

Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!

Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование кроме предварительного ознакомления запрещено.

Публикация данного документа не преследует никакой коммерческой выгоды. Но такие документы способствуют быстрейшему профессиональному и духовному росту читателей и являются рекламой бумажных изданий таких документов.

1991

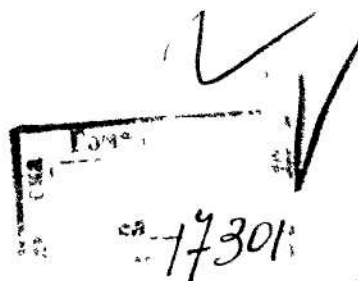
Т-6

Н. К. ГОРЧИН и М. Д. ЧЕРТОУСОВ

Преподаватели Ленинградского Политехнического Института им М. И. Калинина

400115

ГИДРАВЛИКА В ЗАДАЧАХ



ИЗДАТЕЛЬСТВО
КУБУЧ
ЛЕНИНГРАД
1927

О Г Л А В Л Е Н И Е.

	Стр.
Предисловие	5
ГЛАВА I.	
Гидростатика.	
1. Гидростатическое давление	9
2. Основные уравнения гидростатики	9
3. Поверхности равных давлений	10
4. Принцип Паскаля	10
5. Гидростатическое давление внутри тяжелой покоящейся жидкости	11
6. Давление на плоскую фигуру	11
7. Центр давления	13
8. Давление жидкости на криволинейную поверхность	14
9. Диаграммы давлений	15
10. Размерность давления	17
11. Приборы для измерения давлений	18
12. Равновесие плавающего тела	19
13. Гидравлические машины	21
14. Задачи	22
ГЛАВА II.	
Уравнение Bernoulli.	
1. Уравнение непрерывности	93
2. Уравнение Bernoulli для элементарной струйки в случае идеальной жидкости	94
3. Уравнение Bernoulli для элементарной струйки в случае реальной жидкости	96
4. Уравнение Bernoulli для целого потока	97
5. Сопротивления и коэффициенты сопротивлений	98
6. Практические значения коэффициентов сопротивления	99
7. Задачи	105
ГЛАВА III.	
Истечение из отверстий.	
1. Истечение при постоянном напоре:	
А. Истечение из малых отверстий	141
В. Истечение из больших отверстий	145
2. Задачи	153
3. Истечение при переменном напоре:	
А. Опорожнение сосуда	158
В. Наполнение сосуда	159
4. Истечение при переменном напоре и при постоянном притоке	159
5. Истечение при переменном напоре и медленном открытии водопропускных отверстий	161
6. Истечение при переменном напоре под переменный уровень	163
7. Задачи	164

ГЛАВА IV.

Истечение через насадки.

1. Насадок Venturi	179
2. Насадок Borda	182
3. Конический сходящийся насадок	182
4. Конический расходящийся насадок	182
5. Коноидальный насадок	183
6. Задачи	183

ГЛАВА V.

Истечение через водосливы.

1. Определения	197
2. Водослив с тонкой стенкой	198
3. Водосливы практических профилей	200
4. Сопражение водосливной струи с нижним бьефом	202
5. Водослив с широким порогом	203
6. Влияние бокового сжатия	206
7. Уточнения в расчете водосливов практических профилей	206
8. Боковой водослив	209
9. Обозначения, принятые в задачах	209
10. Задачи	210
11. Расчет открытых мостиков и труб	245
12. Задачи	247

ГЛАВА VI.

Движение в трубах.

1. Основные формулы	255
2. Формулы для определения потерь напора:	
А. Формулы для чугунных водопроводных труб	257
В. Формулы для труб из иного материала	260
3. Задачи	263

ГЛАВА VII

Движение в открытых руслах.

1. Основные формулы	337
2. Формулы для определения коэффициента С	338
3. Гидравлически наивыгоднейший профиль	343
4. Предельные скорости и откосы	351
5. Задачи	353
6. Замкнутые профили:	
А. Канализационные трубы	394
В. Дренажные трубы	404

Таблицы.

ЛИТЕРАТУРА ПО ГИДРАВЛИКЕ.

1. Астров, А. И. Гидравлика. Москва. 1911.
2. Бахметев, Б. А. Гидравлика, ч. I и II. Петербург. 1913.
3. Его-же. О неравномерном движении жидкости в открытом русле. Петербург. 1912.
4. Его-же. К вопросу о расчете перепадов. Петроград. 1916.
5. Виттенбауер, Ф. Сборник задач по гидромеханике (Перевод под редакцией И. Г. Есьмана). Петербург. 1912.
6. Гаманн, Г. Гидравлика и ее приложения к сельскому хозяйству (пер. А. Дубах). Петербург. 1911.
7. Дейша, А. В. Гидравлика для начинающих. Москва. 1924.
8. Есьман, И. Г. Гидравлика. Баку. 1926.
9. Максименко, Ф. Е. Курс гидравлики. Москва. 1921.
10. Павловский, Н. Н. Гидравлический справочник. Ленинград. 1924.
11. Пинегин, В. Н. Гидравлика. Одесса. 1925.
12. Проскура, Г. Ф. Гидравлика. Харьков. 1924.
13. Самусь, А. М. Техническая гидравлика. Ленинград. 1926.
14. Саткевич, А. А. Гидромеханика. Петербург. 1904.
15. Его-же. Основной курс гидравлики. Ч. I. Ленинград. 1927.
16. Чарномский, В. И. Задачи на установившееся неравномерное течение воды в открытых прямых руслах с прямоугольным и трапециoidalным поперечным сечением. Петербург. 1914.
17. Щапов, Н. М. Примеры расчетов по гидравлике. Москва. 1924.
18. Banki, D. Energie-Umwandlungen in Flüssigkeiten. Bd. I. Berlin. 1922.
19. Boulanger, A. Hydraulique Générale. Paris. 1900.
20. Bubendey, I. F. und Engels, H. Praktische Hydraulik. Leipzig 1923.
21. Budau, A. Kurzgefasstes Lehrbuch der Hydraulik. Wien. 1921.
22. Conte, I. N. Hydraulics. New-York. 1926.
23. Daugherty, R. L. Hydraulics. New-York. 1925.
24. Eydoux, D. Hydraulique général et appliquée. Paris. 1921.
25. Flamant, A. Hydraulique Paris. 1909.
26. Forchheimer, Ph. Hydraulik. Leipzig. 1924.
27. Gibson, A. H. Hydraulics and its applications. London. 1912.
28. Grialou, I. Cours d'Hydraulique. Paris. 1916.
29. Hughes, H. I. and Safford, A. T. A treatise on hydraulics. New-York. 1911.
30. Lea, F. C. Hydraulics. London. 1908.
31. Lorenz, H. Technische Hydromechanik. Berlin. 1910.
32. Martin, L. A. Text-book of mechanics Vol. V—Hydraulics. New-York. 1914.

— 4 —

33. Medaugh, F. W. Elementary hydraulics. London. 1924.
34. Merriman, M. Treatise on hydraulics. New-York. 1916.
35. Mises, R. Elemente der technischen Hydromechanik. T. I. Leipzig. 1914.
36. Pöschl, Th. Lehrbuch der Hydraulik. Berlin. 1924.
37. Prasil, Fr. Technische Hydrodynamik. Berlin. 1913.
38. Russel, G. E. Text-book on hydraulics. New-York. 1910.
39. Samter, M. Hydromechanik. Leipzig. 1925.
40. Schoklitsch, A. Graphische Hydraulik. Leipzig. 1923.
41. Slocum, S. E. Elements of hydraulics. New-York. 1917.
42. Sprague, E. H. Hydraulics. London. 1924.
43. Streck, O. Aufgaben aus dem Wasserbau. Berlin. 1924.
44. Unwin, W. C. A Treatise on hydraulics. 1912.
45. Weyrauch, R. Hydraulisches Rechnen. Stuttgart. 1921.
46. Zeni, E. Idraulica. Milano. 1912.

ПРЕДИСЛОВИЕ.

Отсутствие в русской технической литературе книг по общим гидравлическим расчетам побудило нас приступить к составлению настоящей книги, которая и была закончена в декабре 1923 г. Однако, в силу сложившихся обстоятельств, издание книги было задержано более, чем на три года и только теперь, после некоторых дополнений, она появляется в печати.

Предлагаемая вниманию читателя „Гидравлика в задачах“ представляет собою сборник гидравлических задач практического характера, с которыми приходится иметь дело в различных областях гидротехники: водоснабжении, канализации, ирригации и пр.

Книга включает в себе семь глав, из которых первая посвящена вопросам гидростатики, а остальные шесть — вопросам установившегося движения, при чем в отношении труб и открытых русел рассмотрены лишь вопросы равномерного движения. Вопросы неравномерного движения и некоторые вопросы неустановившегося движения составят содержание второй части, ныне подготовляемой к печати.

Каждая глава содержит сводку формул (без вывода), таблицы опытных коэффициентов и общие указания в отношении расчетов; далее следуют задачи с численными решениями, всюду доведенными до конца. Необходимо оговориться, что при решении задач, нами применялись общепринятые способы расчета, при чем при выборе расчетных коэффициентов мы опирались на их достаточный практический стаж, либо, при отсутствии такового, на более или менее крупные авторитеты, которыми они рекомендуются.

В основу книги были положены упражнения по гидравлике, которые ведутся в Ленинградском Политехническом Институте имени М. И. Калинина на инженерных (инженерно-строительном, механическом, электромеханическом, индустриальном, кораблестроительном и металлургическом) факультетах, при чем некоторые

отделы значительно дополнены, что нам казалось необходимым сделать для большей законченности книги. Необходимо отметить, что большое число задач—их постановка и метод решения принадлежат проф. Б. А. Бахметеву, со времени которого практические занятия по гидравлике в Институте приобрели тот характер, который они сохранили, в общем, до сих пор и который нашел отражение в книге.

Следует настоятельно подчеркнуть, что в силу схематичности изложения теоретических предпосылок „Гидравлика в задачах“ ни в какой мере не может служить в качестве основного руководства по изучению гидравлики и является лишь пособием при решении тех или иных практических задач.

При составлении этой книги нами была проделана огромная вычислительная работа, в которой читатели могут обнаружить ошибки, указания на которые, а также и на все другие недостатки будут с благодарностью нами приняты.

В заключение считаем своим долгом выразить нашу глубокую благодарность заведующему издательским отделом „Кубуч“ Л. М. Сафроновичу, а также всем сотрудникам издательства, положившим свой труд на издание этой книги.

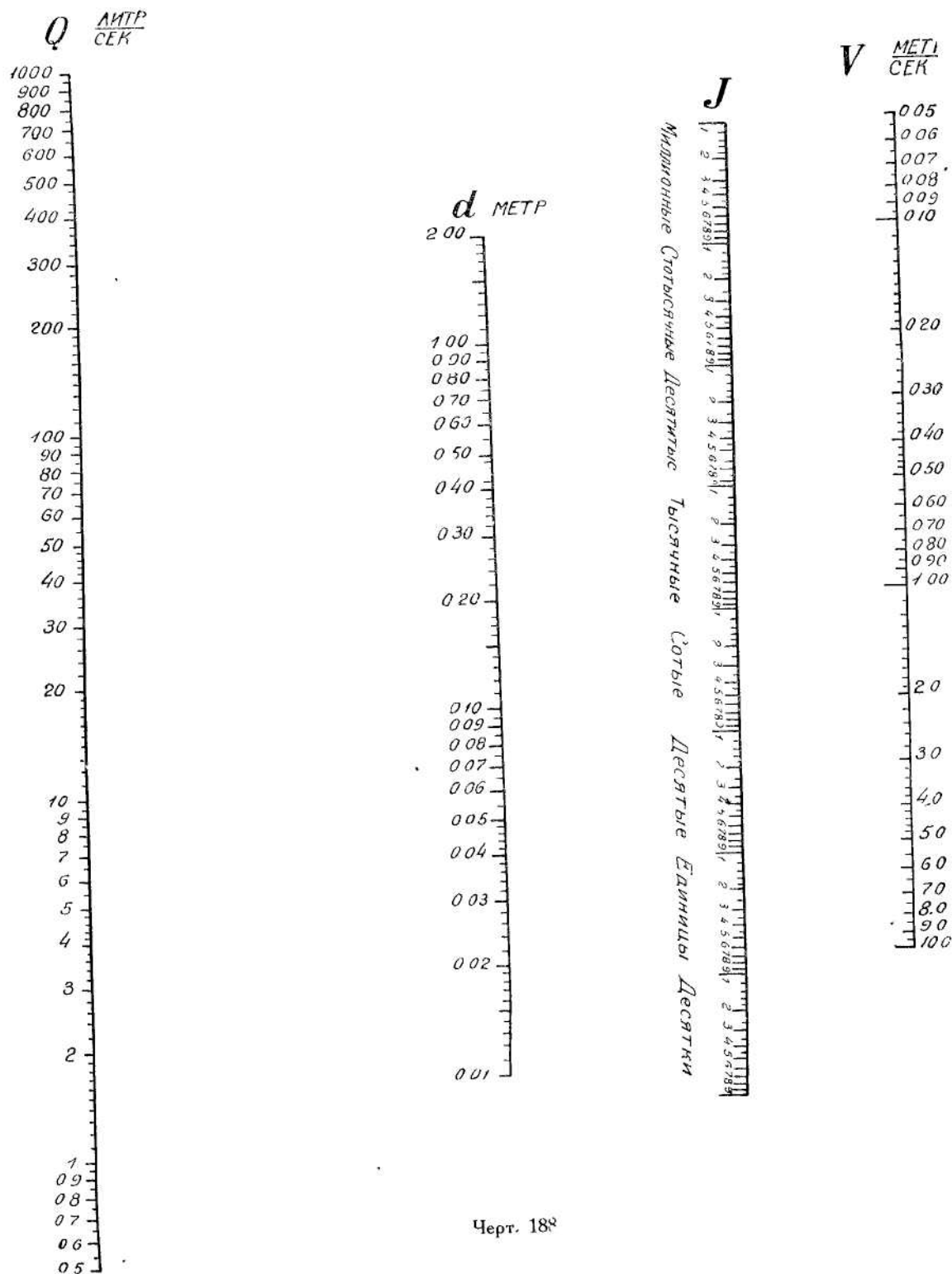
Н. Г. и М. Ч.

Февраль 1927

ВАЖНЕЙШИЕ ОПЕЧАТКИ.

Страница	Строка	Напечатано:	Должно быть:
29	6 сверху	$\rho_0 = \rho g a + C$	$\rho_0 = - \rho g a + C$
"	1 снизу	Hydraylik	Hydraulik
33	5 снизу	равновесия, получим:	равновесия и полагая $dp = 0$, получим:
34	12 снизу	В знаменателе формулы пропущено 9,81	
39	1 снизу	$\rho_B + \rho_0 \gamma_1 h_2 + \gamma_2 h$	$\rho_B \rho_0 + \gamma_1 h_2 + \gamma_2 h$
52	15 снизу	об'ефом	бьефом
55	11 снизу	$\sigma_{\max} = \frac{b}{N} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$ min	$\sigma_{\max} = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$ min
57	7 сверху	Q_{II}	Q_I
59	10 сверху	В числителе формулы вместо Н следует читать 2Н	
60	14 снизу	давлением	напором
64	Черт. 45	$h_k = 0,50$	$h_k = 0,51$
66	1 снизу	кг. м.	т. м.
110	8 снизу	1,720	1,729
113	6 сверху	$\frac{10,0}{2,22}$	$\frac{10,0}{2,12}$
122	15 сверху	95	102
126	5 сверху	$H = \sum h$	$H = \sum h_{w_1}$
171	10 сверху	$\frac{\Delta x}{0,200}$	$\frac{2 \Delta x}{0,400}$
212	15 сверху	$2,6^2$	$2,6^3$
239	7 сверху	$h_{kp} = 0,63 \cdot 5,2 = 3,28 < h_2$	$h_{kp} = 0,63 \cdot 5,32 = 3,35 < h_2$
261	черт. 188	необходимо заменить прилагаемым на обороте.	
292	11 сверху	питюат	питает
295	3 снизу	b_B	q_B
301	7 сверху	q_D напечатано в перевернутом положении	
"	4 снизу	16,20	16,17
310	5 сверху	9,79	9,75
"	Черт. 215	Слева наверху вместо h_A следует читать h''_A	
313	9 сверху	6 ja k Wh	6 kon kWh
326	8 снизу	$h_{w_1} = \frac{Q_1 L_1}{K_1^2}$	$h_{w_1} = \frac{Q_1^2 L_1}{K_1^2}$
331	4 сверху	3,34	7,34
343	9 сверху	назначения	значения
365	1 снизу	2,0	12,0
393	Черт. 253	Наверху вместо i следует читать $i_{ш}$	
413	2 снизу	0,43439	0,43429
422	Таблица VIII.	Веса в пудах, указанные в шестой и десятой графах таблицы, должны быть отнесены к одной погонной сажени.	

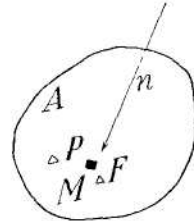
Номограмма для расчета труб по формуле Flamant'a.



ГЛАВА I.

Гидростатика.

1. Гидростатическое давление. В силу основного свойства идеальной жидкости внутри нее при равновесии могут существовать только сжимающие напряжения; значит, если данная идеальная жидкость находится в равновесии, то направления внешних сил, действующих на частицы, расположенные по поверхности, ограничивающей рассматриваемый объем жидкости, должны совпадать с направлениями внутренних нормалей к этой поверхности (черт. 1). Отсюда следует, что каждая частица жидкости, находящейся в равновесии, подвержена действию совокупности сжимающих сил, являющихся результатом взаимодействия этой частицы и всех остальных частиц жидкости, называемого гидростатическим давлением в рассматриваемой точке.



Черт. 1.

Аналитически это давление можно определить так. Пусть некоторый объем A жидкости под действием внешних сил находится в равновесии. Представим себе бесконечно-малую площадку ΔF , включающую в себе данную точку M ; давление на эту площадку равно ΔP и направлено по внутренней нормали n . Тогда

$$\text{пред.} \left(\frac{\Delta P}{\Delta F} \right)_{\Delta F \rightarrow 0}$$

и будет гидростатическим давлением в точке M .

Основное свойство гидростатического давления заключается в том, что для любой точки, взятой внутри покоящейся жидкости, гидростатическое давление есть вполне определенная величина, одинаковая по всем направлениям.

Величина гидростатического давления в данной точке зависит только от координат этой точки.

2. Основное уравнение гидростатики. Если обозначим для какой-либо точки идеальной жидкости через x , y и z — координаты точки, X , Y и Z — проекции объемных сил (тяжести, притяжения, отталкивания и т. д.), действующих в этой точке на единицу массы жидкости, p — гидростатическое давление

в рассматриваемой точке, ρ —плотность жидкости в этой же точке, то основное уравнение гидростатики—уравнение равновесия идеальной жидкости напишется так:

$$d\rho = \rho (Xdx + Ydy + Zdz) \dots \dots \dots (1)$$

Для капельной жидкости $\rho = \text{const}$ и после интегрирования получим:

$$\rho = \rho \int (Xdx + Ydy + Zdz) \dots \dots \dots (2)$$

При $\rho = f(\rho)$, как например для газообразной жидкости, отделяя переменные и интегрируя, будем иметь:

$$\int \frac{d\rho}{f(\rho)} = \int (Xdx + Ydy + Zdz) \dots \dots \dots (3)$$

В виду того, что силы трения, характеризующия реальную жидкость, в случае покоя не проявляются, уравнение (1) применимо и для жидкостей реальных.

3. Поверхности равных давлений. Полагая в основном уравнении равновесия (1) $d\rho = 0$, получим уравнение поверхностей равных давлений в дифференциальной форме:

$$Xdx + Ydy + Zdz = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Интегрируя это выражение, получим уравнение поверхностей равных давлений в конечном виде:

$$\int (Xdx + Ydy + Zdz) = D \dots \dots \dots (5)$$

Постоянная D определяется заданием координат какой-либо точки жидкости, находящейся на поверхности равного давления.

Заметим, что свободная поверхность является также поверхностью равного давления. Задавая координаты какой-либо точки, лежащей на свободной поверхности, можно определить постоянную D , а следовательно и найти уравнение свободной поверхности.

4. Принцип Паскаля. Пусть будет

$$Xdx + Ydy + Zdz = dU,$$

где U некоторая функция координат x , y и z . Тогда уравнение (2) можно переписать так:

$$\rho = \rho U + C.$$

Пусть задано давление ρ_0 в некоторой точке с координатами x_0 , y_0 и z_0 , при чем эта точка лежит на свободной поверхности. Значение функции U при заданных координатах обозначим через U_0 ; тогда

$$C = \rho_0 - \rho U_0$$

и предыдущее уравнение перепишется

$$\rho = \rho_0 + \rho (U - U_0).$$

Отсюда следует, что меняя давление p_0 , на ту же величину мы будем изменять и давление p . Это доказывает известный принцип Паскаля: давление, приложенное к свободной поверхности жидкости, передается во все точки жидкости по всем направлениям в одинаковой мере.

5. Гидростатическое давление внутри тяжелой покоящейся жидкости.

Если на свободной поверхности тяжелой покоящейся жидкости давление равно p_0 , то гидростатическое давление в точке А, находящейся на глубине h под свободной поверхностью, определится так (черт. 2):

$$p = p_0 + \gamma h, \quad (6)$$



Черт. 2.

где γ — вес кубической единицы жидкости.

Таким образом, гидростатическое давление в любой точке тяжелой покоящейся жидкости равно давлению на свободной поверхности, сложенному с весом столба жидкости, основание которого единица, а высота равна глубине погружения этой точки под свободной поверхностью.

Перепишем предыдущее равенство так:

$$p - p_0 = \gamma h.$$

Правая часть этого равенства представляет давление в данной точке, являющееся результатом веса жидкости. Давление это называют избыточным или манометрическим. Обозначим его через p_m , тогда

$$p_m = p - p_0 = \gamma h.$$

Очевидно, избыточное давление при данной жидкости зависит от глубины погружения рассматриваемой точки под свободной поверхностью.

