит несовершенных одиночных колодцев, частично прорезающих водоносный слой и не доходящих до водоупора, определяют по формулам:

а) напорный колодец с водопроницаемыми стенками и открытым плоским дном:

$$Q = \frac{2\pi \cdot k \cdot s \cdot l}{ln \frac{R(1 + \sqrt{2} + r)}{r\sqrt{2(1+R)}} + r}, \qquad (V - 89)$$

б) безнапорный колодец с водопроницаемыми стенками и открытым полусферическим дном:

$$Q = \frac{2\pi \cdot k \cdot s \cdot l}{ln \frac{R(1 + r)}{r(1 + R)}}, \qquad (V - 90)$$

в) напорный колодец с глухим дном:

$$Q = \frac{\pi \cdot k \cdot s \cdot (2l - s)}{lnR/r}, \qquad (V - 91)$$

где Q — дебит колодца, м³/сут; k — коэффициент фильтрации, м/сут; l — глубина погружения колодца в водоносный слой, или расстояние от подошвы покровного слоя до дна колодца, м; s — глубина откачки, м; R — радиус действия колодца (длина депрессионной кривой), м; r — радиус колодца, м.

Более точно дебит как совершенных, так и несовершенных колодцев определяется по кривым дебита, получаемым на основе опытных откачек. Методика такого определения дебита изложена в специальных работах.

Имея дебит колодцев и установив продолжительность их работы в течение года, определяют число потребных колодцев по формуле:

$$n = \frac{W}{T \cdot Q}, \qquad (V - 92)$$

где W — объем откачиваемых вод, м³; Q — дебит колодца м³/сут; T — период работы колодца, сутки.

Кроме числа потребных насосов, соответствующих числу колодцев, надо предусмотреть некоторое число резервных насосов.

Минимальный диаметр фильтра устанавливают по габаритным размерам насосов. При этом длина фильтра может быть вычислена по формуле С. К. Абрамова, полученной из условия равенства водозахватной способности колодца ожидаемому дебиту:

$$l_ф = 7643 \frac{Q}{d V_ф}, \qquad (V - 93)$$

где $l_ф$ — длина фильтра, м; Q — ожидаемый дебит колодца, м³/сут; d — наружный диаметр фильтра, м; $V_ф$ — допустимая входная скорость фильтрации, м/сутки

$$V_ф = 65 \sqrt[3]{k}. \qquad (V - 94)$$

Во избежание коррозии рабочая часть фильтра должна полностью размещаться ниже депрессионной кривой.

Подробные сведения по проектированию дренажа вертикальными насосными колодцами изложены в специальных работах.

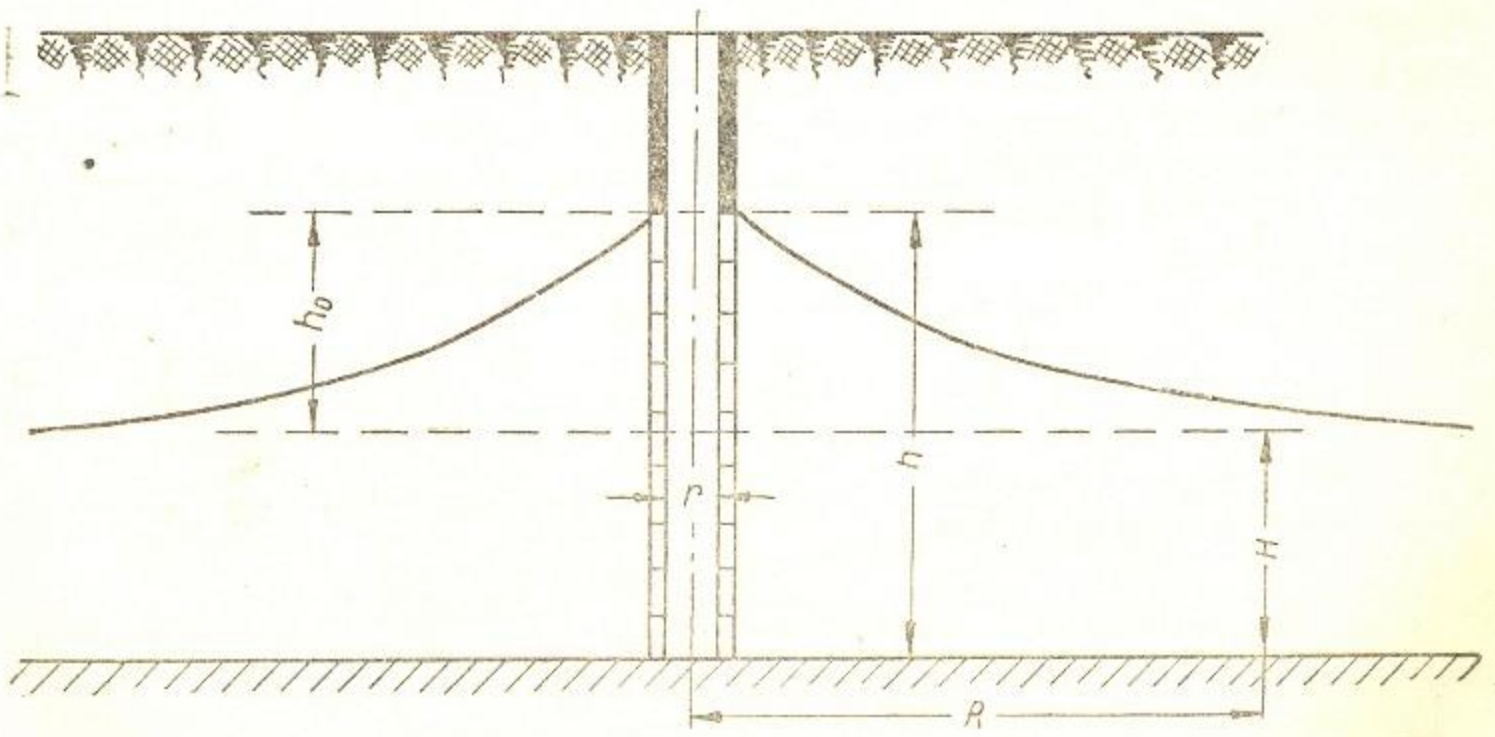


Рис. V — 93. Поглощающий колодец:
h_0 — напор воды в колодце; h — глубина воды над водоупором; H — мощность водопоглощающего слоя; R — радиус растекания фильтрующего потока; r — радиус поглощающего колодца.