Представим последнее равенство в таком виде:

$$h = \frac{p_m}{\gamma} = \frac{p - p_0}{\gamma} \quad (7)$$

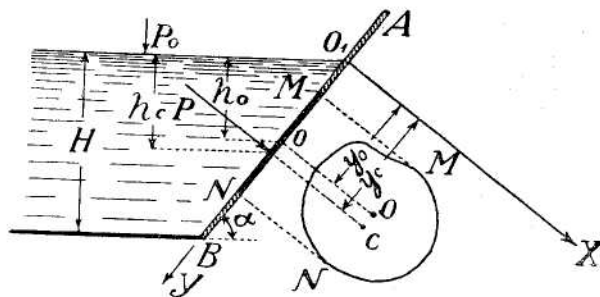
Величина h определяет высоту столба жидкости, соответствующую давлению p_m и называется пьезометрической высотой.

6. Давление на плоскую фигуру. Представим себе перпендикулярную к плоскости чертежа и наклоненную к горизонту под углом α плоскую стенку АВ, которая поддерживает тяжелую покоящуюся жидкость (черт. 3.). Пусть давление на свободной поверхности будет p_0 . Совместим плоскость стенки АВ с плоскостью чертежа и выделим на ней плоскую фигуру MN, величина площади которой пусть будет F . Тогда прямая O_1X будет линией пересечения плоскости стенки со свободной поверхностью; эту прямую примем за ось x -ов. Ось y -ов направим по АВ.

Тогда, если O есть центр тяжести выделенной фигуры, а h_0 расстояние центра тяжести под свободной поверхностью, то полное давление, испытываемое фигурой MN будет:

$$P = \rho_0 F + \gamma h_0 F,$$

т. е. полное давление на плоскую фигуру, погруженную в жидкость, равно внешнему давлению на эту фигуру, сложенному с весом столба жидкости,



Черт. 3.

основание которого равно площади фигуры, а высота равна глубине погружения центра тяжести фигуры под свободной поверхностью.

Перепишем последнее выражение так

$$P = (\rho_0 + \gamma h_0) F. \quad (8)$$

Так как $\rho_0 + \gamma h_0$ есть гидростатическое давление в центре тяжести фигуры, то можно

высказать второе определение: полное давление на плоскую фигуру, погруженную в жидкость, равно гидростатическому давлению в центре тяжести ее, умноженному на величину ее площади.

Как видим давление на плоскую фигуру не зависит от угла наклона α .

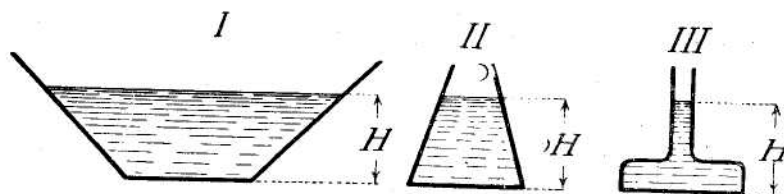
На практике чаще всего приходится иметь дело с избыточным давлением, которое испытывает данная плоская фигура; это давление, очевидно, равно

$$P_m = \gamma h_0 F.$$

В частности, если фигура вертикальна и прямоугольна, то избыточное давление при ширине фигуры L будет:

$$P_m = \gamma L \frac{H^2}{2}.$$

Из приведенных формул видно, что давление жидкости на дно не зависит от формы сосуда, в который эта жидкость налита. Следовательно в трех



Черт. 4.

сосудах, изображенных на чертеже 4, имеющих равные площади дна и наполненных одной и той же жидкостью до равных высот, дно каждого из них будет испытывать одно и то же давление.

Таким образом жидкости обладают интересным свойством: они могут оказывать давление на дно сосуда значительно больше своего веса (сосуд III на черт. 4). Это и составляет то, что известно под названием гидростатического парадокса.

7. Центр давления. При решении практических вопросов о давлении жидкости на плоские стенки, кроме величины давления, необходимо еще знать точку приложения этого давления, или, как говорят, центр давления.

Легко видеть, что внешнее давление по всей плоской стенке распределяется равномерно и, следовательно, точка приложения внешнего давления совпадает с центром тяжести фигуры. Иначе обстоит дело с точкой приложения избыточного давления. Обратимся к прежнему чертежу 3.

Пусть будет P_m —избыточное давление на плоскую фигуру и C —точка приложения этого давления; y_0 —координата центра тяжести и y_c —координата центра давления. Тогда

$$y_c = \frac{I_x}{F y_0} = \frac{I_x}{S_x}, \dots \dots \dots (9)$$

где I_x —момент инерции данной фигуры относительно оси O_1X (линии пересечения свободной поверхности с плоскостью стенки), S_x —статический момент фигуры относительно той же оси.

Если обозначим через ρ_0 —радиус инерции фигуры относительно оси, проходящей через центр тяжести фигуры и параллельной оси O_1X , а через ρ_x —радиус инерции фигуры относительно оси O_1X , то получим:

$$y_c = \frac{\rho_x^2 F}{y_0 F} = \frac{\rho_0^2 + y_0^2}{y_0} = y_0 + \frac{\rho_0^2}{y_0} \dots \dots \dots (9')$$

Отсюда следует, что центр давления лежит всегда ниже центра тяжести фигуры, при чем расстояние между ними, считаемое по перпендикуляру к оси O_1X , равно $\frac{\rho_0^2}{y_0}$.

Вертикальное расстояние центра давления от свободной поверхности будет:

$$h_c = \frac{I_x}{F h_0} \sin^2 \alpha \dots \dots \dots (10)$$

Если стенка вертикальна, то $\alpha = 90^\circ$; тогда

$$h_c = \frac{I_x}{F h_0} \dots \dots \dots (11)$$

В частности для прямоугольной вертикальной стенки ширины L получим:

$$h_0 = \frac{H}{2}; \quad F = LH; \quad I_x = \frac{LH^3}{12} + \frac{H^2}{4} LH = \frac{LH^3}{3}$$

и координата центра давления будет:

$$h_c = \frac{2}{3} H \dots \dots \dots (12)$$

Ниже приведены величины избыточных давлений и координаты центра давления для различных плоских фигур, изображенных на чертеже 5.

Наименование фигуры.	Площадь фигуры F	Глубина погружения центра тяжести h_0	Глубина погруже- ния центра давле- ния h_c	Давление жид- кости на фигуру P
1. Прямоугольник	ab	$c + \frac{b}{2}$	$\frac{b}{3} \frac{2b+3c}{b+\frac{b}{2}} + c$	$\gamma ab \left(\frac{b}{2} + c \right)$
2. Равнобедренный тре- угольник	$\frac{1}{2} ab$	$\frac{1}{3} b$	$\frac{1}{2} b$	$\frac{1}{6} \gamma ab^2$
3. Трапеция	$\frac{1}{2} b (a_1 + a_2)$	$\frac{b}{3} \frac{2a_1 + a_2}{a_1 + a_2}$	$\frac{b}{2} \frac{3a_1 + a_2}{2a_1 + a_2}$	$\frac{1}{6} \gamma b^3 (2a_1 + a_2)$
4. Квадрат	a^2	$\frac{1}{2} a \sqrt{2}$	$\frac{\gamma \sqrt{2}}{12} a$	$\frac{\sqrt{2}}{2} \gamma a^3$
5. Круг	πr^2	$c + r$	$c + r + \frac{r^2}{4(r+c)}$	$\gamma \pi r^2 (r + c)$
6. Полукруг	$\frac{1}{2} \pi r^2$	$\frac{4r}{3\pi}$	$\frac{3}{16} r$	$\frac{2}{3} \gamma r^3$
7. Эллипс	πab	$a + c$	$a + c + \frac{a^2}{4(a+c)}$	$\gamma \pi ab (a + c)$
8. Парабола	$\frac{2}{3} ab$	$\frac{3}{5} b$	$\frac{4}{7} b$	$\frac{2}{5} \gamma ab^2$

8. Давление жидкости на криволинейную поверхность. Пусть стенка, которая поддерживает жидкость, имеет цилиндрическую форму и пусть избыточное давление на эту стенку будет равно P_m , приложено в точке S и направлено по нормали n , составляющей с вертикалью угол α (черт. 6. См. стр. 16).

Разложим давление P на вертикальную и горизонтальную составляющие; получим:

$$P_n = P_m \sin \alpha; \quad P_v = P_m \cos \alpha.$$

Горизонтальная составляющая P_n равна избыточному давлению на вертикальную проекцию данной криволинейной поверхности, т. е. на плоскую фигуру $AFGD$. Согласно вышеизложенного оно будет:

$$P_n = \gamma h_0 F, \quad (13)$$

где h_0 — глубина погружения центра тяжести O плоской фигуры $AFGD$,

F — площадь этой фигуры.

Линия действия этого давления проходит через точку O_1 , расстояние которой от свободной поверхности, как известно, равно $\frac{I_x}{h_0 F}$.

Вертикальная составляющая P_v равна весу жидкости, заключенной в объеме $AFGDBC$

$$P_v = \gamma V, \quad (14)$$

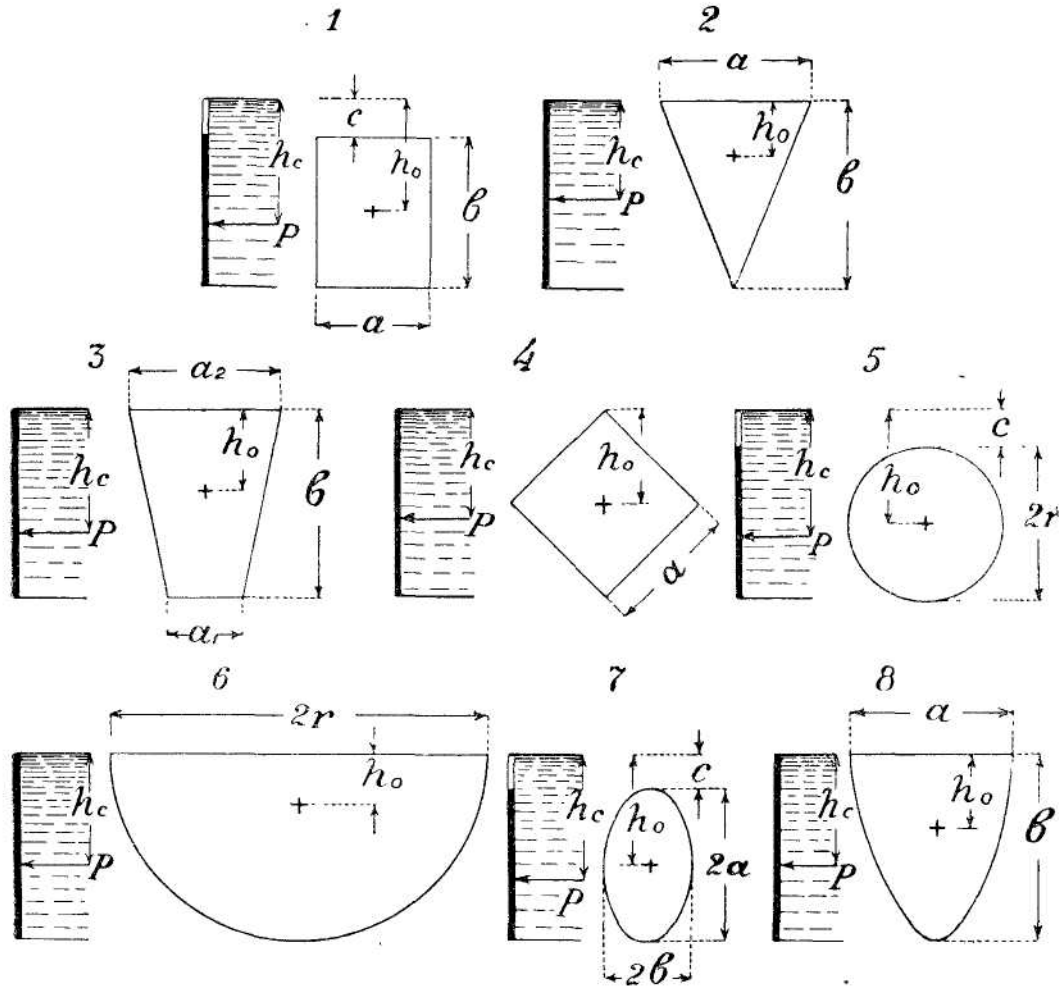
где V — величина указанного выше объема.

Линия действия этого давления проходит через точку O_2 — центр тяжести объема AFGDBC.

Величина и направление избыточного давления определяются по формулам:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_n^2 + \rho_v^2} \quad \dots \quad (15)$$

$$\cos(\rho_m \rho_n) = \frac{\rho_n}{\rho_m}; \quad \cos(\rho_m \rho_v) = \frac{\rho_v}{\rho_m} \quad \dots \quad (16)$$



Черт. 5.

На практике, в виду трудности вычисления объема V и координат центра его тяжести, давление P_v и линию его действия часто находят приближенно.

9. Диаграммы давлений. Гидростатическое давление на плоскую стенку весьма наглядно можно изобразить графически (черт. 7).

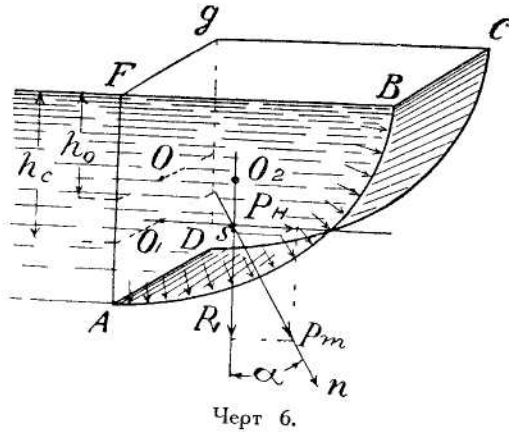
Пусть наклонная под углом α к горизонту плоская стенка АВ поддерживает жидкость, при чем точка В погружена на глубину H . Если на сво-

бодной поверхности давление равно p_0 , то давление в точке А будет тоже p_0 и направлено по перпендикуляру к плоскости АВ, т. е.:

Давление в точке В равно $p_A = p_0$.

$$p_B = p_0 + \gamma H$$

и направлено тоже по перпендикуляру к плоскости АВ.



Черт. 6.

Таким образом, приняв определенный масштаб, давления p_A и p_B можно представить ординатами Аа и Вб. Соединив точки а и б прямой линией, получим диаграмму давления, ибо любая ордината Мм даст величину давления в соответствующей точке М. Не трудно видеть, что полное давление на стенку шириной единицы изображается площадью трапеции аАВб, при чем площадь прямоугольника аАВс изображает давление внешнее, а площадь треугольника асб—давление избыточное.

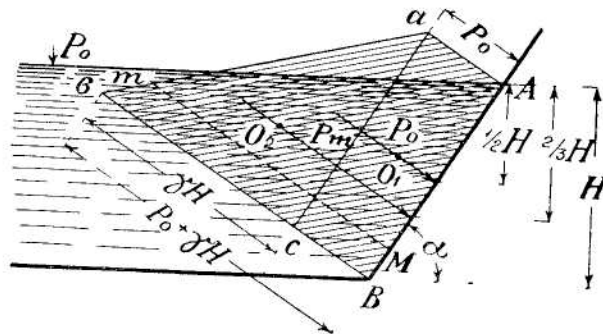
Величина внешнего давления определяется так:

$$P_0 = \frac{p_0 H}{\sin \alpha}.$$

Величина избыточного так:

$$P_m = \frac{\gamma H^2}{2 \sin \alpha}.$$

Внешнее давление P_0 проходит через центр тяжести O_1 прямоугольника аАВс и точка приложения этого давления определяется, считая по вертикали, координатой $\frac{H}{2}$; избыточное давление P_m проходит через центр тяжести O_2 треугольника асб и точка приложения этого давления определяется координатой $\frac{2}{3} H$.



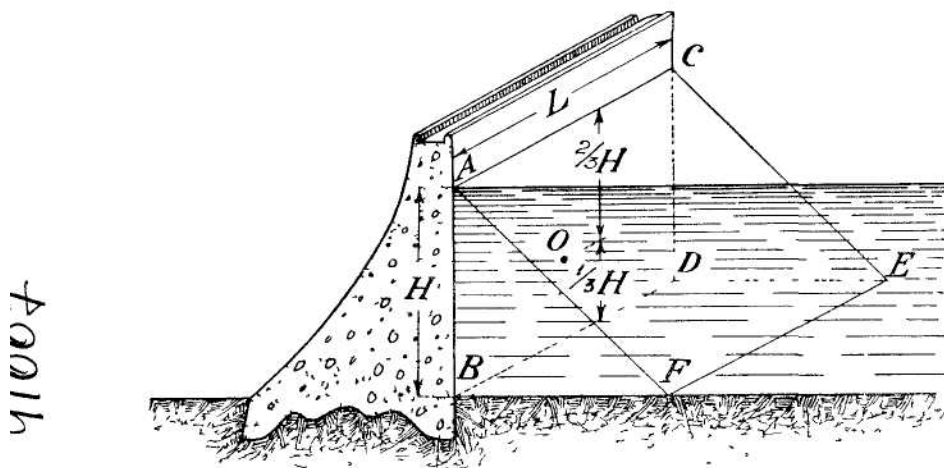
Черт. 7

В случае вертикальной стенки шириной L избыточное давление равно (черт. 8):

$$P_m = \frac{\gamma H^2 L}{2}.$$

и будет изображаться призмой ABCDEF; линия действия этого давления будет

проходит через центр тяжести призмы и, следовательно, точка приложения O будет отстоять от свободной поверхности на величину $\frac{2}{3}H$.



Черт. 8.

10. Размерность давления. Избыточное (манометрическое) давление определяется

$$P_m = \gamma h.$$

В случае воды:

$$\gamma = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3} = 1 \frac{\text{кг}}{\text{дм}^3} = 0,001 \frac{\text{кг}}{\text{см}^3}.$$

Если давление измерять в $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ или атмосферах, то

$$P_m = 0,001 h \frac{\text{кг}}{\text{см}^2},$$

где h в сантиметрах.

Если же давление измерять в $\frac{\text{т}}{\text{м}^2}$, то

$$P_m = 1 \cdot h \frac{\text{т}}{\text{м}^2},$$

где h в метрах.

Отсюда ясно, что каждый сантиметр погружения увеличивает давление на $0,001 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ или на 0,001 атмосферы. Каждый метр погружения вызывает увеличение давления на $0,1 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ или 0,1 атм. (что то же 1 тн. на кв. мтр.) Значит 10 метров погружения соответствуют давлению в $1 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ или 1 атм.

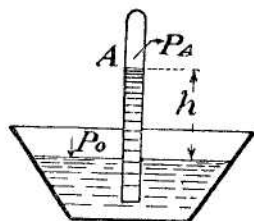
Если определяют давление жидкости, удельный вес которой относительно воды γ_1 , то приведенные выше выражения для избыточного давления нужно умножить на γ_1 .

Очевидно, что пьезометрическая высота имеет измерение длины; так давлению в 1 атмосферу соответствует пьезометрическая высота

в 10 метров водяного столба; давлению 0,4 атм. соответствует водяной столб в 4 мтр. и т. д.

11. Приборы для измерения давлений. Для измерения давлений техника (в частности гидравлика) располагает различного рода приборами, либо такими, принцип действия которых основан на упругих свойствах тонких пластинок, либо такими, в которых давление измеряется высотой ртутного столба. Ртуть в этом отношении, в виду ее значительного веса, представляет большие удобства; так напр., давлению в 1 атм., вместо 10 м. водяного столба, соответствует столб ртути высотой

$$\frac{10}{13,59} = 0,736 \text{ м.} = 736 \text{ мм.}$$



Черт. 9.

Приведем схемы некоторых ртутных приборов. Для определения атмосферного давления служит барометр, идея которого ясна из чертежа 9; для величины давления имеем:

$$p_0 = p_A + \gamma h.$$

Полагая $p_A = 0$, получим:

$$p_0 = \gamma h.$$

где γ — удельный вес ртути.

Для измерения избыточного (манометрического) давления служат манометры. Манометр представляет обычно U-образную стеклянную трубку, наполненную ртутью (черт. 10). Очевидно избыток давления над атмосферным в центре сосуда А будет: ¹⁾

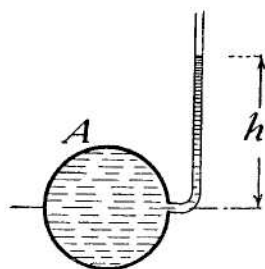
$$p_A = z + \gamma h.$$

Для измерения небольших давлений гидравлика широко пользуется так называемыми пьезометрами — тонкими стеклянными трубками (внутренний диаметр 5—10 мм.), сообщающимися с пространством, где должно быть измерено давление.

Для давления внутри жидкости, заполняющей сосуд А (в центре сосуда) будем иметь (черт. 11):

$$p_A = p_0 + \gamma h,$$

где p_0 — давление атмосферное, γ — удельный вес данной жидкости.



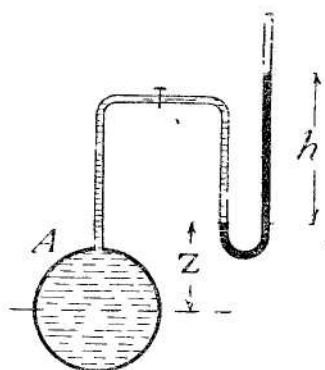
Черт. 11

Избыточное давление, очевидно, равно

$$p_m = p_A - p_0 = \gamma h.$$

Таким образом, высота поднятия h жидкости в пьезометре и будет изображать пьезометрическую высоту.

¹⁾ Предполагается, что уд. вес жидкости в сосуде А равен 1



Черт. 10

Величина погружения тела в воде называется углублением или осадкой. Различают углубление носа, кормы и среднее углубление.

Для равновесия тела, плавающего в жидкости, необходимо и достаточно:

1) чтобы вес тела равнялся весу, вытесненной им жидкости, 2) чтобы центр тяжести тела и центр тяжести вытесненного им объема жидкости лежали на одной вертикали. В этом и состоит закон Архимеда.

Пусть вес плавающего тела P тонн; объем вытесненный им жидкости V метр³; тогда по закону Архимеда.

$$P = \gamma V,$$

где $\gamma = 1$ — удельный вес пресной воды,

$\gamma = 1,026$ — „ „ соленой „ .

Остойчивостью плавающего тела называется способность его плавать в прямом положении и будучи из этого положения действием внешнего усилия выведенным, снова к нему возвращаться по прекращении этого усилия.

Рассмотрим наклонение корабля вокруг продольной оси на малый угол φ . При этом его водоизмещение не изменится (черт. 15). Пусть будет:

AB — ватерлиния в прямом положении корабля,

A_1B_1 — „ „ наклоненном на угол φ положении корабля,

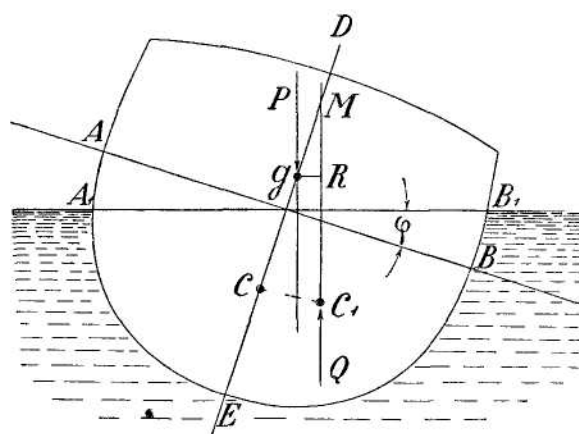
DE — след продольной диаметральной плоскости,

g — центр тяжести корабля,

C — центр величины в прямом положении,

C_1 — „ „ „ наклоненном положении.

Проведем через точку C_1 вертикальную прямую до пересечения с прямой



Черт. 15.

DE в точке M . В рассматриваемом вращении корабля вокруг продольной оси точка M наз. поперечным метацентром. Подобными же рассуждениями, очевидно, может быть при вращении вокруг поперечной оси получена другая точка M_1 , называемая продольным метацентром. Эти две точки обладают замечательным свойством: при малых углах наклонения корабля положения точек M и M_1 постоянны. Под словом „малый

угол наклонения“ практически разумеют наклонение до 15° .

При вращении вокруг продольной оси корабля отрезок CM , т. е. возвышение поперечного метацентра над центром величины, называется малым метацентрическим радиусом. Величина этого отрезка равняется отношению момента инерции площади грузовой ватерлинии, взятому относи-

тельно продольной оси, проведенной через центр тяжести ватерлинии, к водоизмещению корабля, т. е.

$$MC = \rho = \frac{I}{V} \dots \dots \dots (17)$$

При вращении вокруг поперечной оси отрезок CM_1 , т. е. возвышение продольного метацентра над центром величины, называется большим метацентрическим радиусом. Его величина равняется отношению момента инерции площади грузовой ватерлинии, взятому относительно поперечной оси, проведенной через центр тяжести ватерлинии, к водоизмещению корабля, т. е.

$$M_1C = R = \frac{I_1}{V} \dots \dots \dots (18)$$

В наклоненном положении на корабль будет действовать пара сил P и Q с плечом gR (черт. 15). Из чертежа имеем:

$$gR = Mg \sin \varphi.$$

Обозначая Cg — возвышение центра тяжести корабля над центром величины через a , получим:

$$Mg = \rho - a.$$

Отрезок $(\rho - a)$ называется метацентрической высотой. Подставляя значение Mg в предыдущее равенство, определим плечо пары

$$gR = (\rho - a) \sin \varphi$$

и момент восстанавливающей пары

$$M = P (\rho - a) \sin \varphi \dots \dots \dots (19)$$

Очевидно, если точка g лежит ниже точки M , то пара PQ будет стремиться вернуть корабль к прямому положению, в противном случае, пара PQ будет еще больше наклонять корабль. Так, обр., если $\rho - a > 0$, т. е., если метацентрическая высота является величиной положительной, то начальное положение корабля устойчиво; в противном случае, если $\rho - a < 0$ — начальное положение корабля не устойчиво. За меру устойчивости принимается момент M восстанавливающей пары или величина ему пропорциональная — метацентрическая высота $\rho - a$.

Для того, чтобы удержать корабль в наклоненном положении, очевидно, необходимо приложить к нему пару с моментом равным по величине и противоположным по знаку, найденному выше M .

13. Гидравлические машины. Работа, совершаемая гидравлическим цилиндром (аккумулятором, гидравлическим подъемником и пр.), при одном ходе поршня определяется следующей формулой:

$$A = 10 \rho W, \dots \dots \dots (20)$$

где ρ — манометрическое давление в цилиндре, измеренное в атмосферах или $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$,

W — объем цилиндра в дециметрах ($W = \text{ход поршня} \times \text{площадь поршня}$),

A — работа в кг. м.

Мощность турбины, работающей под напором H м, с расходом $Q \frac{м^3}{сек}$ определяется:

$$N_{eff} = \frac{1000 Q H \eta}{75} \text{ л. с.} \quad (21)$$

где η — коэффициент полезного действия турбины.

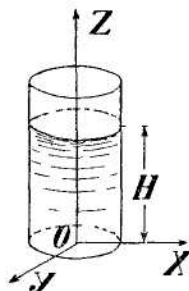
При $\eta = 0,75$ получается простое выражение для приближенного определения мощности турбины:

$$N_{eff} = 10 Q H \text{ л. с.} \quad (22)$$

Мощность двигателя, приводящего в движение насос, подающий расход $Q \frac{м^3}{сек}$ на высоту H м. при коэффициенте полезного действия насоса η , определяется:

$$N_{ав.} = \frac{1000 Q H}{75 \eta} \text{ л. с.} \quad (23)$$

14. Задачи. ЗАДАЧА № 1. Определить свободную поверхность и закон распределения давления в случае однородной тяжелой покоящейся жидкости (черт. 16).



Черт. 16.

Основное уравнения равновесия жидкости имеет вид:

$$dp = \rho (Xdx + Ydy + Zdz).$$

В рассматриваемом случае любая частица жидкости находится под действием только силы тяжести, следовательно проекции этой силы, отнесенной к единице массы, будут:

$$X = 0; Y = 0; Z = -g.$$

И написанное уравнение принимает вид

$$dp = -\rho g dz$$

Интегрируя это выражение, получаем

$$p = -\rho g z + C = -\gamma z + C \quad (1)$$

так как $\rho g = \gamma$, где γ — вес единицы объема жидкости.

Полагая в этом выражении $\rho = \text{const}$, получим уравнение поверхностей равных давлений:

$$z = D,$$

где D — новая постоянная.

Отсюда мы видим, что поверхности равных давлений суть горизонтальные плоскости; а так как свободная поверхность есть также поверхность равного давления, то очевидно ее уравнение будет такое:

$$z = H,$$

где H — глубина жидкости в сосуде.

Определим постоянную C в уравнении (1) из следующих условий: давление на свободной поверхности равно атмосферному, т. е. при $z = H$, $p = p_0$.

Подставим эти значения в уравнение (1).

$$p_0 = -\gamma H + C.$$

Откуда

$$C = p_0 + \gamma H$$

и

$$p = -\gamma z + p_0 + \gamma H = p_0 + \gamma (H - z).$$

Обозначая $H - z$ через h , где h — глубина погружения рассматриваемой точки, окончательно получим формулу, определяющую давление в любой точке

$$p = p_0 + \gamma h \quad \dots \dots \dots (2)$$

ЗАДАЧА № 2. Сосуд, наполненный однородной тяжелой жидкостью, движется по вертикали равноускоренно. Определить свободную поверхность и давление на дне сосуда (черт. 17).

Пусть ускорение сосуда $= w$. Если w направлено вниз, то $w_z < 0$, если w направлено вверх, то $w_z > 0$. Вся масса жидкости находится в относительном покое, поэтому, если ко всем объемным силам мы присоединим переносную силу инерции I , то мы сможем тогда написать уравнение равновесия. Проекция переносной силы инерции единицы массы суть: $I_x = 0$; $I_y = 0$; $I_z = -w_z$.

Проекция всех сил на оси выразятся так:

$$X = 0; Y = 0; Z = -w_z - g$$

и основное уравнение равновесия напишется следующим образом:

$$dp = -\rho (w_z + g) dz.$$

Интегрируя, получим:

$$p = -\rho (w_z + g) z + C \quad \dots \dots \dots (1)$$

Полагая $p = \text{const}$, получим уравнение поверхностей равных давлений $z = \text{const} = D$.

Постоянную C в ур-ии (1) определим из того условия, что на свободной поверхности, т. е. при $z = H$, давление равно атмосферному. Следовательно

$$C = p_0 + \rho (w_z + g) H$$

и

$$p = p_0 + \rho (w_z + g) (H - z)$$

Обозначая глубину погружения $H - z$ через h , будем иметь:

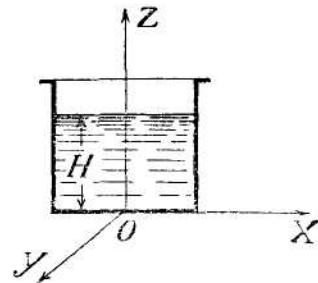
$$p = p_0 + \rho (w_z + g) h \quad \dots \dots \dots (2)$$

Очевидно, формулу (2) задачи № 1 можно получить из последнего выражения для p , полагая в нем $w = w_z = 0$.

Рассмотрим частные случаи.

А. Равноускоренное движение сосуда вниз и равнозамедленное движение вверх могут быть исследованы одновременно, так как в обоих случаях ускорение направлено вниз и $w_z < 0$.

Из формулы (2) мы видим, что с увеличением w , т. е. с уменьшением w_z , давление на дне сосуда убывает и что, вообще, оно меньше того, которое имеет место в случае покоящегося сосуда. При $w = g$, т. е. при $w_z = -g$ давление в любой точке жидкости, а следовательно и на дне сосуда



Черт. 17.

при равноускоренном его движении. Очевидно, объемы воды в первом и во втором состояниях равны между собою, т. е.

$$z_0 l = Hl,$$

где l — длина тендера.

Откуда

$$z_0 = H,$$

т. е. свободная поверхность занимает положение ab и следовательно, координаты точки c — $x = 0$, $z = H$ должны удовлетворять уравнению (3). Получаем:

$$gH = D.$$

Уравнение свободной поверхности будет:

$$wx + gz = gH$$

или

$$z = H - \frac{w}{g} x.$$

Теперь определим постоянную C в уравнении (2).

Давление на свободной поверхности равно атмосферному, т. е. при $x = 0$, $z = H$, $p = p_0$.

Подставим эти значения в уравнение (2):

$$p_0 = -\frac{\gamma}{g} gH + C.$$

Откуда

$$C = p_0 + \gamma H.$$

Подставляя это значение C в уравнение (2), получим закон распределения давлений

$$p = -\frac{\gamma}{g} (wx + gz) + p_0 + \gamma H = p_0 + \gamma (H - z) - \frac{\gamma w}{g} x.$$

ЗАДАЧА № 4. По наклонной плоскости, составляющей с горизонтом угол α , движется под влиянием силы тяжести без сопротивления сосудов, наполненный водою. Определить уравнение свободной поверхности и закон распределения давлений (черт. 19).

Принимая во внимание, что сосуд движется с ускорением

$$w = g \sin \alpha,$$

напишем проекции объемных сил:

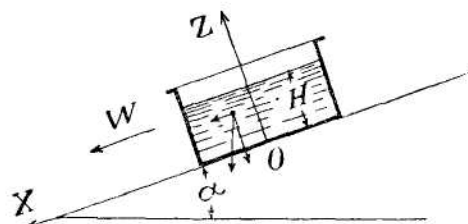
$$X = -g \sin \alpha + g \sin \alpha = 0,$$

$$Z = -g \cos \alpha.$$

Первый член первого из этих уравнений представляет собою проекцию силы инерции, а второй — проекцию силы тяжести.

Подставляя в основное уравнение равновесия значения X и Z , получим:

$$dp = -\gamma \cos \alpha \cdot dz.$$



Черт. 19.

Интегрируя это выражение, получим закон распределения давлений в конечном виде:

$$\rho = -\gamma \cos \alpha \cdot z + C \dots \dots \dots (1)$$

Полагая в этом выражении $\rho = \text{const}$, получим уравнение поверхностей равных давлений:

$$z = D,$$

где D —новая постоянная.

Из последнего уравнения следует, что поверхности равных давлений суть плоскости, параллельные наклонной плоскости. Очевидно, для свободной поверхности постоянная D равна глубине воды в сосуде, находящемся в состоянии покоя при горизонтальном дне, т. е.

$$z = H.$$

Это и есть уравнение свободной поверхности, представляющее уравнение плоскости, параллельной оси x -ов.

Теперь определим постоянную C в уравнении (1). На свободной поверхности давление равно атмосферному, т. е. при $z = H$, $\rho = \rho_0$. Подставляя эти значения в уравнение (1), получим:

$$\rho_0 = -\gamma \cos \alpha \cdot H + C.$$

Откуда

$$C = \rho_0 + \gamma H \cos \alpha.$$

И закон распределения давлений

$$\rho = \rho_0 + \gamma \cos \alpha (H - z).$$

ЗАДАЧА № 5. Определить свободную поверхность и закон распределения давлений в случае однородной тяжелой газообразной покоящейся жидкости.

Поверхности равных давлений суть горизонтальные плоскости, которые определяются совершенно так же, как и в задаче № 1.

Проекция силы тяжести, отнесенной к единице массы, будут, как и раньше,

$$X = 0; Y = 0; Z = -g$$

и уравнение равновесия

$$d\rho = -\rho g dz \dots \dots \dots (1)$$

Но для газообразной жидкости при постоянной температуре по закону Mariotte'a

$$\rho = \rho k,$$

где k —некоторая постоянная для данного газа.

Отсюда

$$\rho = \frac{p}{k}.$$

Подставляя это выражение в уравнение (1), получим:

$$d\rho = -\frac{p}{k} g dz.$$

Отделяя переменные и интегрируя, получим:

$$\lg p = - \frac{gz}{k} + C \dots \dots \dots (2)$$

Пусть при $z = z_0$, $p = p_0$; тогда

$$C = \lg p_0 + \frac{gz_0}{k}.$$

Подставляя значение C в уравнение (2), найдем:

$$\lg p = - \frac{gz}{k} + \lg p_0 + \frac{gz_0}{k}.$$

Или же

$$\lg \frac{p}{p_0} = \frac{g(z_0 - z)}{k}.$$

Обозначая $z_0 - z = h$, окончательно получим:

$$\lg \frac{p}{p_0} = \frac{gh}{k}.$$

Если известно давление в двух каких-либо точках, то по этой формуле можно определить превышение одной точки над другой. Этим обстоятельством и пользуются при барометрическом нивелировании, где по соответствующим показаниям барометров, определяется разность высот двух точек земной поверхности.

ЗАДАЧА № 6. Открытый цилиндрический сосуд, радиуса R , наполненный до высоты H тяжелой жидкостью, приведен в равномерное вращательное движение вокруг вертикальной оси z , совпадающей с осью сосуда. Угловая скорость вращения равна ω . Определить свободную поверхность и распределение давлений (черт. 20).

Частицы, находящиеся в различных меридиональных сечениях, подчинены тождественным условиям, а потому достаточно рассмотреть равновесие в каком-нибудь меридиональном сечении.

Центробежная сила равна $x\omega^2$ и направлена по перпендикуляру к оси вращения z . Проекция сил, отнесенных к единице массы,

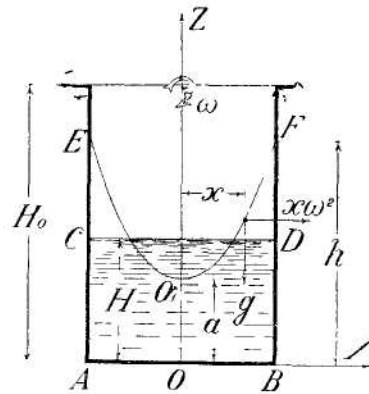
$$X = x\omega^2; Z = -g$$

и основное уравнение равновесия напишется в таком виде:

$$dp = \rho (x\omega^2 dx - g dz).$$

Интегрируя это уравнение, получим:

$$p = \rho \left(\frac{\omega^2}{2} x^2 - gz \right) + C \dots \dots \dots (1)$$



Черт. 20.

Полагая $p = \text{const}$, получим уравнение кривых равных давлений

$$\frac{\omega^2}{2} x^2 - gz = D \quad (2)$$

Нетрудно видеть, что кривые, определяемые этим уравнением, суть параболы с вертикальной осью и параметром $\frac{g}{\omega^2}$ и, следовательно, поверхности равных давлений суть поверхности параболоидов вращения. Постоянную D определим из условия равенства объемов жидкости в покоящемся сосуде и вращающемся, т. е.:

$$\text{об. цилиндра } ABCD = \text{об. цилиндра } AEFB - \text{об. параболоида } EO_1F \quad (3)$$

Имеем:

$$\begin{aligned} \text{объем цилиндра } ABCD &= \tau R^2 H, \\ \text{„ „ „ } AEFB &= \pi R^2 h, \\ \text{„ параболоида } EO_1F &= \int_a^h \tau x^2 dz \end{aligned}$$

Будем иметь:

$$\text{Об. } EO_1F = \int_a^h \frac{2\pi(D + gz)}{\omega} dz = \frac{2\pi}{\omega^2} \left[D(h - a) + \frac{g}{2}(h^2 - a^2) \right].$$

Величина a определится из уравнения (2), полагая в нем $x = 0$ и $z = a$.

$$a = -\frac{D}{g}.$$

Величина h определится из того же уравнения, полагая в нем $x = R$ и $z = h$:

$$h = \frac{\omega^2 R^2}{2g} - \frac{D}{g}.$$

Принимая во внимание значения a и h , найдем после соответствующих преобразований:

$$\text{Об. } EO_1F = \frac{\pi \omega^2 R^4}{4g}.$$

Подставляя найденные значения объемов в уравнение (3), получим:

$$-R^2 H = \pi R^2 h - \frac{\pi \omega^2 R^4}{4g} = \tau R^2 \left(\frac{\omega^2 R^2}{2g} - \frac{D}{g} \right) - \frac{\tau \omega^2 R^4}{4g}.$$

Откуда

$$D = \frac{\omega^2 R^2}{4} - Hg.$$

И следовательно

$$a = H - \frac{R^2 \omega^2}{4g}; \quad h = H + \frac{R^2 \omega^2}{4g}$$

Теперь, подставляя в уравнение (2) найденное значение D , можно написать уравнение свободной поверхности

$$\frac{\omega^2 x^2}{2} - gz = \frac{\omega^2 R^2}{4} - Hg.$$

Постоянную C в уравнении (1) определим из того условия, что при $x = 0$, $p = p_0$. Уравнение (1) дает

$$p_0 = \gamma g a + C.$$

Откуда

$$C = p_0 - \gamma g a = p_0 + \gamma \left(H - \frac{R^2 \omega^2}{4g} \right).$$

Подставляя это значение C в уравнение (1), получим:

$$p = p_0 + \gamma (H - z) + \frac{\gamma \omega^2}{4g} (2x^2 - R^2).$$

Отсюда следует, что при $z = \text{const}$, т. е. для точек, лежащих в одной и той же горизонтальной плоскости, давления возрастают пропорционально квадрату расстояния от оси. При $x = \text{const}$, т. е. для точек, лежащих на одной и той же цилиндрической поверхности, давления изменяются пропорционально расстоянию по вертикали до свободной поверхности.

Очевидно, найденная выше величина h должна быть меньше или равна высоте сосуда H_0 ; в противном случае жидкость будет выливаться из сосуда. Таким образом, максимальная угловая скорость определится из условия:

$$H_0 \geq h,$$

или

$$H_0 \geq H + \frac{R^2 \omega^2}{4g}.$$

Откуда находим

$$\omega_{\max} = \frac{2}{R} \sqrt{g (H_0 - H)}.$$

Отметим, что тем обстоятельством, что с изменением угловой скорости вращения, изменяется величина h , пользуются для устройства тахометров—приборов, позволяющих определять число оборотов вала.

ЗАДАЧА № 7. Река шириною в 1 км. течет по закруглению (черт. 21) со скоростью $v = 6 \frac{\text{км}}{\text{час}}$. Предполагая, что скорости всех частиц воды в одном и том же сечении равны геометрически и пренебрегая вращением земли, определить превышение внешнего берега над внутренним ¹⁾.

Начало координат поместим в центре O ; ось x направим по горизонтали через точку A по внешней нормали, а ось z — по вертикали вверх.

Присоединяя к силе тяжести еще центробежную силу, проекции объемных сил определим следующим образом:

$$X = \frac{v^2}{x}; \quad Z = -g.$$

¹⁾ Forchheimer, „Hydraulik“, стр. 9, 1914 г.

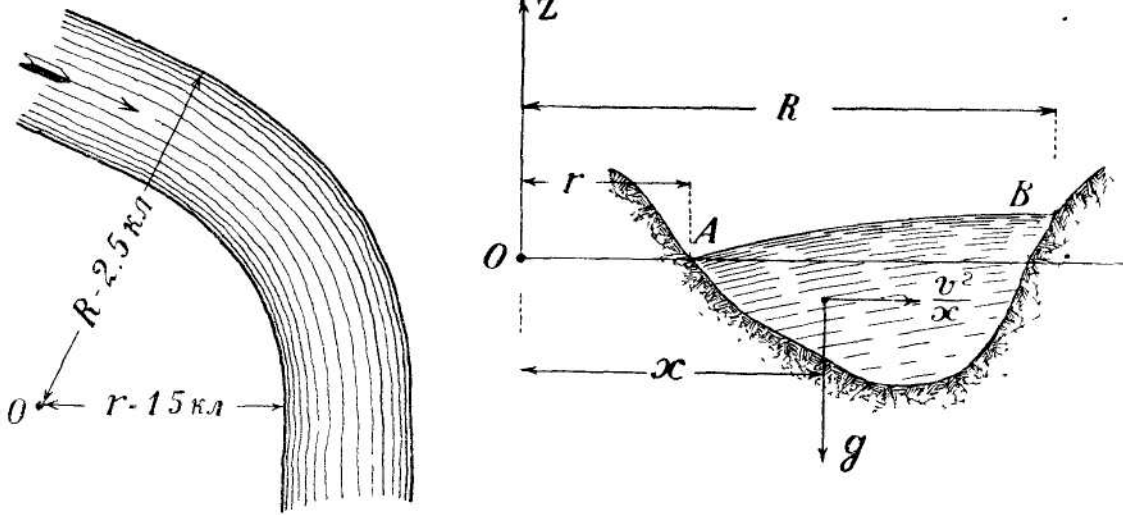
Подставляя значения X и Z в основное уравнение равновесия и полагая $dp = 0$, получим уравнение кривых равных давлений:

$$\frac{v^2}{x} dx - g dz = 0.$$

Интегрируя, получим:

$$v^2 \lg x - g z = C.$$

При $x = r$, $z = 0$, следовательно $C = v^2 \lg r$.