§ 12. ПОГЛОЩАЮЩИЕ КОЛОДЦЫ

Осушение с помощью поглощающих колодцев возможно в условиях определенной гидрогеологической схемы (рис. V—93). Поглощающие колодцы позволяют ликвидировать заболачивание территории от поверхностных вод или вод, скопившихся в верхнем мелкоземистом слое, подпертых водоупором. Их действие основано на использовании в качестве водоприемника подстилающего водопроницаемого слоя гравия или гальки. Диаметр поглощающих колодцев — 15 — 25 см. Глубина — 3 — 10 м. Расстояния между отдельными колодцами — 15 — 40 м.

Продолжительность действия такой системы зависит от предотвращения заиления водопроницаемого слоя наносами, которые могут содержаться в воде, сбрасываемой через поглощающие колодцы в этот слой. Если поглощающие колодцы созданы для отвода избыточных поверхностных вод на подходе к ним, вода должна быть осветлена в специальных отстойниках.

§ 13. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ОРГАНИЗАЦИИ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА МЕЛИОРАТИВНЫМ СОСТОЯНИЕМ ТЕРРИТОРИИ

Для своевременного учета неблагоприятных изменений в мелиоративном состоянии орошаемых земель и определения причин таких изменений, а также выявления эффективности запроектированного к осуществлению комплекса мелиоративных мероприятий, в составе органов эксплуатации гидромелиоративных систем создается служба мелиоративного контроля.

В своей работе служба мелиоративного контроля должна обеспечить систематическую регистрацию и анализ изменений переменных показателей мелиоративного состояния территории, и прежде всего таких, как режим грунтовых вод и динамика засоления почво-грунтов.

Для выполнения этих наблюдений на территории оросительной системы создаются: а) опорные створы наблюдательных колодцев; б) сеть внутрихозяйственных наблюдательных колодцев.

На орошаемых и неорошаемых массивах выбирают контрольные пункты для регистрации динамики солесодержания в почво-грунтах. С помощью известных гидрометрических инструментов и методов организуют учет поступления и отвода поверхностных и грунтовых вод с орошаемого массива.

В пределах орошаемой территории должны быть оборудованы специальные балансовые участки, наблюдения на которых позволили бы выявить особенности водного баланса и баланса грунтовых вод отдельных мелиоративных районов и таких элементов орошаемой территории как поливной участок, перелог, целинные земли и т. п.

Глава 14

ПЕРЕУСТРОЙСТВО ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

§ 1. ОСНОВНЫЕ НЕДОСТАТКИ СТАРЫХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Значительную часть ирригационных систем Средней Азии, Казахстана и Закавказья составляют старые оросительные системы, построенные сотни лет назад. Их основные недостатки: неурегулированность речного стока; отсутствие инженерного головного водозабора и необходимых гидротехнических сооружений на сети; большое ко-

личество параллельных каналов и мелких отводов, излишняя протяженность оросительной сети; неправильное расположение каналов в плане, продольном и поперечных профилях; заиление и размыв русел каналов; отсутствие коллекторно-дренажной сети; малые размеры поливных участков; большие эксплуатационные расходы. Они задерживают развитие орошаемого земледелия, ведут к снижению урожайности сельскохозяйственных культур.

Работы по переустройству старых систем делятся на:

переустройство межхозяйственных (государственных) оросительных систем, осуществляемое по государственным планам за счет средств государственного бюджета и переустройство внутрихозяйственных оросительных систем, выполняемое по планам и за средства самих хозяйств (колхозов, совхозов).

§ 2. ПЕРЕУСТРОЙСТВО МЕЖХОЗЯЙСТВЕННЫХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Переустройство государственных оросительных систем выполняется на основе проектной схемы для ирригационной системы в целом и проектов, составленных для отдельных объектов реконструкции.

Схема является по существу перспективным планом переустройства и развития оросительной системы, на основании которого составляются проекты и осуществляется строительство отдельных объектов.

В схеме намечаются технические мероприятия по улучшению использования земельно-водных ресурсов системы, в состав которых входит: регулирование стока источника орошения; выявление дополнительных водных запасов системы; улучшение головного водозабора; улучшение технического состояния магистральных и межхозяйственных каналов; ликвидация большого количества мелких отводов и сокращение количества выделов воды в хозяйства; оборудование системы всеми необходимыми инженерными гидротехническими сооружениями и водомерными устройствами; сокращение потерь воды и повышение к. п. д. системы; борьба с заилением и размывами оросительных каналов; переустройство существующей и постройка новой коллекторно-дренажной сети; укрупнение размеров поливных участков с приданием им прямоугольной формы; планировка поверхности поливных участков; оборудование системы необходимыми служебными и жилыми зданиями, средствами связи и вспомогательными устройствами; введение в сельскохозяйственный оборот всех возможных к орошению земель.

Схема должна обязательно учитывать также нужды других отраслей народного хозяйства — энергетики, водоснабжения, транспорта, рыбного хозяйства, то есть предусматривать комплексное использование водных ресурсов. Составление схем переустройства оросительных систем должно производиться при непосредственном участии эксплуатационных органов водного хозяйства, работники которых имеют большой практический опыт и хорошо знают все условия работы и недостатки оросительных систем.