Черт. 21

Тогда уравнение свободной поверхности

$$v^2 \lg x - g z = v^2 \lg r$$

или

$$z = \frac{v^2}{g} \lg \frac{x}{r}.$$

Переходя от натуральных логарифмов к десятичным, окончательно получим:

$$z = 2,3 \frac{v^2}{g} \lg \frac{x}{r}.$$

Полагая в последнем уравнении $x = R$, получим превышение внешнего берега:

$$z = 2,3 \frac{v^2}{g} \lg \frac{R}{r} = \frac{2,3}{9,81} \left(\frac{15}{9} \right)^2 \lg \frac{2,5}{1,5} = 0,144 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 8. Верхне-наливное гидравлическое колесо равномерно вращается с угловой скоростью ω вокруг горизонтальной оси x . Определить свободную поверхность жидкости в ковшах колеса (черт. 22).

Пренебрегая относительным движением жидкости в ковше, т. е. рассматривая жидкость как находящуюся в состоянии относительного покоя и при-

соединяя переносную силу инерции (центробежную силу), мы сможем написать основное уравнение равновесия. Для какой либо точки М проекции сил на координатные оси выразятся так:

$$Y = r\omega^2 \cos\varphi = r\omega^2 \frac{y}{r} = \omega^2 y,$$

$$Z = \omega^2 z - g$$

и уравнение равновесия напомним так:

$$dp = \rho [\omega^2 y dy + (\omega^2 z - g) dz].$$

Интегрируя, получим:

$$p = \rho \left(\frac{\omega^2 y^2}{2} + \frac{\omega^2 z^2}{2} - gz \right) + C.$$

Полагая $p = \text{const}$, получим уравнение кривых равных давлений, т. е.

$$\frac{\omega^2 y^2}{2} + \frac{\omega^2 z^2}{2} - gz = \text{const} \quad (1)$$

Не трудно видеть, что ур-ие (1) представляет ур-ие окружности с центром на оси z-ов и отстоящим от начала координат на расстоянии равном $\frac{g}{\omega^2}$. Переносим начало координат без изменения направления осей в точку $O_1(y = 0; z = \frac{g}{\omega^2})$, получим уравнение кривых равных давлений в виде

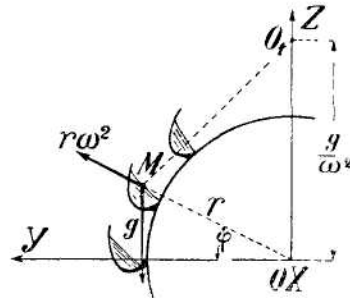
$$y^2 + z^2 = \text{const}.$$

Таким образом мы получили, что поверхности равных давлений суть цилиндрические поверхности круглых цилиндров с осью, не совпадающей с осью вращения колеса. Подобною же цилиндрическою поверхностью представляется и свободная поверхность жидкости.

Так как точка O_1 определяется только угловою скоростью и при данном ω является точкой, постоянной для всех ковшей, то очевидно с течением времени, по мере поворачивания колеса, радиус основания цилиндрической поверхности, отрезок O_1M , будет изменяться, т. е. жидкость не будет находиться в относительном покое, как мы предположили в начале решения. Тем не менее, изложенное, не точное, решение, принадлежащее Poncelet, имеет практическое приложение, ибо скорость вращения верхне-наливных колес сравнительно не велика, в силу чего относительным ускорением и ускорением Кориолиса без значительной погрешности можно пренебречь.

ЗАДАЧА № 9. Невесомая однородная жидкость притягивается к неподвижному центру по закону, выражающемуся некоторой функцией расстояния. Определить поверхности равных давлений (черт. 23),

Пусть расстояние от некоторой частицы жидкости М до центра притяжения О равно r . Сила притяжения, отнесенная к единице массы, пусть будет



Черт. 22.

какая либо функция расстояния $f(r)$. Проекции этой силы на координатные оси выразятся так:

$$X = -f(r) \frac{x}{r}; \quad Y = -f(r) \frac{y}{r}; \quad Z = -f(r) \frac{z}{r}$$

и основное уравнение равновесия напишется:

$$dp = -\rho \left[f(r) \frac{x dx}{r} + f(r) \frac{y dy}{r} + f(r) \frac{z dz}{r} \right].$$

Полагая $dp=0$ и сокращая на

$$\frac{\rho f(r)}{r}, \text{ получим } ^1) \quad x dx + y dy + z dz = 0.$$

Интегрируя, находим уравнения поверхностей равных давлений:

$$x^2 + y^2 + z^2 = \text{const.}$$

Таким образом мы видим, что поверхности равных давлений суть концентрические сферические поверхности.

ЗАДАЧА № 10. Невесомая однородная жидкость, вращающаяся с постоянной угловой скоростью ω вокруг вертикальной оси z -ов, притягивается точкою O , лежащею на оси вращения, силою пропорциональною расстоянию R . Определить свободную поверхность жидкости и распределение давлений (черт. 24).

Сила притяжения равна kR . Проекции ее на координатные оси

$$X_1 = -kx; \quad Y_1 = -ky; \quad Z_1 = -kz.$$

Центробежная сила равна $r\omega^2$ и ее проекции на координатные оси

$$X_2 = \omega^2 x; \quad Y_2 = \omega^2 y; \quad Z_2 = 0.$$

Таким образом проекции объемных сил, относенных к единице массы, будут:

$$X = \omega^2 x - kx; \quad Y = \omega^2 y - ky; \quad Z = -kz.$$

Подставив эти значения в основное уравнение равновесия, получим:

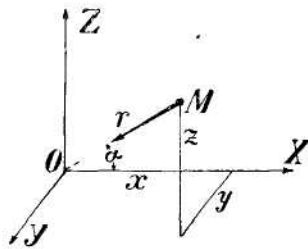
$$dp = \rho [(\omega^2 - k) x dx + (\omega^2 - k) y dy - k z dz].$$

Интегрируя это выражение, получим:

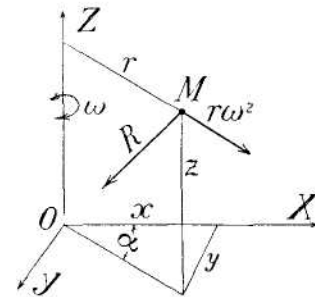
$$p = \rho \left(\frac{\omega^2 - k}{2} x^2 + \frac{\omega^2 - k}{2} y^2 - \frac{k}{2} z^2 \right) + C \quad \dots \quad (1)$$

Если нам известно давление в какой-либо точке, то постоянная C может быть определена. Пусть в точке, определяемой координатами x_0, y_0 и z_0 , дав-

¹⁾ Предполагается, что при r конечном $f(r)$ также конечна



Черт 23



Черт 24.

ление равно p_0 . Подставляя эти значения в уравнение (1) и решая его относительно C , найдем:

$$C = p_0 - \rho \left(\frac{\omega^2 - k}{2} x_0^2 + \frac{\omega^2 - k}{2} y_0^2 - \frac{k}{2} z_0^2 \right).$$

Таким образом распределение давлений найдено.

Полагая далее в уравнении (1) $\rho = \text{const}$ и деля обе части уравнения на $\frac{\omega^2 - k}{2}$, получим уравнение поверхностей равных давлений:

$$x^2 + y^2 + \frac{k}{k - \omega^2} z^2 = D.$$

При $k > \omega^2$ полученное выражение представляет собою уравнение эллипсоида вращения.

Если известны координаты какой-либо точки, лежащей на свободной поверхности, то уравнение последней может быть найдено, так как постоянную D можно будет определить. Пусть координаты этой точки будут x_1 , y_1 и z_1 ; тогда имеем:

$$x_1^2 + y_1^2 + \frac{k}{k - \omega^2} z_1^2 = D.$$

ЗАДАЧА № 11. Река шириною $2l = 1$ км. течет с юга на север со скоростью $v = 5 \frac{\text{км}}{\text{час}}$. Определить, учитывая вращение земли вокруг ее оси, у какого берега вода выше и насколько в сечении, находящемся на 60° северной широты (черт. 25)¹⁾.

Координатные оси расположим в плоскости нормального сечения реки. Ось x направим по горизонтали через точку A вправо, т. е. по касательной к соответствующей параллели на восток; а ось z по вертикали вверх, т. е. по внешней нормали к меридиану.

Ускорение Кориолиса

$$\dot{k} = 2v\omega \sin \varphi,$$

где ω — угловая скорость земли,

φ — широта места.

Это ускорение направлено по оси x влево, следовательно, Кориолисова сила инерции направлена вправо, т. е. в сторону положительных x -ов. Пренебрегая относительным и переносным ускорениями, проекции сил определим следующим образом:

$$X = 2v\omega \sin \varphi,$$

$$Z = -g.$$

Подставляя значения X и Z в основное уравнение равновесия, получим:

$$2v\omega \sin \varphi dx - g dz = 0.$$

После интегрирования получим уравнение кривых равных давлений:

$$2v\omega \sin \varphi \cdot x - gz = C.$$

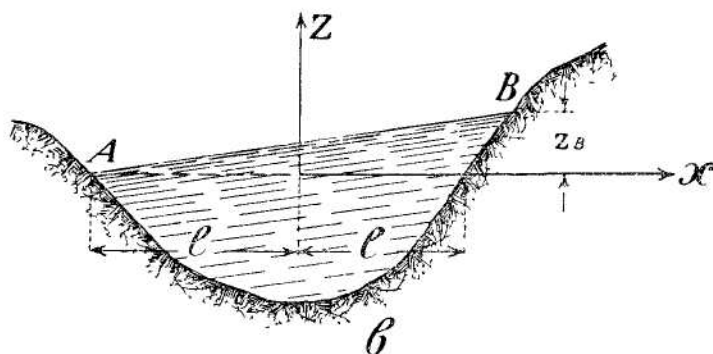
¹⁾ Проф. И. В. Мещерский. Сборник задач по теоретической механике.

Уравнение свободной поверхности определим, если отнесем последнее выражение к какой либо точке, взятой на свободной поверхности, напр. к точке А с координатами

$$x = -l; z = 0.$$

Тогда

$$C = -2v\omega l \sin \varphi$$



Черт. 25 а.

и уравнение кривой пересечения свободной поверхности с плоскостью xz

$$z = \frac{2v\omega(l+x)}{g} \sin \varphi. \quad (1)$$

будет уравнением прямой.

Полагая в уравнении (1) $x = l$, определим возвышение правого восточного берега над левым

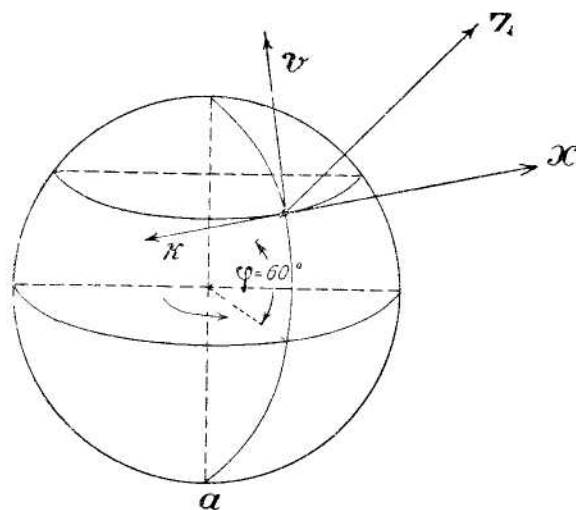
$$\begin{aligned} z_B &= \frac{2v\omega(l+l)}{g} \sin \varphi = \\ &= \frac{2 \cdot 5000 \cdot 2\pi(500+500)}{3600 \cdot 24 \cdot 3600} \sin \varphi = \\ &= 0,0206 \sin \varphi \text{ м.} \end{aligned}$$

Из последнего выражения мы видим, что на экваторе, где $\varphi = 0$,

$$z_B = 0.$$

При $\varphi = 60^\circ$.

$$z_B = 0,0206 \frac{\sqrt{3}}{2} = 0,0178 \text{ м.}$$



Черт. 25 б.

Для рек, текущих с севера на юг, ускорение Кориолиса направлено по касательной к параллели на восток, а потому у них западный берег выше восточного.

ЗАДАЧА № 12. Определить давление на единицу площади дна сосуда, на глубине $H = 1,5$ м под поверхностью, считая, что на поверхности давление

равно 2 атм. (что тоже $2 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$) в двух предположениях: 1) сосуд наполнен водой ($\gamma = 1$) и 2) сосуд наполнен спиртом ($\gamma = 0,80$).

Гидростатическое давление в любой точке дна выражается так:

$$p = p_0 + \gamma H \dots \dots \dots (1)$$

Так как $p_0 = 2 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$, вес одного куб. см. воды равен 0,001 кг, то давление на дне сосуда будет:

$$p = 2 + 0,001 \cdot 150 = 2,15 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

2) Во втором случае вес одного куб. см. жидкости (спирта) равен 0,0008 кг. и соотношение (1) дает:

$$p = 2 + 0,0008 \cdot 150 = 2,12 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

ЗАДАЧА № 13. Определить высоту воды в сосуде, площадь дна которого $F = 0,12 \text{ м}^2$, а давление на дно $P = 24 \text{ кг}$.

Давление на дно сосуда определится непосредственно по формуле:

$$P = \gamma F H.$$

Подставляя данные задачи, получим:

$$H = \frac{P}{\gamma F} = \frac{24}{1000 \cdot 0,12} = 0,2 \text{ м}.$$

ЗАДАЧА № 14. В горизонтальном дне сосуда сделано отверстие, закрываемое задвижкой, площадь которой $F = 2,5 \text{ см}^2$; высота воды в сосуде $H = 1,5 \text{ м}$. Какую силу нужно приложить к задвижке, чтобы открыть отверстие, если коэффициент трения $f = 0,5$.

Давление на задвижку

$$P = \gamma H \cdot F = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,00025 = 0,000375 \text{ т} = 0,375 \text{ кг}.$$

Усилие, необходимое для открывания задвижки, получается:

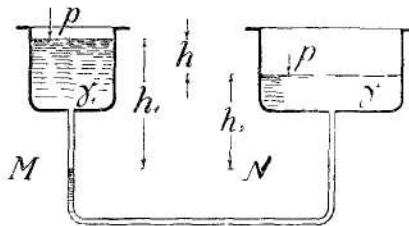
$$T = f P = 0,5 \cdot 0,375 = 0,1875 \text{ кг}.$$

ЗАДАЧА № 15. Два сообщающихся сосуда заполнены жидкостями, удельные веса которых γ_1 и γ_2 . Давления на свободных поверхностях одинаковы. Разность уровней составляет h . Определить высоты h_1 и h_2 уровней над плоскостью раздела (черт. 26).

Пусть давление на свободных поверхностях будет p (на единицу площади). Тогда давление в какой-либо точке, лежащей в плоскости раздела MN выразится:

$$\text{с одной стороны } p_1 = p + \gamma_1 h_1,$$

$$\text{с другой } \quad \quad \quad p_2 = p + \gamma_2 h_2.$$



Черт. 26.

Для равновесия точки необходимо, чтобы $p_1 = p_2$, т. е.

$$p + \gamma_1 h_1 = p + \gamma_2 h_2.$$

Или

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \quad \dots \quad (1)$$

Но

$$h_1 = h + h_2.$$

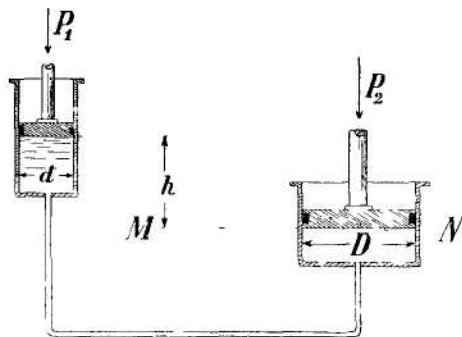
Следовательно

$$h_1 = \frac{\gamma_2}{\gamma_2 - \gamma_1} h; \quad h_2 = \frac{\gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} h.$$

Из равенства (1) следует, что в сообщающихся сосудах высоты жидкостей над плоскостью раздела при одинаковом давлении на свободной поверхности обратно пропорциональны их удельным весам (что то же плотностям).

Если жидкости однородны, то $\gamma_1 = \gamma_2$ и жидкость в обоих сосудах будет расположена на одной и той же высоте и любую горизонтальную плоскость можно считать за плоскость раздела.

ЗАДАЧА № 16. Два вертикальных цилиндра, имеющих диаметры $d = 20$ см. и $D = 40$ см, наполнены водой и сообщены между собой трубкой. В цилиндры заключены поршни, из которых меньший стоит на $h = 30$ см. выше, чем больший и несет нагрузку $P_1 = 80$ кг. Какой груз надо положить на больший поршень, чтобы они находились в равновесии (трением пренебречь) (черт. 27).



Черт. 27.

Рассмотрим условия равновесия в плоскости соприкосновения большого поршня с водой (горизонтальная плоскость MN). Давление на единицу площади поршня большого цилиндра:

$$\text{с одной стороны } \frac{P_1}{F_1} + \gamma h,$$

$$\text{с другой } \frac{P_2}{F_2},$$

где F_1 и F_2 — площади поршней.

Давления эти должны быть равны, т. е.

$$\frac{P_1}{F_1} + \gamma h = \frac{P_2}{F_2}.$$

Откуда

$$P_2 = \frac{P_1 F_2}{F_1} + \gamma h F_2.$$

Принимая во внимание, что $d = 20$ см. и $D = 40$ см. и подставляя численные значения, получим:

$$P_2 = \frac{80 \cdot 20^2}{10^2} + 0,001 \cdot 30 \pi \cdot 20^2 = 358 \text{ кг.}$$

ЗАДАЧА № 17. При атмосферном давлении $h_1 = 765$ мм. в цилиндр был вставлен свободно поршень и при атмосферном давлении $h_2 = 750$ мм. цилиндр был опущен в море; при этом начальное расстояние $l_1 = 20$ см. между дном цилиндра и поршнем уменьшилось до $l_2 = 3$ см. Считая удельный вес морской воды $\gamma = 1,02$ и предполагая температуру постоянной, определить глубину погружения цилиндра ¹⁾.

Пусть площадь поршня равна F . Начальное давление в цилиндре равно атмосферному:

$$\rho_1 = \frac{h_1 \gamma}{10 \cdot 1000} = \frac{765 \cdot 13,6}{10 \cdot 1000} \frac{\text{кг}}{\text{см}^2},$$

где $\gamma = 13,6$ — удельный вес ртути.

Начальный объем воздуха

$$V_1 = l_1 F = 20 F \text{ см}^3.$$

Давление в цилиндре, опущенном в море на глубину H м:

$$\rho_2 = \frac{750 \cdot 13,6}{10 \cdot 1000} + \frac{H \gamma_1}{10} = \frac{750 \cdot 13,6}{10 \cdot 1000} + \frac{H \cdot 1,02}{10} \frac{\text{кг}}{\text{см}^2},$$

где γ_1 — удельный вес морской воды.

Объем, занимаемый воздухом в этот же момент будет:

$$V_2 = l_2 F = 3 F \text{ см}^3.$$

По закону Boyle-Mariotte'a имеем:

$$\rho_1 V_1 = \rho_2 V_2.$$

Или

$$\frac{765 \cdot 13,6 \cdot 20 F}{10 \cdot 1000} = \left(\frac{750 \cdot 13,6}{10 \cdot 1000} + \frac{H \cdot 1,02}{10} \right) 3 F.$$

Откуда

$$H = \frac{13,6 \cdot 10 (765 \cdot 20 - 750 \cdot 3)}{10 \cdot 1000 \cdot 3 \cdot 1,02} = 58 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 18. Наклонный трубопровод, имеющий клапан K , соединяет два закрытых резервуара, наполненных водой. В первом наблюдается манометрическое давление в 2 атм., во втором — вакуум в 0,3 атм. Определить давление на единицу площади клапана. Размеры в метрах указаны на чертеже 28.

Давление на клапан (ед. площ.) со стороны первого резервуара:

$$\rho_1 = \rho_0 + (h_1 + h'_1) \gamma.$$

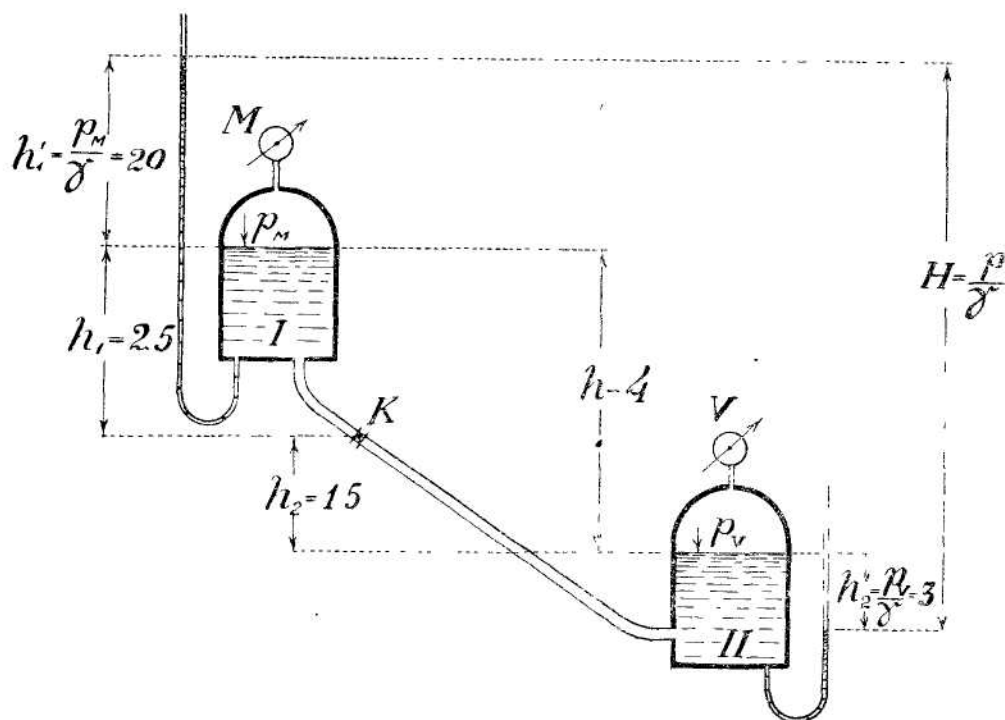
Давление со стороны второго:

$$\rho_2 = \rho_0 - (h_2 + h'_2) \gamma.$$

¹⁾ Существуют подобные приборы для определения глубины моря.

Полное давление на единицу площади клапана, очевидно, равно разности этих давлений, т. е.:

$$p = p_1 - p_2 = (h_1 + h_1' + h_2 + h_2')\gamma.$$



Черт. 28.

Или
$$p = (2,5 + 20 + 1,5 + 3) 0,1 = 2,7 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

т. е. клапан находится под давлением в 27 метров водяного столба.

ЗАДАЧА № 19. Определить сжимающее усилие гидравлического пресса, изображенного на чертеже 29, если: $a = 2000$, $b = 100$, $D = 340$, $d = 15$, (размеры в миллиметрах), $Q = 20$ кг. — (усилие одного рабочего).

Давление на плунжер В со стороны воды:

$$P = \frac{\pi d^2}{4} p$$

где p — гидростатическое давление.

Рассматривая равновесие рукоятки, напишем уравнение моментов относительно ее неподвижной точки:

$$Qa = Pb$$

Или

$$Qa = \frac{\pi d^2}{4} pb.$$

Откуда

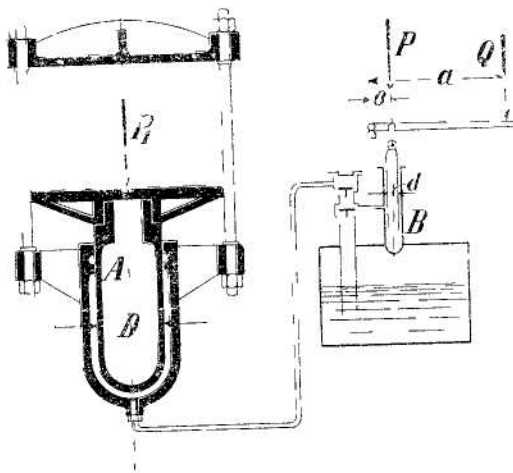
$$\rho = \frac{4}{\pi} Q \frac{a}{b} \frac{1}{d^2}.$$

Сжимающее усилие прессы P_1 определится, как давление на плунжер А:

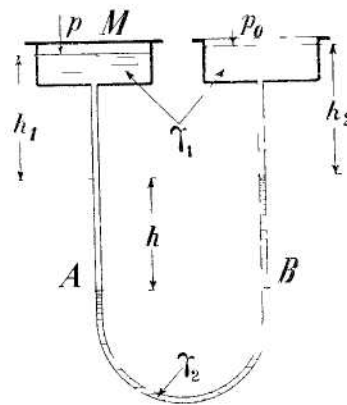
$$P_1 = \frac{\pi D^2}{4} \rho.$$

или же

$$P_1 = Q \frac{a}{b} \left(\frac{D}{d} \right)^2.$$



Черт. 29.



Черт. 30.

Подставляя сюда численные значения, получим:

$$P_1 = 20 \frac{2000}{100} \left(\frac{340}{15} \right)^2 = 205\,000 \text{ кг.}$$

Действительное сжимающее усилие будет несколько меньше полученного, так как в вышеприведенном расчете не учтены потери на трение. Оценивая полезное действие прессы коэффициентом $\mu = 0,85$, получим:

$$P_d = 0,85 P_1 = 0,85 \cdot 205\,000 = 185\,000 \text{ кг.}$$

ЗАДАЧА № 20. Определить по двухжидкостному манометру давление p , если известны удельные веса жидкостей γ_1 и γ_2 , при чем $\gamma_1 < \gamma_2$, расстояние между плоскостями раздела равно h и давление на открытой поверхности равно атмосферному (черт. 30).

Давление в точке А левого колена:

$$p_A = p + \gamma_1 (h_1 + h).$$

Давление в точке В правого колена:

$$p_B = p_0 + \gamma_1 h_2 + \gamma_2 h.$$

Но так как точки А и В лежат на одной и той же горизонтали, то давления p_A и p_B равны и, следовательно:

$$\begin{aligned} p + \gamma_1 (h_1 + h) &= p_0 + \gamma_1 h_2 + \gamma_2 h. \\ \text{Откуда} \quad p &= p_0 + \gamma_1 (h_2 - h_1) + h (\gamma_2 - \gamma_1). \end{aligned} \quad (1)$$

Нетрудно показать, что при ω, Ω достаточно малом, $h_2 - h_1$ также близко к нулю. Здесь ω — сечение трубки, а Ω — сечение сосудов, принимаемое для простоты одинаковым. В самом деле ¹⁾, уменьшение объема жидкости в левом сосуде равно:

$$\frac{1}{2} (h_2 - h_1) \Omega,$$

а увеличение объема жидкости в правом сосуде может быть принято равным $\frac{h \omega}{2}$.

Очевидно, эти выражения равны, т. е.

$$h_2 - h_1) \Omega = h \omega.$$

Откуда

$$h_2 - h_1 = \frac{\omega}{\Omega} h.$$

При $\frac{\omega}{\Omega}$ достаточно малом разность $h_2 - h_1$ будет достаточно мала; пренебрегая в силу этого вторым членом в уравнении (1), получим:

$$p = p_0 + h (\gamma_2 - \gamma_1) \quad (2)$$

При измерении малых давлений надо пользоваться жидкостями с незначительно отличающимися удельными весами.

Пусть $h = 120$ см; $\gamma_1 = 0,9$ и $\gamma_2 = 1,00$; тогда, выражая все в кг, получим по уравнению (2):

$$p = 1 + 120 (0,001 - 0,0009) = 1,012 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

При измерении больших давлений, для того, чтобы h не было бы большим, надо подбирать жидкости с большой разностью удельных весов. Для воды и ртути, напр., при $h = 100$ см.

$$p = 1 + 100 (0,0136 - 0,0010) = 2,26 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

В первом случае, при избыточном давлении в 0,012 атм., в простом открытом пьезометре вода поднялась бы всего лишь на 12 см, между тем как мы имеем разность уровней в 120 см.

Во втором случае, при избыточном давлении в 1,26 атм., в простом открытом пьезометре вода поднялась бы на 12,6 м, в двухжидкостном же манометре вода поднимется всего лишь на 1 м. при том же давлении.

ЗАДАЧА № 21. Определить двухжидкостным дифференциальным манометром разность давлений в А и В (см. черт. 14, на стр. 19) при данных удельных весах жидкостей γ_1 и γ_2 и расстоянии h между плоскостями раздела.

¹⁾ Предполагая, что при $p = p_0$ $h_1 = h_2$.

Разность давлений в A' и B

$$p_{A'} - p_B = \gamma_2 h \dots \dots \dots (1)$$

Давления в A' и B могут быть определены следующим образом:

$$p_{A'} = p_A - z_A \gamma_1,$$

$$p_B = p_B - z_B \gamma_2.$$

Следовательно

$$p_{A'} - p_B = p_A - p_B + (z_B - z_A) \gamma_1 \dots \dots \dots (2)$$

Приравнивая правые части уравнений (1) и (2), получим:

$$p_A - p_B + (z_B - z_A) \gamma_1 = h \gamma_2.$$

Откуда

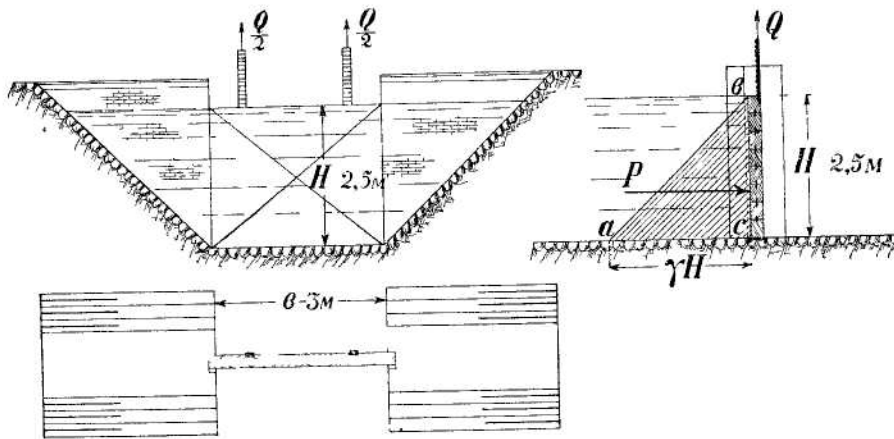
$$p_A - p_B = h \gamma_2 - (z_B - z_A) \gamma_1,$$

или

$$p_A - p_B = h \gamma_2 - h \gamma_1 = h (\gamma_2 - \gamma_1).$$

Очевидно, что при работе дифференциальным двухжидкостным манометром, также как и при работе простым двухжидкостным манометром (см. предыдущую задачу), надо пользоваться при измерении малых разностей давлений жидкостями с незначительно отличающимися γ_1 и γ_2 и наоборот — при измерении больших разностей давлений надо подбирать жидкости с сильно различающимися γ_1 и γ_2 .

ЗАДАЧА № 22. Плоский прямоугольный водоудержательный щит перегородивает канал шириною $b = 3$ м; глубина воды в канале $H = 2,5$ м. Определить давление воды на щит и усилие, необходимое для подъема щита, если вес щита $G = 1$ т. и коэффициент трения $f = 0,50$ (черт. 31).



Черт 31.

Гидростатическое давление в центре тяжести щита:

$$p_0 = \gamma \frac{H}{2} = 1 \cdot \frac{2,5}{2} = 1,25 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}$$

Площадь щита

$$F = bH = 3 \cdot 2,5 = 7,5 \text{ м}^2.$$

Полное давление воды на щит (давление воды на полосу щита шириною в 1 м. изображается площадью треугольника abc):

$$P = F\rho_0 = 7,5 \cdot 1,25 = 9,4 \text{ т.}$$

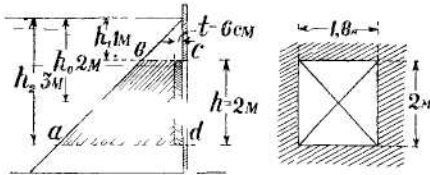
Подъемное усилие складывается из веса щита и силы трения щита по направляющим плоскостям, т. е.

$$Q = fP + G.$$

Подставляя численные значения, получим:

$$Q = 0,5 \cdot 9,4 + 1 = 5,7 \text{ т.}$$

ЗАДАЧА № 23. Шлюзовое окно закрыто дубовым щитом, высотой $h = 2$ м, шириною $b = 1,8$ м. и толщиной $t = 6$ см. Горизонт воды перед щитом на 1 м. выше его верхнего края. Определить подъемное усилие, если удельный вес дуба $\gamma_1 = 1,2$ и коэффициент трения $f = 0,50$, в двух случаях: 1) не принимая во внимание давления воды на верхнюю и нижнюю грани щита и 2) приняв таковые во внимание (черт. 32).



Черт. 32.

1) Площадь щита

$$F = bh = 1,8 \cdot 2 = 3,6 \text{ м}^2.$$

Давление воды в центре тяжести щита

$$\rho_1 = \gamma h_0 = 1000 \cdot 2 = 2000 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}.$$

Полное давление воды на щит (давление воды на полосу щита шириною в 1 м. изображается площадью трапеции abcd):

$$P = F\rho_0 = 3,6 \cdot 2000 = 7200 \text{ кг.}$$

Вес щита

$$G = Ft\gamma_1 = 3,6 \cdot 0,06 \cdot 1200 \cong 260 \text{ кг.}$$

И, следовательно, подъемное усилие будет:

$$Q = G + fP = 260 + 0,5 \cdot 7200 = 3860 \text{ кг.}$$

2) Учет теперь давления на верхнюю и нижнюю грани щита. Давление на верхнюю грань:

$$P_1 = F_1\rho_1 = bt\gamma h_1 = 1,8 \cdot 0,06 \cdot 1000 \cdot 1 = 110 \text{ кг.}$$

Давление на нижнюю грань:

$$P_2 = bt\gamma h_2 = 1,8 \cdot 0,06 \cdot 1000 \cdot 3 = 325 \text{ кг.}$$

Принимая во внимание направление этих давлений, получим подъемное усилие в этом случае:

$$Q_1 = Q + P_1 - P_2 = 3860 + 110 - 325 = 3645 \text{ кг.}$$

ЗАДАЧА № 24. Плотина Tavernier. Система плоских щитов, поддерживаемых вращающимися стойками, перегораживает реку. Определить давление на щит и реакции шарнира А и порога В, если расстояние между стойками равно $b = 2$ м. Размеры указаны на чертеже 33.

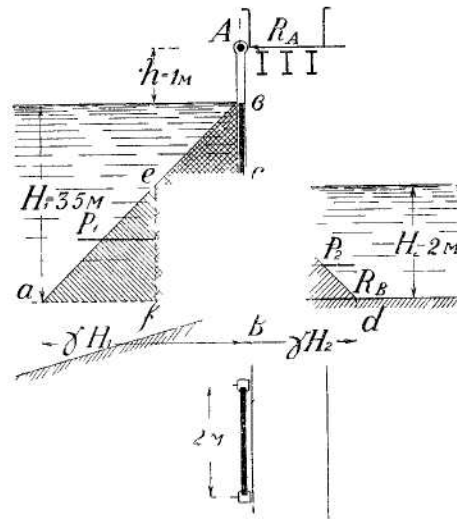
Искомое давление равно разности давлений с левой стороны P_1 и с правой — P_2 .

Давление с левой стороны P_1 равно (давление воды на полосу щита шириною в 1 м. изображается площадью треугольника abB):

$$P_1 = \rho_1 F_1 = \gamma b \frac{H_1^2}{2} = 1 \cdot 2 \cdot \frac{3,5^2}{2} = 12,25 \text{ т.}$$

Давление с правой стороны P_2 равно (давление воды на полосу щита шириною в 1 м. изображается площадью треугольника cdB)

$$P_2 = \rho_2 F_2 = \gamma b \frac{H_2^2}{2} = 1 \cdot 2 \cdot \frac{2^2}{2} = 4,00 \text{ т.}$$



Черт 33

Искомое давление P (давление воды на полосу щита шириною в 1 м. изображается площадью трапеции $febB$) равно:

$$P = P_1 - P_2 = 12,25 - 4,00 = 8,25 \text{ т.}$$

Расстояние центра давления P_1 от низа щита (точки В) равно $\frac{H_1}{3}$; расстояние центра давления P_2 от той же точки $\frac{H_2}{3}$. Для определения реакции порога В напишем уравнение моментов относительно точки А:

$$R_B (h + H_1) + P_2 \left(h + H_1 - \frac{H_2}{3} \right) - P_1 \left(h + H_1 - \frac{H_1}{3} \right) = 0.$$

Откуда

$$R_B = \frac{P_1 \left(h + H_1 - \frac{H_1}{3} \right) - P_2 \left(h + H_1 - \frac{H_2}{3} \right)}{h + H_1}$$

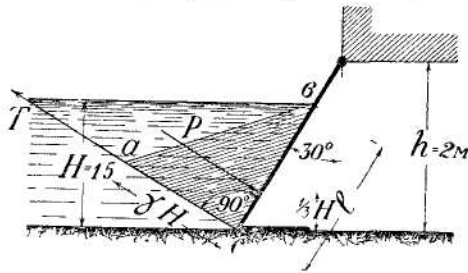
Или, подставляя численные значения, получим:

$$R_B = \frac{12,25 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot 3,5 \right) - 4 \left(1 + 3,5 - \frac{2}{3} \right)}{1 + 3,5} = 5,62 \text{ т.}$$

Следовательно реакция шарнира А будет:

$$R_A = P - R_B = 8,25 - 5,62 = 2,63 \text{ т.}$$

ЗАДАЧА № 25. Канал шириною $b = 2$ м. перегораживается плоским прямоугольным наклонным щитом. Определить, пренебрегая весом щита и трением в шарнире, силу тяги T , если глубина воды в канале $H = 1,50$ м. и угол наклона щита $\alpha = 30^\circ$. Считать, что сила тяги действует по перпендикуляру к плоскости щита (черт. 34).



Черт. 34.

Длина части щита bc

$$l = \frac{H}{\cos \alpha}.$$

Давление воды P на щит (давление воды на полосу щита шириною в 1 м. изображается площадью прямоугольного треугольника abc):

$$P = \rho_0 F = \gamma \frac{bH^2}{2 \cos \alpha} = 1000 \frac{2 \cdot 1,5^2 \cdot 2}{2 \sqrt{3}} = 2600 \text{ кг.}$$

Центр этого давления находится на расстоянии равном $\frac{H}{3}$, считая по вертикали от низа щита.

Силу тяги T определим, приравнявая нулю сумму моментов всех действующих сил относительно шарнира; будем иметь:

$$T \frac{h}{\cos \alpha} - P \frac{h - \frac{H}{3}}{\cos \alpha} = 0.$$

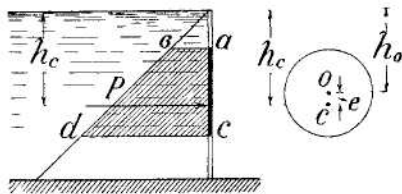
Или

$$3Th - P(3h - H) = 0.$$

Откуда находим:

$$T = \frac{P(3h - H)}{3h} = \frac{2600(3 \cdot 2 - 1,5)}{3 \cdot 2} = 1950 \text{ кг.}$$

ЗАДАЧА № 26. На вертикальной плоской стенке выделена часть в виде круга диаметра d ; центр круга лежит на глубине d от свободной поверхности. Показать, что центр давления на эту круглую часть стенки лежит на глубине $\frac{17d}{16}$ и что давление на этот круг в 1,5 раза больше веса воды в объеме шара, диаметр которого равен диаметру круга (черт. 35).



Черт. 35

Центр давления лежит ниже центра тяжести площади круга на величину

$$e = \frac{I_0}{Fh_0},$$

где

$$I_0 = \frac{\pi d^4}{64}; \quad F = \frac{\pi d^2}{4}; \quad h_0 = d.$$

Следовательно

$$e = \frac{\pi d^3}{64 \pi d^2 d} = \frac{d}{16}$$

и центр давления находится на глубине

$$h_c = h_0 + e = d + \frac{d}{16} = \frac{17d}{16}$$

Давление воды на всю площадь круга:

$$P = F p_0 = \frac{\pi d^2}{4} \gamma d = \gamma \pi \frac{d^3}{4}$$

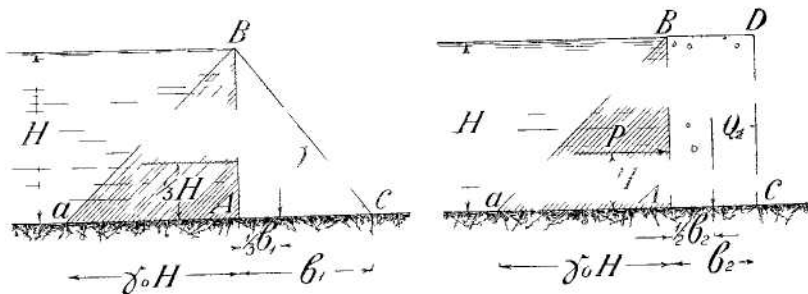
Вес воды в объеме шара диаметра d :

$$G = \gamma \frac{\pi}{6} d^3.$$

Беря отношение, получим:

$$\frac{P}{G} = \frac{\gamma \pi d^3 \cdot 6}{4 \gamma \pi d^3} = 1,5.$$

ЗАДАЧА № 27. Определить ширину основания b стенки водохранилища высотой H так, чтобы коэффициент устойчивости на опрокидывание $\beta \geq 2$,



Черт 36

если удельный вес воды γ и материала стенки γ_1 . Рассмотреть два случая: 1) профиль стенки—прямоугольный треугольник и 2) профиль стенки—прямоугольник и сравнить веса стенок в обоих случаях (черт. 36).

1) Профиль треугольный.

Все расчеты будем относить к стенке, длина которой равна 1 метру

Гидростатическое давление P на такую стенку (изображается площадью треугольника ABa) равно:

$$P = \gamma \frac{H^2}{2}.$$

Точка приложения этого давления находится на прямой АВ в расстоянии $\frac{H}{3}$ от точки А. Следовательно опрокидывающий стенку момент — момент давления Р относительно ребра С будет:

$$M_1 = P \frac{H}{3} = \gamma \frac{H^3}{6}.$$

Вес стенки определится:

$$Q_1 = \gamma_1 \frac{Hb_1}{2}.$$

Центр тяжести треугольника АВС находится на вертикали, отстоящей от точки А на $\frac{b_1}{3}$; следовательно плечо Q_1 относительно ребра С равно $\frac{2b_1}{3}$ и удерживающий стенку момент — момент веса Q_1 относительно ребра С определится:

$$M_2 = Q_1 \frac{2b_1}{3} = \frac{1}{3} \gamma_1 b_1^2 H.$$

Согласно заданию, должно быть:

$$\frac{M_2}{M_1} = 2 \text{ или } M_2 = 2M_1.$$

Следовательно, имеем:

$$\frac{1}{3} \gamma_1 b_1^2 H \geq 2 \frac{\gamma H^3}{6}.$$

Откуда, по сокращении на $\frac{H}{3}$, получаем:

$$\frac{b_1^2}{H^2} \geq \frac{\gamma}{\gamma_1}$$

или, окончательно:

$$b_1 \geq H \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}. \quad (1)$$

2. Профиль прямоугольный.

Как и в первом случае, давление воды на стенку равно

$$P = \gamma \frac{H^2}{2}.$$

Плечо этого давления относительно ребра С тоже равно $\frac{H}{3}$. Следовательно опрокидывающий момент будет прежним, т.-е.

$$M_1 = \frac{\gamma H^3}{6}.$$

Вес стенки:

$$Q_2 = \gamma_1 b_2 H.$$

Плечо относительно ребра С равно $\frac{b_2}{2}$. Тогда удерживающий стенку момент:

$$M_2 = Q_2 \frac{b_2}{2} = \frac{\gamma_1 b_2^2 H}{2}.$$

По условию задачи должно быть:

$$M_2 \geq 2M_1$$

т.-е.

$$\frac{\gamma_1 b_2^2 H}{2} \geq \frac{2\gamma_1 H^3}{6}.$$

Откуда по сокращении будем иметь:

$$\frac{b_2^2}{H^2} \geq \frac{2\gamma}{3\gamma_1}.$$

Или, окончательно:

$$b_2 \geq H \sqrt{\frac{2\gamma}{3\gamma_1}}. \quad \dots \dots \dots (2)$$

Сравнивая полученные результаты, видим, что во втором случае ширина основания стенки получается несколько меньшей, чем в первом случае, но вес стенки получается большим. Имеем

$$Q_1 = \frac{1}{2} H \gamma_1 H \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}$$

$$Q_2 = H \gamma_1 H \sqrt{\frac{2\gamma}{3\gamma_1}} = \gamma_1 H^2 \sqrt{\frac{2\gamma}{3\gamma_1}}.$$

Отношение весов:

$$\frac{Q_2}{Q_1} = 2 \sqrt{\frac{2}{3}} = 1,63,$$

т.-е. при одном и том же коэффициенте безопасности на опрокидывание вес стенки при прямоугольном ее профиле будет значительно больше (на 63%), чем при профиле треугольном.