Основным техническим документом, на основании которого производится переустройство оросительных систем, является проект переустройства. Его разрабатывают для отдельных частей системы, каналов и объектов в соответствии с очередностью, установленной в схеме переустройства оросительной системы. Проект переустройства оросительных каналов с расходом воды до 10 м^3/сек составляется, как правило, в одну стадию проектными группами при эксплуатационных органах водного хозяйства. Проектирование крупных и сложных объектов выполняется в две (а иногда и в три) стадии проектирования специальными проектными институтами.

При составлении схем и проектов переустройства оросительных систем следует руководствоваться методами, указаниями и нормами проектирования каналов и сооружений, изложенными в предыдущих главах настоящего раздела, а также Техническими указаниями по проектированию каналов оросительных систем Главводхоза МСХ СССР. Следует однако иметь в виду, что переустройство оросительных систем имеет свои особенности, так как оно ведется в условиях действующих оросительных каналов и с уществующих колхозов и совхозов.

Поэтому при проектировании переустройства каналов и объединении мелких отводов необходимо учитывать удобства получения воды районами и хозяйствами из межрайонных и межхозяйственных каналов. Особое внимание уделяется созданию обособленного получения воды из межхозяйственных каналов и правильному назначению точек выдела воды хозяйствам.

По действующим инструкциям и указаниям каждое хозяйство должно получать воду из 1-2 точек выдела. Выполнение этого требования в крупных хозяйствах вызывает необходимость устройства параллельных межхозяйственному каналу длинных объединителей с большими потерями воды. Необходимо стремиться к минимальному количеству точек выдела воды в хозяйство, но в то же время следует избегать длинных (в несколько километров) объединителей, намечая их в соответствии со схемой расположения существующих отводов, рельефом местности, а также с проектами переустройства внутрихозяйственной сети и организацией территории в хозяйствах. Помимо объединения мелких отводов проект переустройства должен предусматривать ликвидацию имеющихся дефектов оросительных систем: заиление или размыв каналов, недостаточная пропускная способность, большие потери воды и др. Намечая мероприятие по борьбе с заилением каналов прежде всего выясняют места образования, количество и фракционный состав наносов, поступающих в систему, а также количество и состав наносов, которые можно допустить на орошаемые поля. В зависимости от этого принимают меры по укреплению склонов в верховьях рек (борьба с эрозией почв), сокращению поступления или по удалению наносов, поступивших в оросительную систему. С этой целью намечают постройку или реконструкцию головных сооружений, с оборудованием их устройствами по недопущению или удалению наносов, по изменению уклонов, продольного и поперечного профилей каналов и др. Если указанные меры все же не обеспечивают незаиляемости каналов, то проектируют устройство головных или внутрисистемных отстойников с гидравлической промывкой наносов при достаточных уклонах или удалением их из отстойников землеройными машинами.

Наиболее радикальной мерой борьбы с размывами русел каналов является устройство постоянных инженерных сооружений (перепадов или быстротоков). Применение сплошных креплений, особенно из недолговечных материалов, по всей длине размываемых участков каналов не рекомендуется, так как временные устройства требуют значительных ремонтов и обходятся в конечном счете дороже постройки постоянных сооружений. Продольный профиль размываемых участков следует проектировать с предельным уклоном по допустимой неразмывающей скорости, а избыточность падения гасить перепадами или быстротоками.

Потери воды на фильтрацию в существующих системах определяются не по расчетным формулам, а по данным эксплуатационной гид-

рометрии, которые позволяют определить общие потери по каждому каналу и выявить участки с наибольшими потерями воды. Это необходимо для установления очередности выполнения работ по борьбе с фильтрацией. Водохозяйственные расчеты на существующих системах упрощаются тем, что по каждому каналу ежегодно составляются планы водопользования и по всем хозяйствам имеются подробные сведения о земельном фонде.

При проектировании переустройства каналов надо обязательно использовать опыт хорошей, оправдавшей себя на практике, работы каналов, фактические значения коэффициентов шероховатости, неразмывающих и незаиляющих скоростей, коэффициентов откосов, что позволит вносить ценные поправки к техническим указаниям и нормам проектирования.

При недостаточном командовании горизонтов воды в старшем канале над горизонтом воды в отводе необходимо выяснить, чем вызываются высокие отметки в отводе и нельзя ли снизить эти отметки. Может случиться, что высокие горизонты воды в младшем канале объясняются желанием подать воду на отдельные повышенные участки земель с небольшой площадью, которые можно было бы спланировать, или перевести на машинное орошение, или даже исключить из орошения.

С другой стороны необходимо тщательно выбирать обоснованную величину минимального расхода воды в старшем канале, по которому проверяется командование, выяснить, как фактически осуществляется водозабор в отводы при минимальных расходах и не следует ли для повышения горизонтов воды в старшем канале установить по нему для периода минимальных расходов воды очередное водопользование (водооборот). Если же оказывается, что горизонты воды в старшем канале не обеспечивают нормальной подачи воды в некоторые отводы, то решается вопрос о переносе отвода или объединения выше по течению канала, или же намечается постройка подпорных сооружений для повышения уровня воды в старшем канале.

Подпоры на оросительном канале создавать, как правило, не рекомендуется, так как они вызывают заиление и, кроме того, могут привести к подъему грунтовых вод на прилегающей местности. Поэтому подпорные сооружения на оросительных системах, неблагополучных в мелиоративном отношении, строятся только в крайне необходимых случаях.

Подпорные сооружения устраивают перед высоко расположенными отводами. Это — узловые сооружения, к которым подтянуты отводы, имеющие высокие отметки. Подпорные сооружения проектируют в местах резкого перелома рельефа, где необходимо строить перепады или быстротоки, а также около сбросов.