Практически такой экономии в кладке не получается, так как теоретический треугольный профиль в действительности превращается в трапецик.

ЗАДАЧА № 28. Плоский металлический щит (щит Stoney'я) имеет размеры: ширина $b = 5$ м. и высота $H = 4$ м. С одной стороны вода стоит в уровень с верхней кромкой щита, с другой — воды нет. Остов щита предполагается составить из четырех горизонтальных одинаковых ферм. Найти расположение ферм из того условия, чтобы все они были одинаково нагружены (черт. 37).

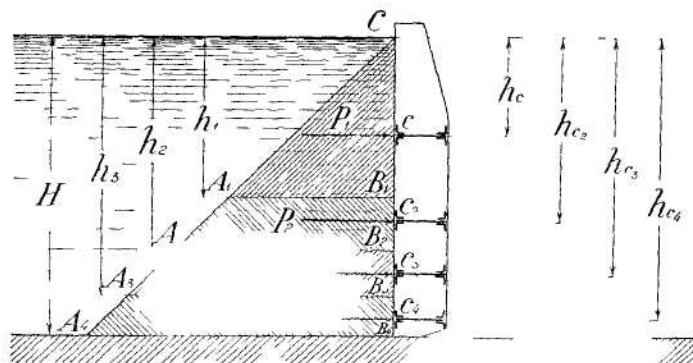
Полное давление воды на щит составит:

$$P = \frac{\gamma H^2 b}{2} = \frac{1000 \cdot 4^2 \cdot 5}{2} = 40000 \text{ кг.}$$

Так как фермы должны нести одинаковую нагрузку, то давление, приходящееся на каждую из 4-х ферм, должно быть:

$$p = \frac{P}{4} = \frac{40000}{4} = 10000 \text{ кг.}$$

Давление воды на 1 пог. метр ширины щита изображается площадью треугольника A_1CB_1 . Очевидно, чтобы удовлетворить условию, поставленному в задаче, необходимо эту площадь разделить горизонтальными прямыми на четыре части так, чтобы площади их были бы равны, тогда и давления, которые будут изображаться этими четырьмя равновеликими площадями, будут,



Черт 37

очевидно, равны. Далее, следует найти точки приложения этих давлений, т.-е. центры тяжести полученных площадей и расположить данные фермы как раз против этих точек. Полученное таким образом расположение ферм и будет удовлетворять условию, поставленному в задаче.

Будем иметь:

$$\begin{aligned} \text{пл. } \triangle \text{ — ка } A_1CB_1 &= \frac{1}{4} = \frac{h_1^2}{H^2} \quad \dots \quad (1) \\ \text{пл. } \triangle \text{ — ка } A_1CB_4 & \end{aligned}$$

Откуда

$$h_1 = \frac{H}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ м.}$$

Из соотношений:

$$\begin{aligned} \frac{\text{пл. } \triangle \text{ — ка } A_2CB_2}{\text{пл. } \triangle \text{ — ка } A_1CB_1} &= \frac{2}{4} = \frac{h_2^2}{H^2}; & \frac{\text{пл. } \triangle \text{ — ка } A_3CB_3}{\text{пл. } \triangle \text{ — ка } A_1CB_1} &= \frac{3}{4} = \frac{h_3^2}{H^2} \\ \text{находим: } h_2 &= \frac{H\sqrt{2}}{2} = 2,83 \text{ м}; & h_3 &= \frac{H\sqrt{3}}{2} = 3,44 \text{ м.} \end{aligned}$$

Координаты центров давлений определяются:

$$h_{c1} = \frac{2}{3} h_1 = 1,33 \text{ м.}$$

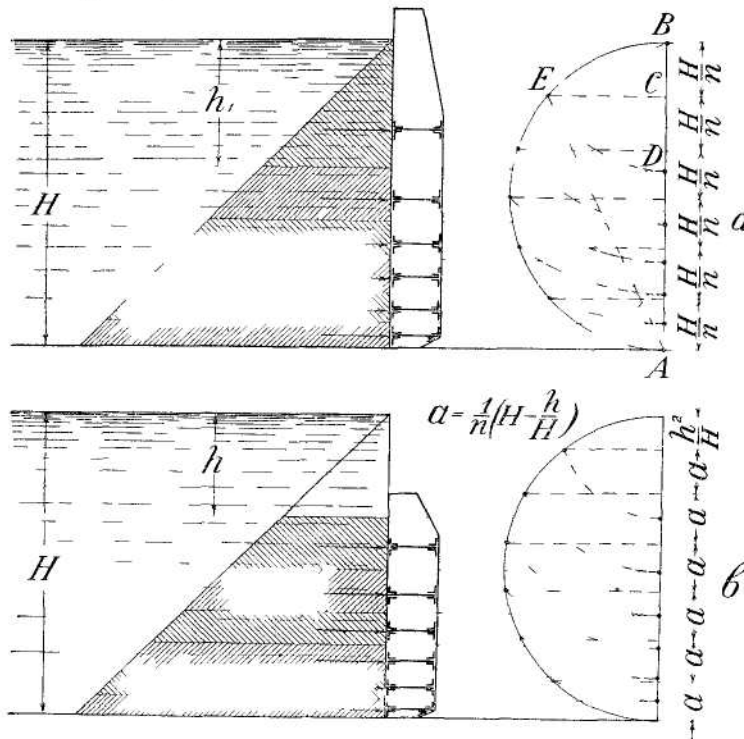
$$h_{c2} = h_{c1} + \frac{h_2 - h_1}{3} = \frac{2h_2 + h_1}{3} = 2 + \frac{2,83 - 2}{3} = \frac{2 \cdot 2,83 + 2}{2,83 + 2} = 2,44 \text{ м.}$$

Подобным же образом найдем:

$$h_{C3} = 3,15 \text{ м.}; h_{C4} = 3,73 \text{ м.}$$

Площадь треугольника A_1B_1C , изображающую давление воды на единицу ширины щита, можно разделить на n равновеликих частей путем известного графического построения, которое довольно часто применяется на практике в виду его простоты.

Ниже приведены построения для двух случаев: 1) уровень воды стоит наравне с верхней кромкой щита, и 2) уровень воды стоит выше верхней кромки щита (черт. 38).



Черт 38

Построение ясно из чертежа 38 и не требует пояснений. Что же касается правильности, то можно привести следующее рассуждение: при n фермах, очевидно, имеем:

$$\frac{\text{пл. } \triangle A_1CB_1}{\text{пл. } \triangle A_4CB_4} = \frac{h_1^2}{H^2} = \frac{1}{n},$$

откуда

$$h_1^2 = \frac{H^2}{n}$$

или

$$h_1^2 = \frac{H}{n} \cdot H,$$

т.-е. h_1 — средняя пропорциональная между $\frac{H}{n}$ и H .

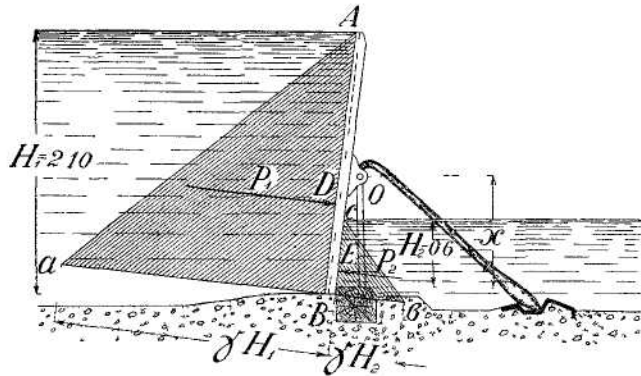
Треугольник АЕВ прямоугольный (черт. 38) и потому

$$BE^2 = BD^2 = BC \cdot BA = \frac{H}{n} \cdot H,$$

следовательно $BD = h_1$.

Подобным же образом можно показать справедливость построения, представленного на чертеже (38b).

ЗАДАЧА № 29. Плоский прямоугольный щит плотины Шапоине'а может вращаться вокруг горизонтальной оси О. В закрытом положении щит обра-



Черт 39

зует с горизонтом угол $\alpha = 75^\circ$. Выше плотины глубина воды $H_1 = 2,1$ м, ниже — $H_2 = 0,6$ м. Определить положение оси вращения щита так, чтобы при увеличении глубины выше плотины, щит опрокидывался под давлением воды (черт. 39).

Рассмотрим равновесие щита при глубине воды в верхнем б'ефе $H_1 = 2,1$.

Диаграмма давлений имеет

вид, изображенный на черт. 39. Давление на единицу ширины щита со стороны верхнего б'ефа (треугольник АВa):

$$P_1 = \gamma \frac{H_1^2}{2 \sin \alpha}.$$

Момент давления P_1 относительно оси вращения О:

$$M_1 = \frac{\gamma H_1^2}{2 \sin^2 \alpha} \left(x - \frac{H_1}{3} \right),$$

где x — вертикальное расстояние оси вращения от порога флютбета.

Давление воды со стороны нижнего б'ефа (треугольник ВСb):

$$P_2 = \gamma \frac{H_2^2}{2 \sin \alpha}.$$

Момент давления P_2 относительно той же оси О:

$$M_2 = \frac{\gamma H_2^2}{2 \sin^2 \alpha} \left(x - \frac{H_2}{3} \right).$$

Из условия равновесия щита следует равенство моментов M_1 и M_2 (если, конечно, пренебречь собственным весом щита), т.-е.:

$$\frac{H_1^2}{2 \sin^2 \alpha} \left(x - \frac{H_1}{3} \right) = \frac{H_2^2}{2 \sin^2 \alpha} \left(x - \frac{H_2}{3} \right).$$

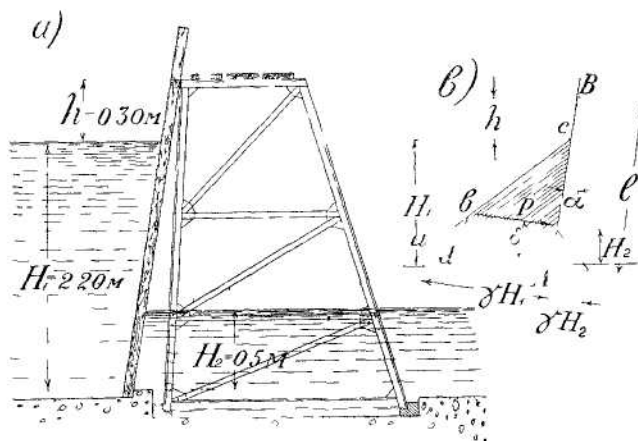
Откуда

$$x = \frac{H_1^3 - H_2^3}{3(H_1^2 - H_2^2)} = \frac{2,1^3 - 0,6^3}{3(2,1^2 - 0,6^2)} = 0,74 \text{ м.}$$

Если $H_2 = 0$, то из предыдущей формулы получается очевидный результат:

$$x = \frac{H_1}{3}.$$

ЗАДАЧА № 30. Рассчитать спилу для плотины системы Poirée, если глубина воды в верхнем б'ефе $H_1 = 2,20$ м, глубина воды в нижнем б'ефе $H_2 = 0,50$ м, расстояние от порога флютбета до опорной балки (по вертикали) 2,50 м. и спилу составляет с вертикалью угол $\alpha = 8^\circ$ (черт. 40).



Черт. 40.

Спилу рассматриваем как балку, свободно лежащую на двух опорах А и В, нагруженную силами нормальными к оси балки и распределенными по закону трапеции (черт. 40b) Adbc.

Обозначим размер спилу в направлении, перпендикулярном плоскости чертежа через b ; тогда давление воды на спилу будет:

$$P = \frac{\gamma b}{2 \cos \alpha} (H_1^2 - H_2^2) \dots \dots \dots (1)$$

Расстояние δ точки приложения этого давления от точки А равняется расстоянию центра тяжести прямоугольной трапеции Adbc до прямой Аа, которое выражается следующей формулой:

$$\delta = \frac{1}{3} \frac{m^2 + mn + n^2}{m + n},$$

где m и n — основания трапеции. Подставляя в эту формулу значения

$$m = \frac{H_1}{\cos \alpha} \text{ и } n = \frac{H_2}{\cos \alpha},$$

получим:

$$\delta = \frac{1}{3 \cos \alpha} \frac{H_1^2 + H_1 H_2 + H_2^2}{H_1 + H_2}.$$

Момент давления P относительно точки A :

$$M_A = P \delta = \gamma b (H_1 - H_2) \frac{(H_1^2 + H_1 H_2 + H_2^2)}{6 \cos^2 \alpha} \dots \dots \dots (2)$$

Напишем теперь сумму моментов всех сил, действующих на спилу, относительно точки A :

$$M_A - R_B l = 0,$$

где R_B — реакция верхней опоры.

Откуда

$$R_B = \frac{M_A}{l} = \frac{M_A \cos \alpha}{H_1 + H_2} \dots \dots \dots (3)$$

Если напишем сумму проекций всех сил на направление, перпендикулярное к AB , то определим реакцию нижней опоры:

$$R_A = P - R_B \dots \dots \dots (4)$$

Сечение, в котором изгибающий момент достигает максимума, определим из того условия, что в опасном сечении перерезывающая сила $Q = 0$.

Обозначим глубину погружения опасного сечения под верхним б'ефом через x_1 и будем предполагать, что это сечение находится выше нижнего б'ефа, т. е. что $x_1 < H_1 - H_2$. Тогда

$$Q = R_B - \frac{\gamma b x_1^2}{2 \cos \alpha} = 0,$$

откуда

$$x_1 = \sqrt{\frac{2 R_B \cos \alpha}{\gamma b}} \dots \dots \dots (5)$$

Если полученное $x_1 < H_1 - H_2$, то опасное сечение определяется уравнением (5); если же окажется, что $x_1 > H_1 - H_2$, тогда опасное сечение находится под нижним б'ефом. Для этого случая обозначим расстояние от опасного сечения до дна через x_2 . Очевидно будем иметь

$$Q = R_A - \frac{\gamma b (H_1 - H_2) x_2}{\cos \alpha} = 0,$$

откуда

$$x_2 = \frac{R_A \cos \alpha}{\gamma b (H_1 - H_2)} \dots \dots \dots (5')$$

Таким образом опасное сечение определяется либо уравнением (5), либо — (5').

При $x_1 < H_1 - H_2$ наибольший изгибающий момент будет:

$$M_{\max} = R_B \frac{h + x_1}{\cos \alpha} - \frac{\gamma b x_1^3}{6 \cos^2 \alpha}.$$

Это выражение можно несколько упростить, если подставить в него x_1 из уравнения (5); тогда

$$M_{\max} = \frac{R_B}{\cos \alpha} \left(h + \frac{2}{3} x_1 \right) \dots \dots \dots (6)$$

При $x_1 > H_1 - H_2$, изгибающий момент будет:

$$M_{\max} = \frac{R_A x_2}{\cos \alpha} - \frac{\gamma b (H_1 - H_2) x_2^2}{2 \cos^2 \alpha}.$$

Подставляя сюда значение x_2 из уравнения (5'), получим наибольший изгибающий момент в более простом виде:

$$M_{\max} = \frac{R_A^2}{2 \gamma b (H_1 - H_2)} \dots \dots \dots (6')$$

Теперь перейдем к вычислениям.

По уравнению (1) при $b = 0,10$ м, получим давление воды:

$$P = \frac{1000 \cdot 0,1}{2 \cdot 0,99} (2,2^2 - 0,5^2) = 232 \text{ кг.}$$

По уравнению (2):

$$M_A = \frac{1000 \cdot 0,1 (2,2 - 0,5) (2,2^2 + 2,2 \cdot 0,5 + 0,5^2)}{6 \cdot 0,99^2} = 178,4 \text{ кг. м.}$$

По уравнению (3):

$$R_B = \frac{178,4 \cdot 0,99}{2,2 + 0,3} = 70,7 \text{ кг.}$$

Далее из уравнения (5) имеем:

$$x_1 = \sqrt{\frac{2 \cdot 70,7 \cdot 0,99}{1000 \cdot 0,1}} = 1,18 \text{ м.} < H_1 - H_2$$

Следовательно опасное сечение определяется уравнением (5), а наибольший изгибающий момент — уравнением (6).

$$M_{\max} = \frac{70,7}{0,99} \left(0,3 + \frac{2}{3} 1,18 \right) = 77,7 \text{ кг. м.}$$

Если обозначить толщину спицы в плоскости чертежа через s , то момент сопротивления спицы равен:

$$W = \frac{bc^2}{6}$$

и основное уравнение изгиба дает:

$$\frac{bc^2}{6} \sigma = M_{\max},$$

откуда

$$c = \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{b \sigma}}.$$

Если принять $\sigma = 70 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$, то

$$c = \sqrt{\frac{6 \cdot 77,7 \cdot 100}{10 \cdot 70}} = 8,2 \text{ см.}$$

ЗАДАЧА № 31. На чертеже 41 изображена каменная водоудержательная плотина ¹⁾. Дано: AT = 3,8; TS = 5; AB = 10,5; BC = CD = DE₁ = 10; E₁F₁ = F₁G₁ = 5; HI = 3,75; BR = 7,1; CQ = 12,8; DP = 19,8; EO = 29,3; FN = 34,8; GM = 41,3; HL = 47,5; EE₁ = 0,5; FF₁ = 1,25; GG₁ = 3; HG = 2 (размеры в метрах); вес кладки $\gamma_1 = 2400 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$; вес воды $\gamma = 1000 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$.

Требуется:

- 1) Определить давление воды на плотину.
- 2) Построить кривые давлений при пустом и наполненном водохранилище.
- 3) Определить давление на грунт.
- 4) Определить коэффициент устойчивости на скольжение.

Разделим все тело плотины горизонтальными плоскостями на семь слоев (черт. 41 б) и подсчитаем их веса (для плотины длиной в 1 метр). Будем иметь:

Вес ABTR

$$Q_1 = \gamma_1 \left(AT \cdot TS + \frac{A_1 S + BR}{2} A_1 B \right) = 2,4 \left(3,8 \cdot 5 + \frac{3,8 + 7,1}{2} \cdot 5,5 \right) = 117,6 \text{ т.}$$

Вес BCRQ

$$Q_2 = \gamma_1 \frac{(BR + CQ) BC}{2} = \frac{2,4 (7,1 + 12,8) 10}{2} = 238,8 \text{ т.}$$

Вес CDQP

$$Q_3 = \gamma_1 \frac{(CQ + DP) CD}{2} = \frac{2,4 (12,8 + 19,8) 10}{2} = 391,2 \text{ т.}$$

Вес DEPO

$$Q_4 = \gamma_1 \frac{(DP + EO) DE_1}{2} = \frac{2,4 (19,8 + 29,3) 10}{2} = 588,2 \text{ т.}$$

Вес EFON

$$Q_5 = \gamma_1 \frac{(EO + FN) F_1 F_1}{2} = \frac{2,4 (29,3 + 34,8) 5}{2} = 384,4 \text{ т.}$$

¹⁾ Французская плотина Chatrain, построена в 1892 году

Вес FGNM

$$Q_6 = \frac{\gamma_1 (FN + GM) F_1 G_1}{2} = \frac{2,4 (34,8 + 41,3) 5}{2} = 456,7 \text{ т.}$$

Вес HILK

$$Q_7 = \gamma_1 \cdot HI \cdot HL = 2,4 \cdot 3,75 \cdot 47,5 = 427,5 \text{ т}$$

Таким образом общий вес плотины на 1 пог. метр ее длины составляет 2604,4 т.

Затем графически находим центры тяжести отдельных слоев плотины g_1, g_2, g_3 и т. д. (это построение для слоев плотины на черт. 41 б не указано, но на черт. 41е приведен графический способ определения центра тяжести трапеции). Далее построим (черт. 41 с) силовой многоугольник $O Q_1 Q_2 Q_3 Q_4 Q_5 Q_6 Q_7$ и веревочный многоугольник (черт. 41 d) $\alpha I II III IV V VI VII \omega$, продолжая стороны которого до пересечения с первой стороной его α , найдем линии действия равнодействующих Q_{1-2}, Q_{1-3} , и т. д., при чем Q_{1-2} является равнодействующей весов Q_1 и Q_2 , Q_{1-3} — весов Q_1, Q_2 и Q_3 и т. д. Продолжая линии действия веса Q_1 и равнодействующих Q_{1-2}, Q_{1-3} , и т. д. до пересечения с соответствующими швами BR, CQ, DP и т. д. (черт. 41 б), получим точки 1, 2, 3, 4, 5, 6 и 7, соединяя которые плавной линией ¹⁾, получим кривую давления 01234567 при пустом водохранилище. Так как кривая давления не выходит из средней трети (средняя треть на черт. 41 б выделена пунктирными линиями $1'' 2'' 3'' 4'' 5'' 6'' 7''$ и $1''' 2''' 3''' 4''' 5''' 6''' 7'''$), проходя, однако, в большей своей части по ее границе, то ни в теле плотины, ни в грунте растягивающих напряжений не будет. Наибольшее давление на грунт имеет место в точке I, а наименьшее — в точке K. Эти давления определяются по формуле

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{b}{N} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right).$$

где $N = 2604,4$ т. — вес всей плотины (на 1 пог. м. длины),

$b = 47,50$ м. — ширина основания плотины IK,

$e = 6,0$ м. — эксцентриситет (кратчайшее расстояние от точки g_7 до прямой 0,7, черт. 41 б).

Подставляя численные значения, получим

$$\sigma_{\max} = \frac{2604,4}{47,5} \left(1 + \frac{6 \cdot 6}{47,5} \right) = 96,3 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 9,63 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2604,4}{47,5} \left(1 - \frac{6 \cdot 6}{47,5} \right) = 13,3 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 1,33 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

На черт. 41а диаграмма давления на грунт при пустом водохранилище изображена пунктирной линией.

2222

¹⁾ На чертеже 41б соединение точек 1 2, 3 и т. д. выполнено прямыми линиями

По этой же формуле могут быть определены напряжения в плотине на границе любого из рассматриваемых слоев.

Теперь перейдем к наполненному водохранилищу.

Определим отрезки DE, EF и FG. Имеем:

$$DE = \sqrt{DE_1^2 + EE_1^2} = \sqrt{10^2 + 0,5^2} = 10,01 \text{ м.}$$

$$EF = \sqrt{E_1F_1^2 + (FF_1 - EE_1)^2} = \sqrt{5^2 + 0,75^2} = 5,06 \text{ м.}$$

$$FG = \sqrt{F_1G_1^2 + (GG_1 - FF_1)^2} = \sqrt{5^2 + 1,75^2} = 5,30 \text{ м.}$$

Давление воды на отдельные слои определится как площади треугольника и трапеций давления.

Давление воды на слой ABTR (треугольник давления $A_{11}aB$)

$$P_1 = \frac{\gamma \cdot A_{11}B^2}{2} = \frac{1}{2} \frac{9,50^2}{2} = 45,1 \text{ т.}$$

Давление воды на слой BCRQ (трапеция давления $BabC$)

$$P_2 = \frac{\gamma (aB + bC) BC}{2} = \frac{1}{2} \frac{(9,50 + 19,50) 10}{2} = 145 \text{ т.}$$

Давление воды на слой CDQP (трапеция давления $CbcD$)

$$P_3 = \frac{\gamma (bC + cD) CD}{2} = \frac{1}{2} \frac{(19,50 + 29,50) 10}{2} = 245 \text{ т.}$$

Давление воды на слой DEPO (трапеция давления $DdeE$)

$$P_4 = \frac{\gamma (dD + eE) DE}{2} = \frac{1}{2} \frac{(29,50 + 39,50) 10,01}{2} = 345 \text{ т.}$$

Давление воды на слой EFON (трапеция давления $EfgF$)

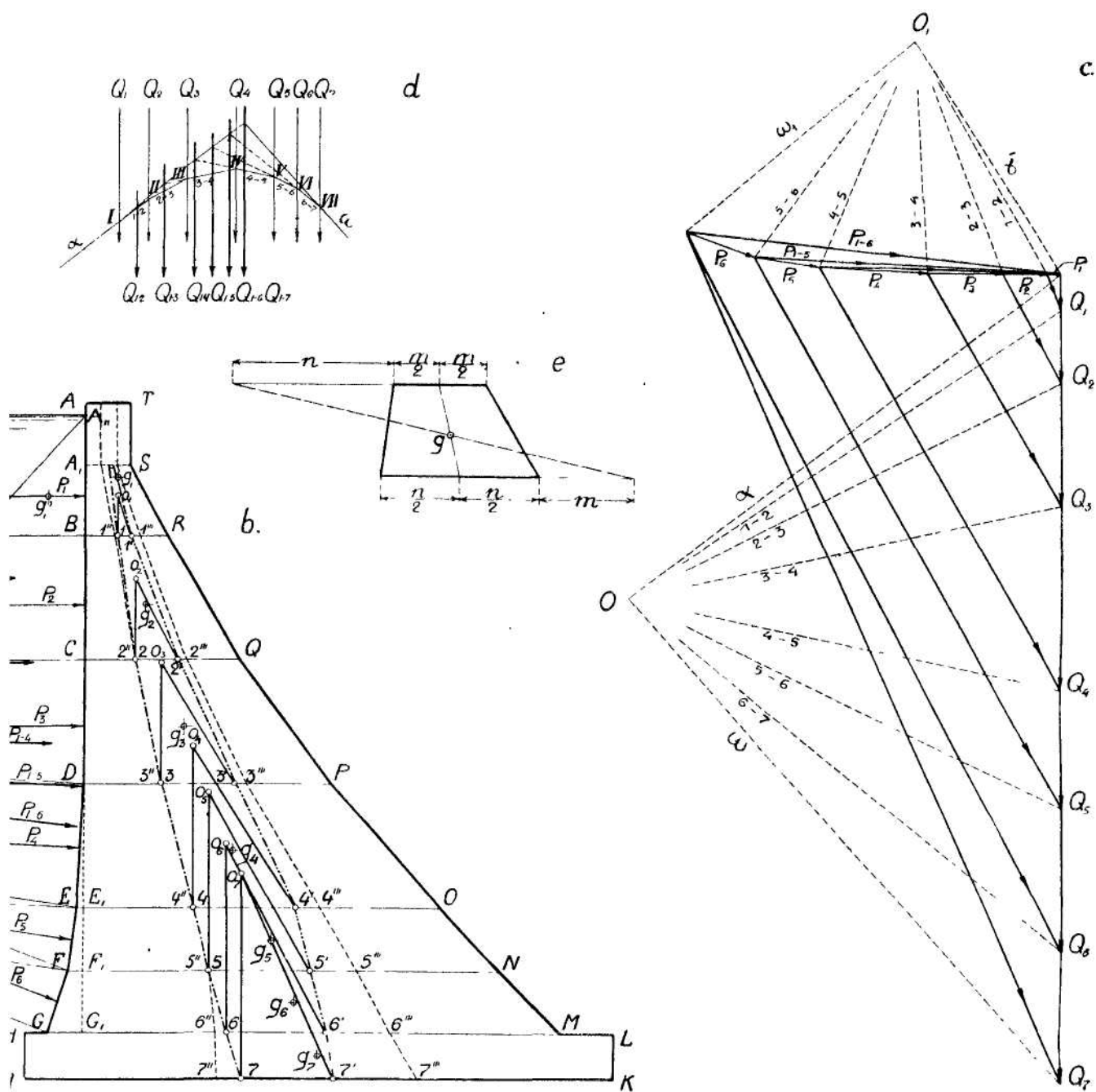
$$P_5 = \frac{\gamma (fE + gF) EF}{2} = \frac{1}{2} \frac{(39,50 + 44,50) 5,06}{2} = 212,5 \text{ т.}$$

Давление воды на слой FGNM (трапеция давления $FhiG$)

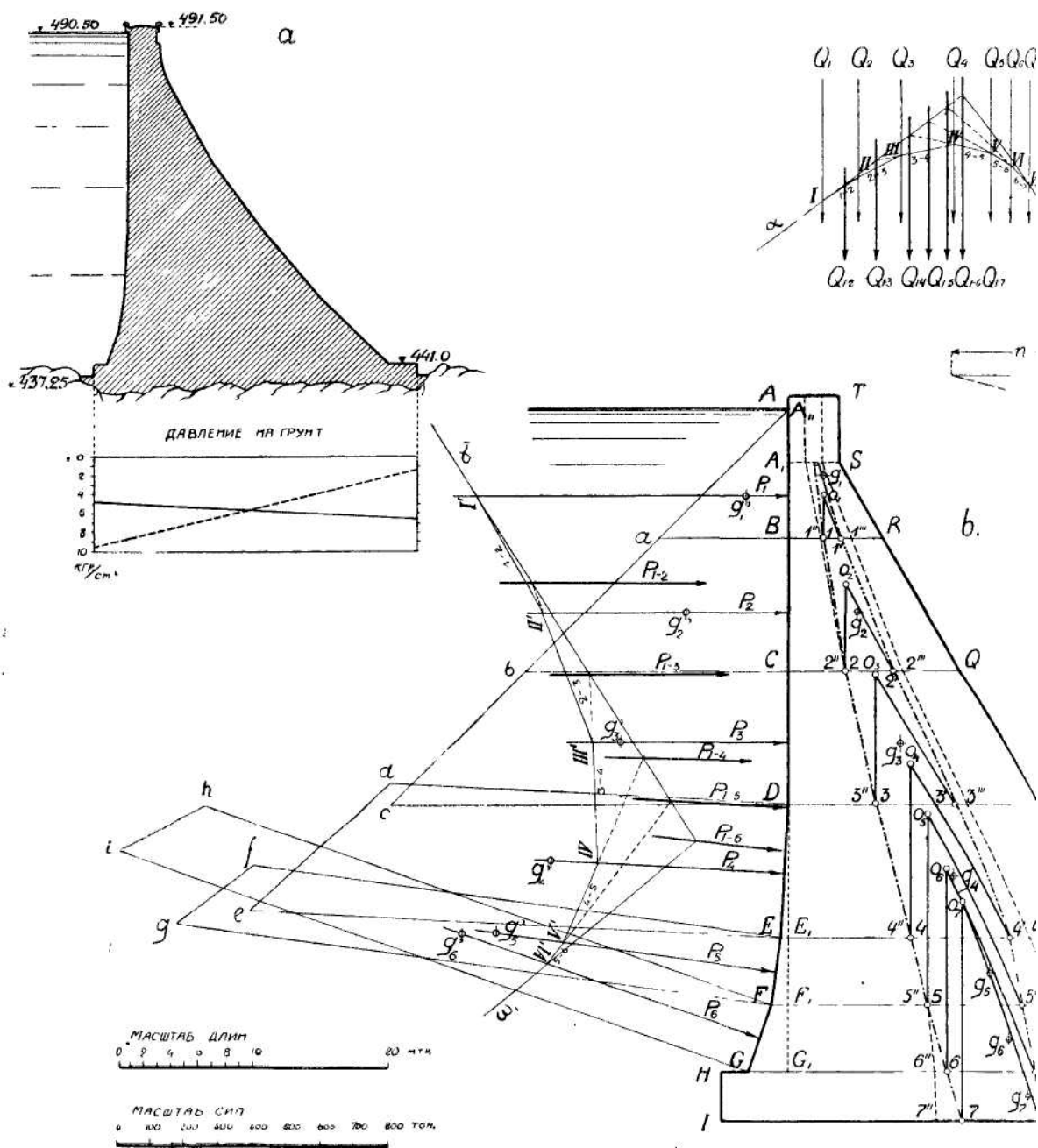
$$P_6 = \frac{\gamma (hF + iG) FG}{2} = \frac{1}{2} \frac{(44,50 + 49,50) 5,30}{2} = 249,1 \text{ т.}$$

Для определения линий действия этих давлений находим графическим приемом центры тяжести треугольника и трапеций давления $g_1', g_2', g_3', \dots$ и т. д.

Далее построим силовой многоугольник $O_1 P_1 P_2 P_3 P_4 P_5 P_6$, так чтобы конец силы P_1 совпал с началом силы Q_1 ; тогда прямая, соединяющая начало силы P_6 с концом силы P_1 , определяет по величине и направлению полное давление воды P , равное 1235 тонн, а прямая, соединяющая начало силы P_1 с концом силы Q_1 , дает по величине и направлению равнодействующую давления воды и веса части плотины; прямая же, соединяющая начало силы P_6 с концом силы Q_1 , дает равнодействующую полного давления воды и веса всей



Черт. 41.



плотины. Затем построим веревочный многоугольник α_1 ; I' II' III' IV' V' VI' VII' ω_1 ; продолжая его стороны до пересечения с первой его стороной α_1 , определим точки приложения равнодействующих давлений P_{1-2} , P_{1-3} и т. д., при чем P_{1-2} является равнодействующей давлений P_1 и P_2 , P_{1-3} — давлений P_1 , P_2 и P_3 и т. д.

Продолжим силу P_1 до пересечения с силой Q_1 в точке o_1 ; через эту точку проведем прямую параллельную равнодействующей сил P_1 и Q_1 до пересечения с прямой BR в точке 1'. Затем продолжим силу P_{1-2} до пересечения с равнодействующей Q_{1-2} в точке o_2 ; через эту точку проведем прямую параллельную равнодействующей сил P_{1-2} и Q_{1-2} до пересечения с прямой CQ в точке 2'. Продолжая подобные построения, найдем точки 3', 4' 5' и 6'. Для получения точки 7' проведем из точки o_7 прямую параллельную равнодействующей полного давления P_{1-6} и полного веса Q_{1-7} . Соединяя эти точки плавной кривой, ¹⁾ получим кривую давления 1' 2' 3' 4' 5' 6' 7' при наполненном водохранилище. Так как кривая давления лежит внутри средней трети, то растягивающих напряжений нигде не получится. Наибольшее давление на грунт имеет место в точке К и наименьше — в точке I. Эти давления определяются по формулам, приведенным выше, при чем под N нужно подразумевать нормальную составляющую равнодействующей полного давления воды и веса плотины ($N = 2750,4$ тонн), а под e — эксцентриситет ($e = 1,30$ м.).

Подставляя численные значения, получим

$$\sigma_{\max} = \frac{2750,4}{47,5} \left(1 + \frac{6 \cdot 1,3}{47,5} \right) = 67,4 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 6,74 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2750,4}{47,5} \left(1 - \frac{6 \cdot 1,3}{47,5} \right) = 48,4 \frac{\text{т}}{\text{м}^2} = 4,84 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

На чертеже 41а диаграмма давления на грунт при наполненном водохранилище изображена сплошной линией.

Коэффициент устойчивости на скольжение определится по формуле:

$$m = \frac{f \cdot N}{S},$$

где $N = 2750,4$ т.,

$S = 1190$ т. — горизонтальная составляющая полного давления воды,

$f = 0,60$ — коэффициент трения подошвы плотины по грунту.

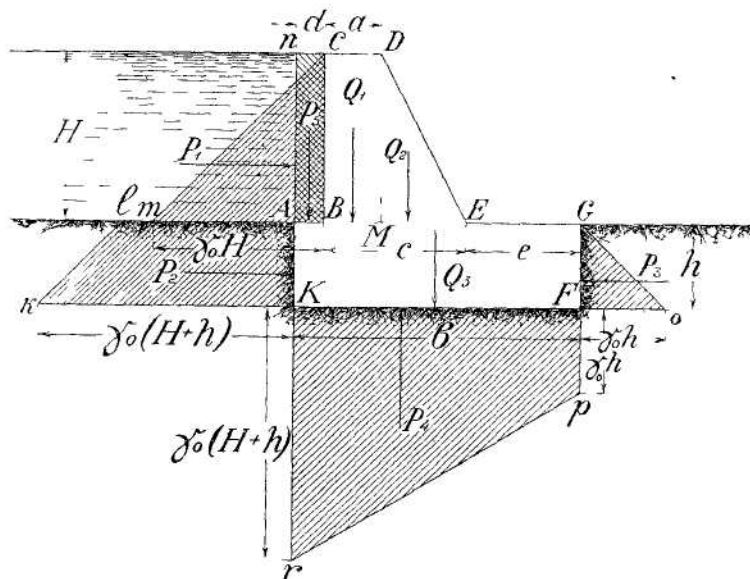
Подставляя эти значения, получим:

$$m = \frac{0,60 \cdot 2750,4}{1190} = 1,39.$$

ЗАДАЧА № 32. Определить коэффициент устойчивости на опрокидывание β бетонной плотины с фундаментом, расположенной на гравелистом

¹⁾ На черт. 41b соединение точек 1' 2' 3' и т. д. выполнено прямыми линиями.

грунте, считая, что давления, фильтрующей под основанием плотины, воды распределяются по закону прямой линии, при чем в точке G это давление обращается в нуль. Дано: $a = 2$; $c = 5$; $d = 1$; $e = 4$; $b = 10$; $H = 6$; $h = 3$ (размеры в метрах), γ_0 воды $= 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$; γ_1 бетона $= 2,2 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$ (черт. 42).



Черт. 42.

Так как в условии задачи поставлено, что под основание плотины возможен доступ воды, то монолит (тело плотины и фундамент) нужно рассматривать как бы плавающим в воде и, следовательно, при расчете необходимо принять во внимание давления воды снизу и с боков фундамента, первое из которых в значительной мере разгружает (уменьшает) вес плотины и тем самым уменьшает коэффициент безопасности на опрокидывание.

Подсчитаем давления воды и вес плотины и найдем опрокидывающий и удерживающий моменты относительно ребра F. Подсчет будем вести на единицу длины плотины. Картина распределения давлений представлена на чертеже 42.

Горизонтальное давление P_1 (изображается площадью треугольника B m C)

$$P_1 = \gamma_0 \frac{H^2}{2} = 1 \frac{6^2}{2} = 18 \text{ т.}$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$P_1 = \frac{1}{3} H + h = \frac{6}{3} + 3 = 5 \text{ м.}$$

Горизонтальное давление P_2 (изображается площадью трапеции AlkK)

$$P_2 = \gamma_0 \left(H + \frac{h}{2} \right) h = 1 \left(6 + \frac{3}{2} \right) 3 = 22,5 \text{ т.}$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$\rho_2 = \frac{h}{3} \frac{h + H + 2H}{h + 2H} = \frac{3}{3} \frac{3 + 6 + 2 \cdot 6}{3 + 2 \cdot 6} = 1,4 \text{ м.}$$

Горизонтальное давление P_3 (изображается площадью треугольника GoF)

$$P_3 = \gamma_0 \frac{h^2}{2} = 1 \frac{3^2}{2} = 4,5 \text{ т.}$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$\rho_3 = \frac{h}{3} = \frac{3}{3} = 1 \text{ м.}$$

Вертикальное давление P_4 (изображается площадью трапеции KFpr)

$$P_4 = \gamma_0 \left(h + \frac{H}{2} \right) b = 1 \left(3 + \frac{6}{2} \right) 10 = 60 \text{ т.}$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$\rho_4 = \frac{b}{3} \frac{2h + H + h}{h + H + h} = \frac{10}{3} \frac{3 \cdot 3 + 2 \cdot 6}{2 \cdot 3 + 6} = 5,84 \text{ м.}$$

Вертикальное давление P_5 (изображается площадью прямоугольника AnCB)

$$P_5 = \gamma_0 dH = 1 \cdot 1 \cdot 6 = 6 \text{ т.}$$

Плечо этого давления относительно ребра F

$$\rho_5 = b - \frac{d}{2} = 10 - \frac{1}{2} = 9,5 \text{ м}$$

Подсчитаем вес плотины и фундамента. Вес Q_1 части BCDM плотины

$$Q_1 = \gamma_1 aH = 2,2 \cdot 2 \cdot 6 = 26,4 \text{ т.}$$

Плечо этого веса относительно ребра F

$$q_1 = e + c - \frac{a}{2} = 5 + 4 - \frac{2}{2} = 8 \text{ м.}$$

Вес Q_2 части MDE плотины

$$Q_2 = \gamma_1 \frac{(c - a)H}{2} = 2,2 \frac{(5 - 2) \cdot 6}{2} = 19,8 \text{ т.}$$

Плечо этого веса относительно ребра F

$$q_2 = e + c - a - \frac{c - a}{3} = 4 + 5 - 2 - \frac{5 - 2}{3} = 6 \text{ м.}$$

Вес фундамента AGFK

$$Q_3 = \gamma_1 hb = 2,2 \cdot 3 \cdot 10 = 67 \text{ т.}$$

Плечо этого веса относительно ребра F

$$q_3 = \frac{b}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ м.}$$

Опрокидывающий момент определится:

$$M_1 = P_1 p_1 + P_2 p_2 + P_4 p_4 = 18,5 + 22,5 \cdot 1,4 + 60 \cdot 5,84 = 471,5 \text{ т. м.}$$

Соответствующим образом определится и момент удерживающий:

$$M_2 = P_3 p_3 + P_5 p_5 + Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + Q_3 q_3 = 4,5 \cdot 1 + 6 \cdot 9,5 + 26,4 \cdot 8 + 19,8 \cdot 6 + 66 \cdot 5 = 721,5 \text{ т. м.}$$

Беря отношение $\frac{M_2}{M_1}$, определим искомый коэффициент устойчивости плиты на опрокидывание

$$\beta = \frac{M_2}{M_1} = \frac{721,5}{471,5} = 1,53.$$

ЗАДАЧА № 33. Определить напряжение в стенке водопроводной трубы диаметра $d = 200$ мм. при гидравлическом испытании в 25 атмосфер.

По нормальному русскому сортаменту толщина стенки трубы при диаметре $d = 200$ мм. равна $\delta = 10,5$ мм.

Рассматривая трубу, как тонкостенную, можно написать:

$$\sigma = \frac{p d}{2 \delta} = \frac{25 \cdot 200}{2 \cdot 10,5} = 238 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Более точное значение для σ в данном случае даст формула Lamé

$$\sigma = \frac{p(D^2 + d^2)}{D^2 - d^2},$$

где D — наружный диаметр трубы.

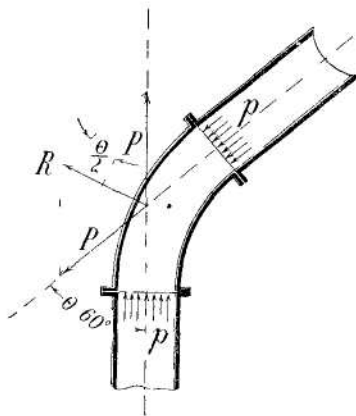
Будем иметь:

$$D = 20 + 2 \cdot 1,05 = 22,1 \text{ см.}$$

И следовательно

$$\sigma = \frac{25(22,1^2 + 20,0^2)}{22,1^2 - 20,0^2} = 250 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

ЗАДАЧА № 34. Колено трубопровода гидроэлектрической станции находится под давлением $H = 200$ м. Диаметр трубопровода $d = 1$ м; угол между направлениями осей, соединяемых коленом труб составляет $\theta = 60^\circ$. Определить равнодействующую давлений на колено (черт. 43).



Черт 43

Рассмотрим давления на отсек жидкости, заключенной в колене. Давления с обеих сторон отсека будут одинаковы и равны:

$$P = pF,$$

где F — площадь сечения трубопровода,

p — давление на ед. площади.

Если закругление находится под давлением H метров водяного столба, то гидростатическое давление $p = H \frac{\tau}{m}$ и полное давление

$$p = \frac{\pi d^2 H}{4} \text{ т.}$$

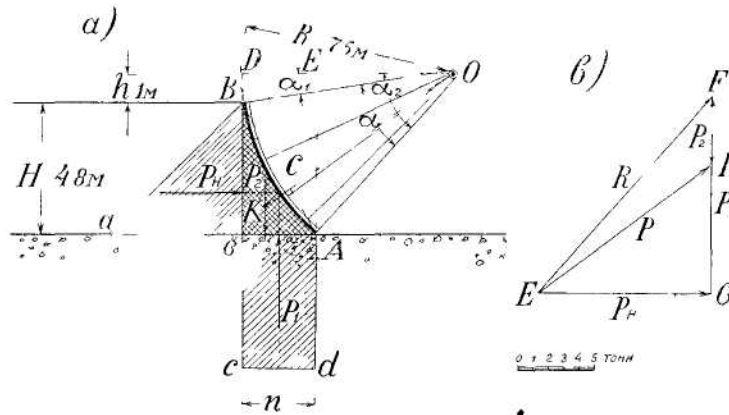
Из чертежа определим равнодействующую этих давлений:

$$R = 2P \sin \frac{\theta}{2}$$

Или, подставляя численные данные задачи, получим:

$$R = 2 \frac{\pi \cdot 1 \cdot 200}{4} \sin \frac{60}{2} = 157 \text{ т.}$$

ЗАДАЧА № 35. Отверстие водосбросного шлюза шириною $b = 6,40$ м. перекрывается секторным затвором. Глубина воды в магистральном канале $H = 4,80$ м; радиус сектора $R = 7,5$ м, ось вращения затвора расположена на $h = 1$ м. выше уровня воды. Определить давление воды на затвор (черт. 44).