В практике переустройства оросительных систем встречаются случаи, когда пропускная способность существующих каналов превышает форсированные расходы воды, установленные расчетом. Здесь особо тщательно проверяют командование каналов, так как при пропуске по ним расчетных расходов, горизонты воды могут оказаться недостаточными для забора в отводы и в объединения нужных расходов воды. На оросительных системах дельтового типа с низкими горизонтами в источниках орошения в весенний критический период при разделении зон самотечного и машинного орошения, а также при проектировании отметок порогов сооружений, забор воды проверяется для каждого месяца, а в критический период — даже для каждой декады.

Подпорные сооружения рассчитывают только на работу при малых горизонтах воды в критический период, так как в остальное время подпоры не нужны. Соответственно этому выбирают типы подпорных сооружений (щитовые, без порога).

В проектах переустройства существующих каналов нередко встречаются участки, имеющие избыточную против расчетной пропускную способность, вследствие широкого или заглубленного русла. Уменьшение пропускной способности таких участков с помощью подсыпок нецелесообразно. Изменение поперечного профиля допускается только в случае, когда уширенное сечение канала вызывает значительное снижение командных горизонтов воды, или приводит к блужданию, или заилению русла.

Заглубленные участки русла заравнивают поступающими с водой наносами. Если же наблюдаются размывы дна и откосов канала, угрожающие потерей командования, то избыточное падение погашается устройством перепадов и быстротоков.

При проектировании поперечных сечений существующих каналов нет необходимости обязательно придавать им правильную трапецоидальную форму.

Устойчивые откосы каналов встречаются и при небольших величинах их заложения. Если такие устойчивые участки пропускают расчетные расходы воды, то не следует их изменять и откосы делать пологими. При конструировании каналов надо считаться с их существующим поперечным сечением. Каналы местами проходят в сложных условиях рельефа, вблизи населенных пунктов, дорог, густо засажены деревьями. Поэтому уширение канала иногда делается только за счет одной его стороны или вместо уширения, проектируется подсыпка дамб.

В проекте переустройства каналов предусматривается постройка всех необходимых гидротехнических сооружений, размещение их показывается на плане. Для каждого канала подбираются типы или стандарты сооружений.

Выбор того или иного типа зависит от назначения сооружений, срока службы, месторасположения, наличия строительных материалов, возможностей заводского изготовления деталей сооружений, транспорта, подъемных приспособлений, механизации производства работ и проч. Сооружения на оросительных системах рекомендуется строить из долговечных материалов (бетон, железобетон, камень). Сооружения в голове канала, в узлах распределения воды, в головах распределительных каналов и в точках выдела воды в хозяйства должны иметь водомеры. На выделах воды в хозяйства нужны счетчики стока.

Гидротехнические сооружения с расходом воды до 10 м³/сек строят по типовым проектам стандартных сооружений. Сооружения на расход более 10 м³/сек или сложные сооружения строят по индивидуальным проектам. Однако при проектировании и постройке этих сооружений рекомендуется применение проектов повторного использования и отдельных стандартных деталей.

§ 3. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ВНУТРИХОЗЯЙСТВЕННОЙ СЕТИ

Работы по переустройству внутрихозяйственной сети в больших объемах проводятся во всех орошаемых районах в связи с переходом на новую систему орошения.

Они позволили значительно увеличить размеры поливных участков и создать вместо постоянных каналов временную оросительную сеть, что обеспечило более производительное использование сельскохозяй-

ственных машин. Проводимые работы по переходу на новую систему орошения представляют собой лишь первый этап переустройства внутрихозяйственной сети. Первоначальные работы по укрупнению поливных участков были ориентированы на продольную тракторную культивацию посевов хлопчатника, поэтому укрупненные участки часто имеют неправильную конфигурацию, а иногда и недостаточную ширину. В проектных схемах переустройства сети не затрагивались вопросы введения севооборотов, планировки поливных участков, мелиорации орошаемых земель, армирования сети гидротехническими сооружениями, мероприятий по сокращению потерь воды.

В связи с внедрением севооборотов и комплексной механизации сельскохозяйственных работ с продольно-поперечной обработкой посевов (хлопчатника, кукурузы) составленные ранее проектные схемы по переустройству внутрихозяйственной сети колхозов и совхозов должны быть пересмотрены и уточнены. Уточнение должно касаться размеров и конфигурации поливных участков в соответствии с требованиями продольно-поперечной обработки посевов, а также увязки границ поливных участков с проектами севооборотов. Одновременно должно быть пересмотрено расположение постоянных внутрихозяйственных каналов, составлены или уточнены схемы оборудования внутрихозяйственной сети гидротехническими и водомерными сооружениями, определены объемы работ по планировке поверхности поливных участков. Во всех хозяйствах, имеющих засоленные и заболоченные земли, должна быть запроектирована коллекторно-дренажная сеть.

На маловодных системах рекомендуется предусматривать антифильтрационные мероприятия.

При уточнении проектных схем переустройства сети следует руководствоваться следующими соображениями.

Расположение постоянных оросительных каналов и размещение гидротехнических сооружений и водомерных устройств, связанное с условиями рельефа, должно быть подчинено требованиям правильной организации территории и хозяйственной деятельности колхоза или совхоза.

В проектах севооборотов и проектных схемах переустройства внутрихозяйственной сети колхозов и совхозов решаются вопросы размещения колхозного центра (центральной усадьбы совхоза), поселков, организации и размещения полевых и кормовых севооборотов, садов, виноградников, тутовников, участков бахчевых и продовольственных культур.

Колхозные поселки проектируют на базе существующих населенных пунктов колхоза с желательным расположением их в центре колхозной территории в здоровой местности с хорошими санитарными условиями и водоснабжением. Под полевые севообороты отводятся лучшие, наиболее плодородные земли с равнинным рельефом.

При проектировании и введении севооборотов в колхозах устанавливается наиболее рациональная площадь одного полевого севооборота (массива) и количество параллельных севооборотов в колхозе.

Размеры и расположение севооборотных массивов определяют:

а) однородность почвенных, гидрогеологических и других природных условий;

б) удобство размещения сельскохозяйственных культур поливных участков и бригад комплексной механизации;

в) условия подачи и распределения оросительной воды;

г) расстояние до колхозных поселков, минимум непроизводительных переездов и переходов.

Севооборотные массивы в хлопкосеющих хозяйствах проектируются площадью от 500 до 700 га (Узбекская ССР).

Такие размеры севооборотных массивов позволяют:

а) обеспечить однородность почвенно-гидрогеологических условий и проведение соответствующего им агрокомплекса;

б) разместить на севооборотном массиве 2 — 3 бригады комплексной механизации:

в) обеспечить подачу воды каждой тракторно-полеводческой бригаде непрерывным током в течение всего вегетационного периода. Внутри бригады организуется очередное получение воды по поливным участкам.

При проектировании расположения севооборотных массивов и площадей бригад комплексной механизации необходимо создавать обособленное получение воды каждой бригадой и обязательно увязывать их расположение с трассами основных хозяйственных каналов и точками выдела воды в колхозе из межхозяйственной сети. В необходимых случаях следует провести новые каналы, изменить трассы участков существующих каналов, произвести переключения, объединение отводов и т. д.

Правильное расположение площадей бригад в увязке с каналами и севооборотными массивами имеет большое практическое значение, так как от этого в значительной мере зависит четкая организация полеводческих работ, рациональное использование сельскохозяйственных машин и оросительной воды в хозяйстве.

Основными условиями, определяющими расположение полей севооборота, бригадных и поливных участков в хлопководческом хозяйстве являются:

а) размеры севооборотных массивов, поливных участков при продольно-поперечной обработке хлопчатника и площади, закрепляемой за одной бригадой комплексной механизации;

б) принятые схемы севооборота;

в) более компактное размещение бригад;

г) наиболее полное, с меньшими холостыми пробегами использование сельскохозяйственных машин и оросительной воды.

При площадях севооборотных массивов 500 — 700 га и рекомендуемых для хлопкосеющих хозяйств севооборотах, размеры севооборотных полей будут в пределах 60 — 80 га.

Размеры поливных участков при продольно-поперечной обработке необходимо увязывать с возможностями полива и суточной производительностью тракторов на обработке.

Освоение больших поливных участков площадью в 30, 40 и более гектаров происходит со значительными затруднениями. Поливы и последующие обработки таких участков затягиваются, возникают недопустимые разрывы в сроках между поливами и обработками. Увеличивается объем планировочных работ.

В то же время увеличение производительности сельскохозяйственных машин на таких участках по сравнению с участками площадью в 20 — 25 га — незначительно. Оптимальными размерами поливных участков считают 15 — 25 га. В пригородных районах с большим количеством построек и в районах с густой сетью тутовых насаждений, размеры поливных участков допускают в 5 — 15 га.

Поливные участки при продольно-поперечной обработке должны иметь правильную форму прямоугольника или, в крайнем случае, трапеции с соотношением длины участка к его ширине от 1,5 : 1 до

3 : 1. Длину поливного участка принимают в пределах от 400 до 800 м, ширину — не менее 200 — 250 м.

Посевы сельскохозяйственных культур, не входящих в состав основных севооборотных массивов, а также сады, виноградники и тутовые насаждения, размеры и режим орошения которых значительно отличаются от режима орошения культур основного севооборота, рекомендуется размещать на отдельных хозяйственных распределителях или их отводах.

Для этих площадей, а также для поселков, следует выделять отдельный ток воды.

При уточнении проектных схем переустройства внутрихозяйственной сети в хозяйствах, имеющих заболоченные и засоленные земли, особое внимание уделяют вопросам улучшения их мелиоративного состояния. С этой целью устанавливают площади таких земель, глубину залегания грунтовых вод и изменение ее по времени, степень засоления почвы и минерализацию грунтовых вод, а также причины заболачивания и засоления.

Мелиоративные мероприятия направляют прежде всего на устранение причин заболачивания и засоления земель. Такими причинами часто бывают поступление излишнего количества воды в систему, особенно в зимнее время, завышенные нормы орошения, посевы риса в запрещенных местах, отсутствие водосборов и сбросов для отвода поверхностных вод, отсутствие или плохая работа коллекторно-дренажной сети. Если окажется, что мероприятия по урегулированию поверхностного тока и экономному расходованию воды будут недостаточными и не дадут существенного снижения уровня грунтовых вод, то необходимо проектировать переустройство и заглубление старой или постройку новой коллекторно-дренажной сети.

Учитывая недостаточное еще совершенство методов составления водно-мелиоративных балансов и главным образом установление различных расчетных коэффициентов, определение расстояний между дренами необходимо корректировать опытом работающих дрен и по данным непосредственных наблюдений за их дренирующим действием по наблюдательным колодцам и скважинам.

Величины дренажного модуля можно определять по замерам расходов воды в коллекторах и дренах (см. гл. 13).

Открытые коллектора и дрены в хозяйствах прокладывают обычно по границам поливных участков. Учитывая это, в ряде случаев можно рекомендовать устройство более разреженной дренажной сети (через одну дрену) с тем, чтобы при необходимости ее можно было бы сгустить.

Действие открытого дренажа возможно усилить устройством временных открытых дрен, которые располагаются в промежутках между постоянными дренами. Потребность во временном дренаже часто возникает при промывках сильно засоленных земель и при освоении засоленных перелогов. Прекращение подачи воды по каналам в осенний период является полезным, так как приводит к резкому снижению уровня грунтовых вод, поэтому во всех мелиоративно неблагополучных районах следует рекомендовать переход колхозов и совхозов на питьевое и бытовое водоснабжение из колодцев и артезианских скважин.

Наиболее распространенными гидротехническими сооружениями в хозяйствах являются водовыпуски, перегораживающие сооружения и водомерные посты, значительно реже встречаются перепады, дюкеры, лотки. В первую очередь строятся сооружения на основных каналах,

включая выделы воды в участковые распределители и во вторую очередь — водовыпуски во временные оросители. Одновременно с оборудованием внутрихозяйственной сети сооружениями необходимо организовать учет оросительной воды в хозяйстве.

В колхозах и совхозах, где вся хозяйственная деятельность подчинена единому руководству, нет надобности снабжать водомерами все гидротехнические сооружения на отводах. В хозяйствах следует оборудовать водомерами:

а) точки выдела воды в хозяйство из государственных оросительных систем;

б) основные узлы распределения воды в хозяйстве;

в) точки выдела воды отделениям совхоза, бригадам и в отводы, обслуживающие поселок, прифермский севооборот.

Учет воды в хозяйстве должен помогать организации правильного распределения воды между бригадами или отделениями.

Все гидротехнические сооружения в хозяйстве, как правило, должны быть постоянного типа из долговечных материалов (бетон, камень, кирпич). При выборе типов сооружений в хозяйстве большое значение имеют условия заготовок материалов, или изготовления их, условия транспортирования и проч.

Самое широкое применение при постройке гидротехнических сооружений в хозяйствах должны получить сборные конструкции сооружений из готовых деталей, изготовляемых на заводах и полигонах. Помимо общеизвестных преимуществ сборных (блочных) сооружений перед монолитными, применение их в хозяйствах позволяет при необходимости разобрать построенные сооружения и собрать их заново в другом месте. Необходимость в этом может возникнуть при переустройстве внутрихозяйственной сети, постройке сооружений на просадочных грунтах и устройстве водовыпусков во временные оросители.

В каждом хозяйстве имеется разветвленная сеть хозяйственных и полевых дорог, которые должны обеспечить подъезды к каждому севооборотному полю и поливному участку сельскохозяйственных машин и орудий, доставку удобрений, вывоз урожая, а также связь с колхозными поселками и дорогами межхозяйственного значения.

Дороги в колхозах часто располагаются вдоль оросительных каналов и пересекают отводы из этих каналов. Во избежание устройства специальных дорожных сооружений (мостов, труб-переездов), целесообразно совмещать их с ирригационными сооружениями. Поэтому следует широко рекомендовать применение в хозяйствах гидротехнических сооружений трубчатого типа (особенно при пересечении с дорогами). Трубчатые отличаются от сооружений открытого типа простотой конструкции и малым количеством деталей. При небольших размерах такие сооружения состоят в основном из трубы, оголовка в виде плиты с отверстием и плит крепления. Недостаток трубчатых сооружений заключается в том, что они создают известные затруднения при пропуске плавающих тел, засоряются мусором, имеют меньшую пропускную способность и требуют большего перепада z по сравнению с сооружениями открытого типа, однако, и этот недостаток в известной мере может быть устранен применением труб большого диаметра (безнапорные трубы).

Особое преимущество имеют трубчатые сооружения при расположении их в глубоких выемках, или при высоких насыпях, где применение открытых сооружений вызывает необходимость устройства высоких щитовых стенок и откосных креплений. Сооружения открытого

типа устраивают в местах, где нет переездов, на каналах с небольшими уклонами, где нельзя терять напоров, а также в качестве подпорных перегораживающих сооружений на каналах старшего порядка, когда надо обеспечить свободный пропуск плавающих тел, мусора и шуги.

Гидротехнические сооружения в хозяйствах имеют пропускную способность в пределах:

водовыпуски во временные оросители: $Q = 20 - 40$ л/с;

водовыпуски в участковые распределители (постоянные каналы последнего порядка, подводящие воду к поливным участкам) и перегораживающие сооружения на участковых распределителях: $Q = 60 - 200$ л/с;

водовыпуски и перегораживающие сооружения на хозяйственных распределителях: $Q = 100 - 800$ л/с.

Строительство сооружений на внутрихозяйственной сети рекомендуется выполнять по типовым проектам стандартных гидротехнических сооружений сборной конструкции, разработанным союзным и республиканскими проектными институтами водного хозяйства.

Кроме водовыпусков и перегораживающих сооружений, в проектной схеме переустройства могут быть объекты работ, требующие предварительного проведения изысканий и составления проекта. К таким объектам относятся: увеличение пропускной способности каналов, усиление дамб, устройство облицовок, перепадов на существующих каналах, прокопка новых каналов, объединение и ошлюзование мелких отводов, постройка коллекторов и дрен, капитальная планировка поливных участков, а также земляные работы, выполняемые мишинно-экскаваторными станциями и другие виды переустройства.

Уточнение схемы переустройства внутрихозяйственной сети колхозов и совхозов наносится на план хозяйства в масштабе 1 : 10 000 и записывается в ведомость объемов работ.

Уточненная схема согласовывается с органами водного хозяйства и утверждается соответственно правлением колхоза или дирекцией совхоза.

ЛИТЕРАТУРА

Алтунин С. Т. Регулирование русел. Сельхозгиз, 1956.

Астапов С. В. Мелиоративное почвоведение. Сельхозгиз, 1958.

Астапов С. В., Спенглер В. В. Предупреждение и борьба с засолением орошаемых земель. Сельхозгиз, 1956.

Ахмедов Х. А., Подгорнов Г. Г. и др. Сельхозмелиорации. Госиздат УзССР, Ташкент, 1959.

Беляев В. В., Лебедев Б. М. Дождевальные машины. Машгиз, 1957.

Беседнов Н. А. Мелиорация засоленных почв. Сельхозгиз, 1958.

Вильямс В. Р. Земледелие с основами почвоведения. Сельхозгиз, 1949.

Губершин П. П., Романов В. М., Рымарь П. С. Техника полива хлопчатника при квадратно-гнездовом способе возделывания. Сельхозгиз, 1958.

Гулати Н. Д. Орошение в разных странах мира. М., 1957.

Еременко В. Е. Режим орошения и техника полива хлопчатника. АН УзССР, Ташкент. 1957.

Кандаров И. П. Поливной трубопровод. Сельхозгиз, 1953.

Ковда В. А. Происхождение и режим засоленных почв. АН СССР, М., 1947.

Костяков А. М. Основы мелиорации, Сельхозгиз, 1951.

Каталог дождевальных машин, установок и насосных станций. Гипроводхоз., 1959.

Кондрашов С. К. Орошаемое земледелие. Сельхозгиз. М., 1948.

Лысенко Т. Д. Агробиология. Сельхозгиз, 1949.

Лысенко Т. Д. Об агрономическом учении Вильямса. М., 1950.

Зузик Д. Т. Экономика водного хозяйства, М., 1950.

Легостаев В. М. Мелиорация засоленных земель. Госиздат УзССР. 1959.

Лысогоров С. Д. Орошаемое земледелие. Сельхозгиз. 1959.

Метельский З. И. Передвижные насосные станции и быстросборные трубопроводы для орошения. Сельхозгиз, 1956.

Пославский В. В. Борьба с потерями воды из оросительных каналов за рубежом и в СССР. Гипроводхоз, М., 1957.

Розов А. П. Планировка орошаемых площадей. Сельхозгиз, 1956.

Самсонова Н. П. Планировка орошаемых площадей. Сельхозгиз, 1952.

Способы борьбы с потерями воды на фильтрацию из оросительных каналов. Сельхозгиз, 1952.

Сухоручкин Г. А. Транспортирование и распределение воды с помощью гибких трубопроводов. ВНИИГиМ. 1955.

Торн Д., Питерсон Х. Орошаемые земли. Издательство иностранной литературы. Л., 1952.

Шаров И. А. Эксплуатация гидромелиоративных систем. Сельхозгиз, 1952.

Шаумян А. А. Основы эксплуатации оросительных и осушительных систем. Сельхозгиз, 1956.

Шварц Р. М. Применение бетона в борьбе с фильтрацией из оросительных каналов. Гипроводхоз, М., 1950.

СПРАВОЧНИК ГИДРОТЕХНИКА-ИРРИГАТОРА

Редактор *И. Тихонова*
Художник *И. Цыганов*
Художественный редактор *М. Гумаров*
Техн. редактор *А. Бахтияров*
Корректор *Э. Адайкина*

* * *

Сдано в набор 1/IV 1961 г. Подписано к печати 26/II 1962 г. Формат 70×108 1/16. Печ. л. 27,75. Усл. печ. л. 38,85 + 7 вкл. Уч.-изд. л. Тираж 2000. Р 04247. Индекс *с/х*. Государственное издательство Узбекской ССР. Ташкент, Навои, 30. Договор № 451 — 57.

* * *

Набрано и отматрицировано в Специализированной наборной фабрике Главиздата Министерства культуры УзССР. Ташкент, ул. Навои, 30. Отпечатано в типографии Узмедгидз, ул. Радиальный 10. Зак. № 2538. Цена 1 р. 80 к.

№ п/п	Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
30	183	9 сверху	$\Im^\circ = \frac{2}{h}$	$\Im^\circ = \frac{\Im_2}{h}$
31	184	9 снизу	$M = m\overline{2g}$	$M = m\sqrt{2g}$
32	185	5 сверху	$\eta \frac{mq}{b}$	$\eta = \frac{mq^{2/3}}{b} =$
33	»	6 »	$h^1c = 0{,}98q^{2/3} =$	$h^{2/3}c = 0{,}98^{2/3}q =$
34	192	16 »	По этому уравнению определяют оси координат падающей струи (рис. IV—14)	По этому уравнению определяют координаты оси падающей струи (рис. IV—13)
35	204	5 снизу	$V_A = \frac{5}{16}P; V_B = \frac{11}{16}P$	$V_B = \frac{5}{16}P; V_{AB} = \frac{11}{16}P$
36	240	2 колонка сверху	$\tau_{max} = \frac{M_1 p}{b^2 n}$	$\tau_{max} = \frac{M_{кр}}{\alpha b^2 h}$
37	250	формула (IV—72)	$\tau_{max} = \kappa \frac{16ph}{\pi d^3} < \lvert\tau,$	$\tau_{max} = K \frac{16PR}{\pi d^3} \leqslant \lvert\tau\rvert$
38	»	формула (IV—75)	Частный случай $p_н = 0$; Частный случай $p_в = 0$	Частный случай $P_н = 0$ Частный случай $P_в = 0$
39	255	2 »	$\pm \sqrt{1 + lg^2 \tau + \frac{2B}{A \cdot \sin^2 \tau}}$	$\pm \sqrt{1 + lg^2 \varphi + \frac{2B}{A \cdot \sin 2\varphi}}$
40	264	5 снизу	$= \frac{6\omega_{n+1} a_n}{l_n l_n} -$	$- \frac{6\omega_{n+1} a_n}{l_n l_n}$
41	238	6 сверху	$20k + 2)$	$20 (k + 2)$
42	275	15 снизу	—	$r = \frac{1}{4} q \frac{h^2}{l^2}$
43	276	1 »	$K_t = \frac{K_1}{t\alpha'}$	$K_t = \frac{K_1}{t^\alpha}$
44	291	формула (V—6)	$H_t = K_{ср(t)} \cdot t =$	$H_t = \frac{K_1}{(1-\alpha)t^\alpha} \cdot t = \frac{K_0}{t^{\alpha-1}}$
45	304	формула (V—19)	$= \frac{K_1}{(1-\alpha)t \cdot \alpha} \cdot t = \frac{K_0}{t \cdot \alpha - 1}$	
46	353	4 снизу	$\left[1 - \frac{1{,}6(100)0{,}91}{100}\right]$	$\left[1 - \frac{1{,}6(100)^{0{,}91}}{100}\right]$
47	355	6 сверху	$\beta = \frac{b}{h} = 2(\gamma\sqrt{1 + m^2} - m)$	$\beta = \frac{b}{h} = 2(\gamma\sqrt{1 + m^2} - m)$
48	»	13 »	»	»
49	»	15 снизу	$R = (0{,}45 - 0{,}5)\ O_{II}^{0,1}$	$R = (0{,}45 - 0{,}5) Q_{H}^{0,4}$
50	357	3 »	$H_{n+1} = H_n - L_{(n+1)-n}$	$H_{n+1} = H_n - L_{(n+1)-n} \cdot I$
51	431	1 »	$Q = \frac{\pi \cdot k \cdot s(2l \quad s)}{\ln R/r}$	$Q = \frac{\pi \cdot k \cdot s\,(2l + s)}{\ln R/r}$

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

№ п/п	Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
1	3	9 сверху	Показатели	Показательные
2	9	4 колонка сверху	$=\Sigma\,(a, -b, c...)$	$=\Sigma\,(a, -b...)$
3	10	20 снизу	$(a+b)\cdot(a+b)^2=(a+b)^3$ $=a^3\cdot 3a^2b+3ab^2+b^3$	$(a+b)\cdot(a+b)^2=(a+b)^3=$ $=a^3+3a^2b+3ab^2+b^3$
4	„	14 „	$(a^n \quad b^n)$	(a^n-b^n) . . . . .
5	„	10 „	$-\sqrt[n]{x\cdot y}$	$\sqrt[n]{x\cdot y}$ . . . . .
6	42	7 сверху	Для случая рис. II—8	Для случая рис. II—9
7	„	8 „	Для случая рис. II—9	Для случая рис. II—8
8	89	10 снизу	стереотипно-графические	стерео-фотограмметрические
9	94	3 колонка	$P=\gamma b\dfrac{H^2}{25\sin\alpha}$	$P=\gamma b\dfrac{H^2}{2\sin\alpha}$
10	97	Табл. III—2 3 колонка 9 сверху „ 5 снизу	$P=\sqrt{P_b^2+I^{2}}$ $+H_1-h)\sqrt{R^2-(a+h^2)}$	$P=\sqrt{P_b^2+P_r^2}$ $+H_1-h)\sqrt{R^2-(a+h,^2}$
11	99	17 сверху	$b\geqslant h$	$b\gg h$
12	106	4 снизу	где $b^1=10$	где $\zeta=10$
13	107	7 сверху	$\zeta=\varsigma\varphi_{90^\circ}(\gamma)$	$\zeta=\varsigma_{90^\circ}\varphi(\gamma)$
14	123	8 снизу	$\chi_{\text{ГН}}=2(2m^1-m)$	$\chi_{\text{ГН}}=2(2m^1-m)h$
15	127	8 „	$\xi(\text{кг/м}^3)$	$\rho\,(\text{г/л})$
16	135	21 „	$\sqrt[3]{\dfrac{^8(\quad 2m)^2}{(\quad m)^5}}$	$\sqrt[8]{\dfrac{\beta^8(\beta+2m^1)^2}{(\beta+m)^5}}$
17	„	18 „	$f_1(\beta m)=\dfrac{^8\sqrt{\quad}}{nK}$	$f_1(\beta m)=\dfrac{b^{\beta_3}}{nK}$
18	136	3 сверху	$h=\dfrac{1}{\sqrt{\beta+m}}\sqrt[3]{\chi_0\left(\dfrac{nQ}{\quad}\right)^3}$	$h=\dfrac{1}{\sqrt{\beta+m}}\sqrt[8]{\chi_0\left(\dfrac{nQ}{\sqrt{i}}\right)^3}$
19	140	2 снизу	$h=\dfrac{\sqrt{b_{cm}+4m\omega}-b}{2m}$	$h=\dfrac{\sqrt{b_{cm}^2+4m\omega}-b_{cm}}{2m}$
20	141	15 снизу	$Q=0{,}886$ м	$R=0{,}886$ м
21	„	7 сверху	$\beta=3\sqrt[4]{Q-m}$	$\beta=3\sqrt[4]{Q}-m$
22	142	6 „	$v=0{,}81$ м/сек $v_3=0{,}56$ м/сек	$v=0{,}81$ м/сек $>v_3=$ $=0{,}56$ м/сек
23	143	4 „	$\omega=\dfrac{4{,}38+2{,}4\cdot 50+4{,}62}{4}$	$\omega=\dfrac{4{,}38+2\cdot 4{,}50+4{,}62}{4}$
24	151	12 снизу	$v_2=\dfrac{Q}{2}$	$v_2=\dfrac{Q}{\omega_2}$
25	„	4 „	$i-\overline{i}_m=(5-1{,}94^5)10^{-4}$	$i=\overline{i}_m=(5-1{,}945)10^{-4}$
26	156	24 сверху	$p=0{,}64$	$\varepsilon=0{,}64$
27	166	— 7 сверху	$\sigma_n=1{,}05\left(1+0{,}2\dfrac{h_n}{\rho}\sqrt[3]{\dfrac{z}{H}}\right)$	$\sigma_n=1{,}05\left(1+0{,}2\dfrac{h_n}{P}\right)\sqrt[3]{\dfrac{z}{H}}$
28	171	Табл. III—42 6 колонка, 2 стр.	0,387	0,337
29	177	4 сверху	$\sigma_{\text{н}}=0{,}18\sqrt{\dfrac{H}{H_{\text{пр}}}}$	$\sigma_{\text{н}}=0{,}48\sqrt[20]{\dfrac{H}{H_{\text{пр}}}}$