Черт 44

Расчет будем вести на единицу ширины щита.

Горизонтальная составляющая P_n давления (изображается площадью треугольника aBb):

$$P_n = \gamma \frac{H^2}{2} = 1 \cdot \frac{4,8^2}{2} = 11,52 \text{ т.}$$

Вертикальная составляющая давления P_v равна разности двух сил: P_1 — давления воды снизу и P_2 — веса воды, заключенной в объеме $AbBC$, т. е.:

$$P_v = P_1 - P_2.$$

Давление воды снизу P_1 (изображается площадью прямоугольника $Abcd$):

$$P_1 = \gamma Hn,$$

где через n обозначен отрезок Ab .

Вес воды, заключенной в объеме $AbBC$:

$$P_2 = \gamma \cdot \text{пл. фиг. } AbBC$$

Вычислим площадь фигуры AbBC. Имеем:

Но пл. фиг. AbBC = пл. $\triangle$ -ка AbB — пл. сегм. ABC.

$$\text{пл. } \triangle\text{-ка AbB} = \frac{1}{2} Hn,$$

$$\text{пл. сегм. ABC} = \frac{R^2}{2} \left(\frac{\alpha \pi}{180} - \sin \alpha \right).$$

Из чертежа имеем:

$$n = R (\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2),$$

$$\cos \alpha_1 = \frac{1}{R} \sqrt{R^2 - BD^2} = \frac{1}{7,5} \sqrt{7,5^2 - 1^2} = 0,991,$$

$$\cos \alpha_2 = \frac{1}{R} \sqrt{R^2 - AE^2} = \frac{1}{7,5} \sqrt{7,5^2 - 5,8^2} = 0,633.$$

И следовательно

$$n = 7,5 (0,991 - 0,633) = 2,69 \text{ м.}$$

Тогда

$$P_1 = 1 \cdot 4,80 \cdot 2,69 = 12,89 \text{ т.}$$

и

$$\text{пл. } \triangle\text{-ка AbB} = \frac{1}{2} \cdot 4,80 \cdot 2,69 = 6,45 \text{ м}^2.$$

Далее имеем:

$$\alpha_1 = 7^\circ 40'; \quad \alpha_2 = 50^\circ 40'$$

$$\alpha = 50^\circ 40' - 7^\circ 40' = 43^\circ; \quad \sin \alpha = 0,682$$

и

$$\text{пл. сегм. ABC} = \frac{1}{2} \cdot 7,5^2 \left(\frac{43 \cdot \pi}{180} - 0,682 \right) = 1,92 \text{ м}^2.$$

$$\text{Тогда пл. фиг. AbBC} = 6,45 - 1,92 = 4,53 \text{ м}^2.$$

и следовательно

$$P_2 = 1 \cdot 4,53 = 4,53 \text{ т.}$$

Таким образом вертикальная составляющая давления определится:

$$P_v = P_1 - P_2 = 12,89 - 4,53 = 8,36 \text{ т.}$$

Равнодействующая этих давлений найдется как диагональ прямоугольника, т. е.:

$$P' = \sqrt{P_h^2 + P_v^2} = \sqrt{11,52^2 + 8,36^2} = 14,23 \text{ т.}$$

Полное давление воды на затвор будет:

$$P = b P' = 6,40 \cdot 14,23 = 91,10 \text{ т.}$$

Эту задачу можно решить графически. Давление воды на каждую элементарную полоску щита шириною ds нормально к его поверхности, т. е. проходит через центр щита O , а следовательно и равнодействующая этих элементарных давлений также пройдет через центр щита; таким образом центр O

является первой точкой, через которую должно пройти давление P . Вторую точку, через которую проходит давление на щит, найдем следующим образом. Рассмотрим равновесие отсека жидкости $AbBC$. Добавляя внутренние силы, необходимые, для отвердения отсека, применим к последнему законы равновесия твердого тела, на которое действуют следующие силы: 1) равнодействующая горизонтального и вертикального давлений P_n и P_1 , 2) вес отсека P_2 , 3) реакция щита, равная и противоположно направленная искомому давлению воды на щит. Так как отсек находится в равновесии, то эти три силы должны пересекаться в одной точке. Прежде всего сложим силы P_n и P_1 (черт. 44b); равнодействующая их представляется по величине и направлению отрезком EF . Продолжим P_n и P_1 (черт. 44a) до взаимного пересечения; через эту точку пройдет равнодействующая P_n и P_1 параллельно EF . Продолжим линию действия равнодействующей до пересечения с P_2 в точке K , которая и является искомой второй точкой. Реакция щита направлена по OK , давление же воды на щит—по KO . Для определения величины реакции щита через точку E (черт. 44в) проведем прямую EI параллельно KO до пересечения с FG . Отрезок FI дает в принятом масштабе вес P_2 , отрезок IE — реакцию щита, а EI — давление на щит P .

Очевидно, для этого построения надо знать линию действия P_2 или центр тяжести объема $AdBC$.

Расстояние центра тяжести объема $AbBC$ от вертикали Bb может быть найдено по следующей формуле

$$x = \frac{\text{пл. } \triangle AbB \cdot \frac{n}{3} - R \left[\text{пл. сегм. } ABC \cdot \cos \alpha_1 - \frac{2}{3} R^2 \sin^2 \frac{\alpha}{2} \cos \left(\alpha_1 + \frac{\alpha}{2} \right) \right]}{\text{пл. фиг. } AbBC} \quad (*)$$

Для нашего примера имеем:

$$x = \frac{6,45 \cdot \frac{2,69}{3} - 7,5 \left[1,92 \cdot 0,99 - \frac{2}{3} \cdot 7,5^2 \cdot 0,366^2 \cdot 0,873 \right]}{4,53} = 0,77 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 36. Отверстие плотины перекрывается цилиндрическим затвором с козырьком. Диаметр цилиндра $2R = 4,30$ м, высота козырька $h_k = 0,51$ м. Козырек очерчен по дуге круга радиуса $r = 8$ м. Цилиндр перекатывается по наклонной рейке, составляющей с горизонтом угол $\alpha = 76^\circ$, при чем диаметр опорного кольца равен 3,20 м. Точка касания A цилиндра и рейки расположена на высоте $h = 2,10$ м. Вес цилиндра на ед. его длины составляет $Q = 3,25$ т. Общий подпор $H = 4,80$ м. Определить давление воды на затвор и реакцию флютбета в точке B (черт. 45).

Как и в предыдущей задаче подсчет будем относить к единице длины затвора.

Горизонтальная составляющая давления воды P_n (изображается площадью треугольника abc):

$$P_n = \gamma \frac{H^2}{2} = 1 \cdot \frac{4,8^2}{2} = 11,53 \text{ т.}$$

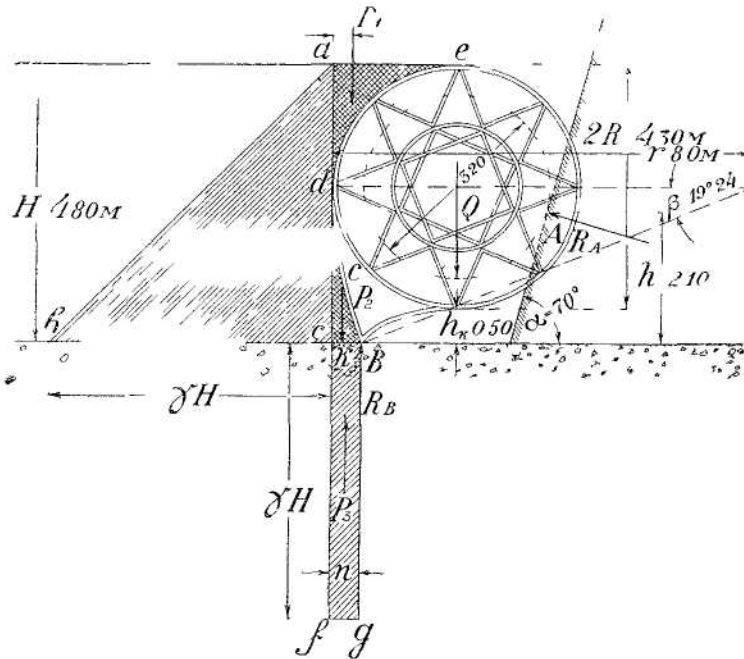
Вертикальная составляющая давления воды определится:

$$P_v = P_3 - P_1 - P_2,$$

где P_1 — вес воды, заключенной в объеме aed ,

P_2 — " " " " " dcB ,

P_3 — давление воды снизу, изображающееся площадью прямоугольника $Bgfc$.



Черт. 4.

Определим эти величины.

$$P_1 = \gamma R^2 \left(1 - \frac{\tau}{4} \right) = 1 \cdot 2,15^2 \left(1 - \frac{\tau}{4} \right) = 1 \text{ т.}$$

Линия действия P_1 отстоит от вертикали ac на расстоянии $0,222 R = 0,222 \times 2,15 = 0,477 \text{ м.}$ (по формуле (*) на стр. 63).

Далее из чертежа имеем:

$$\sin \beta = \frac{R + h_k}{r} = \frac{2,15 + 0,51}{8} = 0,3325;$$

$$\beta = 19^\circ 24'; \cos \beta = 0,943;$$

$$n = r (1 - \cos \beta) = 8 (1 - 0,943) = 0,455 \text{ м.}$$

Определим площадь фигуры cdB .

$$\text{пл. } \triangle \text{ - ка } cdB = \frac{n(R + h_k)}{2} = \frac{0,455(2,15 + 0,51)}{2} = 0,605 \text{ м}^2.$$

$$\text{пл. сегм. } BdC = \frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\beta \pi}{180} - \sin \beta \right) = \frac{1}{2} 8^2 \left(\frac{19^\circ 24' \pi}{180} - 0,332 \right) = 0,206 \text{ м}^2$$

$$\text{пл. фиг. } cdB = \text{пл. } \triangle \text{ - ка } cdB - \text{пл. сегм. } BdC = 0,605 - 0,206 = 0,399 \text{ м}^2.$$

Тогда вес P_2 определится:

$$P_2 = \gamma \cdot \text{пл. фиг. cdB} = 1 \cdot 0,399 = 0,399 \text{ т.}$$

Линия действия этого веса отстоит от вертикали ас на расстоянии (по формуле (*)) на стр. 63):

$$ck = 0,143 \text{ м.}$$

Давление воды снизу:

$$P_3 = \gamma H_n = 1 \cdot 4,8 \cdot 0,455 = 2,182 \text{ т.}$$

Следовательно, вертикальная составляющая полного давления воды на цилиндр определится:

$$P_v = 2,182 - 1 - 0,399 = 0,783 \text{ т.}$$

И полное давление будет:

$$P = \sqrt{P_n^2 + P_v^2} = \sqrt{11,52^2 + 0,783^2} = 11,55 \text{ т.}$$

Для определения реакции флютбета R_v в точке В напишем уравнение моментов всех сил относительно точки А.

Для простоты предположим, что вес Q затвора проходит через ось цилиндра, т. е. пренебрегаем весом козырька.

Плечо веса в этом случае

$$q = 1,60 \cos 20^\circ = 1,60 \cdot 0,939 = 1,486 \text{ м.}$$

Плечо давления P_n

$$p = h_a - \frac{H}{3} = 2,10 - \frac{4,8}{3} = 0,5 \text{ м.}$$

Плечо веса P_1

$$p_1 = R + 1,6 \cos 20^\circ - 0,222 R = 0,778 \cdot 2,15 + 1,6 \cdot 0,939 = 3,152 \text{ м.}$$

Плечо веса P_2

$$p_2 = R + 1,6 \cos 20 - ck = 2,15 + 1,6 \cdot 0,939 - 0,143 = 3,508 \text{ м.}$$

Плечо давления P_3

$$p_3 = R + 1,6 \cos 20 - \frac{n}{2} = 2,15 + 1,6 \cdot 0,939 - \frac{0,455}{2} = 3,409 \text{ м.}$$

Плечо реакции R_v

$$r_v = R + 1,6 \cos 20 - n = 2,15 + 1,6 \cdot 0,939 - 0,455 = 3,181 \text{ м.}$$

И уравнение моментов всех сил относительно точки А

$$R_v r_v + P_3 p_3 - P_1 p_1 - P_2 p_2 - P_n p - Qq = 0,$$

или

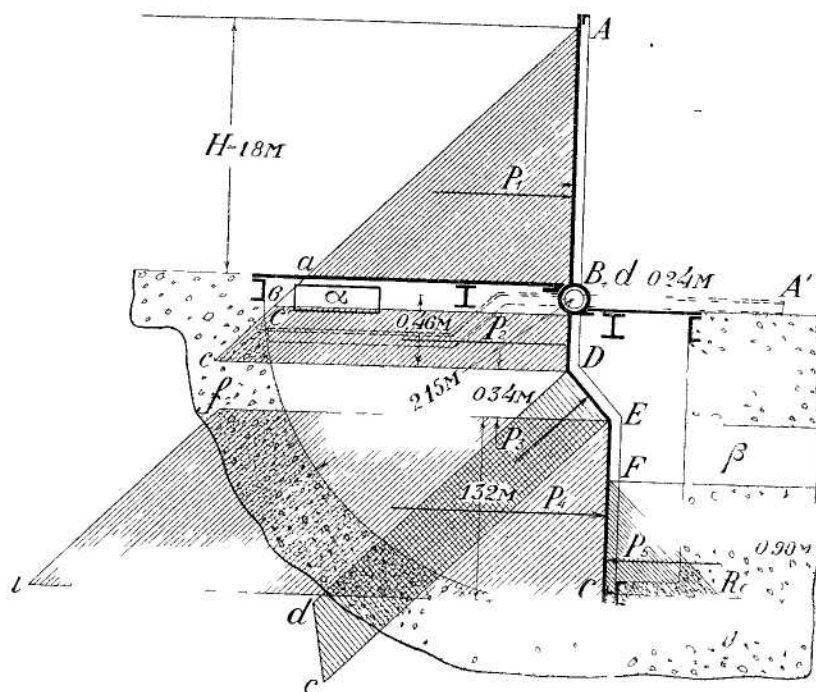
$$R_v \cdot 3,181 + 2,183 \cdot 3,409 - 1 \cdot 3,152 - 0,399 \cdot 3,508 - 11,53 \cdot 0,5 - 3,25 \cdot 1,486 = 0.$$

Откуда

$$R_v = \frac{1 \cdot 3,152 + 0,399 \cdot 3,508 + 11,52 \cdot 0,5 + 3,25 \cdot 1,486 - 2,183 \cdot 3,409}{3,181} = 2,417 \text{ т.}$$

Как видим, реакция имеет положительное значение; это обеспечивает устойчивость затвора в отношении всплывания и плотное примыкание к флютбету.

ЗАДАЧА № 37. Плотина Desfontaines'a (черт. 46) состоит из щита АВ и контр-щита ВС, составляющего со щитом одно целое тело, вращающееся вокруг горизонтальной оси В. Контр-щит помещен в камере, образованной в массиве флютбета. Камера эта делится контр-щитом на две части, при чем каждая из этих частей порознь может помощью особого распределительного устройства соединяться через каналы α и β либо с верхним бьефом, либо с нижним. Так, если щит опущен (см. пункт $A'BC'$), то, соединя левую камеру с верхним бьефом, а правую — с нижним, мы будем поднимать щит и наоборот, при поднятом щите, если соединить правую камеру с верхним бьефом, а левую — с нижним, мы будем опускать щит.



Черт. 46

Определить коэффициент устойчивости поднятого щита и давление на опорный брус?

Давление на полосу щита шириною в 1 м (площадь треугольника давления АВa):

$$P_1 = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{1 \cdot 1,8^2}{2} = 1,62 \text{ т.}$$

Плечо этой силы относительно точки В

$$\rho_1 = 0,12 + \frac{1,8}{3} = 0,72 \text{ м.}$$

Момент этой силы относительно точки В

$$M_1 = P_1 \rho_1 = 1,62 \cdot 0,72 = 1,168 \text{ кг. м.}$$

Давление на часть контр-щита BD со стороны верхнего бьефа (площадь трапеции давления bBDc):

$$BD = 0,46 - 0,12 = 0,34 \text{ м.}$$

$$Bb = 1,80 + 0,24 = 2,04 \text{ „}$$

$$Dc = 2,04 + 0,34 = 2,38 \text{ „}$$

$$P_2 = \gamma \frac{Bb + Dc}{2} BD = 1 \frac{2,04 + 2,38}{2} \cdot 0,34 = 0,75 \text{ т.}$$

Плечо этой силы относительно точки B

$$p_2 = 0,12 + \frac{BD}{3} \frac{2 Dc + Bb}{Dc + Bb} = 0,12 + \frac{0,34}{3} \frac{2 \cdot 2,38 + 2,04}{2,38 + 2,04} = 0,294 \text{ т.}$$

Момент этой силы

$$M_2 = P_2 p_2 = 0,75 \cdot 0,294 = 0,221 \text{ т. м.}$$

Давление на часть контр-щита DE со стороны верхнего бьефа (площадь трапеции давления dDEe):

$$DE = \sqrt{0,34^2 + 0,34^2} = 0,48 \text{ м.}$$

$$Dd = Dc = 2,38 \text{ м.}$$

$$Ee = 2,38 + 0,34 = 2,72 \text{ м.}$$

$$P_3 = \gamma \frac{Dd + Ee}{2} DE = 1 \frac{2,38 + 2,72}{2} 0,48 = 1,223 \text{ т.}$$

Плечо этой силы относительно точки B

$$p_3 = BD \sin 45 + \frac{DE}{3} \frac{2 Ee + Dd}{Ee + Dd} = \frac{0,46 \sqrt{2}}{2} + \frac{0,48}{3} \frac{2 \cdot 2,72 + 2,38}{2,72 + 2,38} = 0,572 \text{ м.}$$

Момент этой силы

$$M_3 = P_3 p_3 = 1,223 \cdot 0,572 = 0,700 \text{ т. м.}$$

Давление на часть контр-щита EC со стороны верхнего бьефа (площадь трапеции давления fEC i):

$$EC = 1,32 \text{ м.}$$

$$Ef = Ec = 2,72 \text{ м.}$$

$$Ci = Ef + EC = 2,72 + 1,32 = 4,04 \text{ м}$$

$$P_4 = \gamma \frac{Ef + Ci}{2} CE = 1 \frac{2,72 + 4,04}{2} 1,32 = 4,46 \text{ т.}$$

Плечо этой силы относительно точки В

$$\rho_1 = 0,46 + 0,34 + \frac{1,32}{3} \frac{2 \cdot 4,04 + 2,72}{4,04 + 2,72} = 1,502 \text{ м},$$

Момент этой силы $M_4 = P_4 \rho_4 = 4,46 \cdot 1,502 = 6,70 \text{ т. м.}$

Давление на контр-щит со стороны нижнего бьефа (треугольник давления FCG):

$$P_5 = \frac{\gamma C F^2}{2} = \frac{1 \cdot 0,9^2}{2} = 0,405 \text{ т.}$$

Плечо этой силы относительно точки В

$$\rho_5 = 0,46 + 0,34 + 1,32 - \frac{0,9}{3} = 1,82 \text{ м.}$$

Момент этой силы

$$M_5 = 0,405 \cdot 1,82 = 0,738 \text{ т. м.}$$

Коэффициент устойчивости α определяется как отношение суммы моментов сил, удерживающих щит (M_2, M_3, M_4) к сумме моментов сил, опрокидывающих его (M_1, M_5), т. е.:

$$\alpha = \frac{M_2 + M_3 + M_4}{M_1 + M_5} = \frac{0,221 + 0,700 + 6,700}{1,168 + 0,738} = 4.$$

Для определения давления на опорный брус, напомним уравнение моментов относительно точки В:

$$M_1 - M_2 - M_3 - M_4 + M_5 + R_c \cdot 2,12 = 0,$$

откуда реакция опорного бруса

$$R_c = \frac{M_2 + M_3 + M_4 - M_1 - M_5}{2,12} = \frac{0,221 + 0,700 + 6,700 - 1,168 - 0,728}{2,12} = 2,7 \text{ т.} = 2700 \text{ кг.}$$

ЗАДАЧА № 38. Определить величину и направление полного давления на плотину, смоченная поверхность которой ограничена по параболе; уравнение параболы относительно осей ХОУ: $x^2 = 4y$. Вершина параболы лежит на $b = 9$ м. ниже горизонта воды в пруде; дно пруда (горизонтальное) лежит на $a = 4$ м. над вершиною параболы (черт. 47).

Рассмотрим элементарный отрезок параболы длиной ds . Элементарное давление, приходящееся на этот элемент, направлено перпендикулярно к элементу и равно, считая на единицу ширины:

$$dP = \gamma (b - y) ds.$$

Проекции этого давления на координатные оси, если обозначим угол между направлением вектора dP и вертикалью через φ , будут:

$$dP_n = dP \sin \varphi = \gamma (b - y) ds \sin \varphi,$$

$$dP_v = dP \cos \varphi = \gamma (b - y) ds \cos \varphi.$$

Но

$$ds \sin \varphi = dy$$

и

$$ds \cos \varphi = dx$$

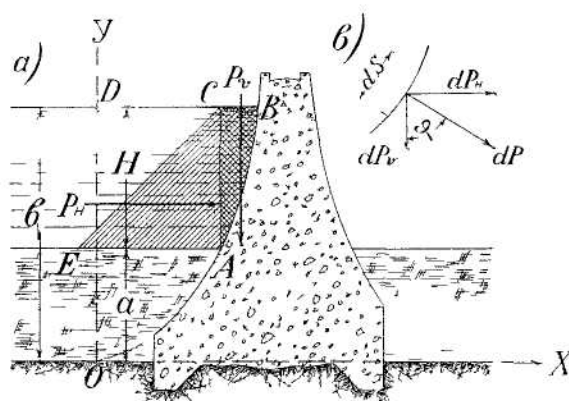
Подставляя, получим:

$$dP_H = \gamma (b - y) dy \quad (1)$$

$$dP_V = \gamma (b - y) dx \quad (2)$$

Интегрируя уравнение (1) в пределах от a до b , будем иметь горизонтальную составляющую полного давления на ед. ширины стенки:

$$P_H = \int_a^b \gamma (b - y) dy = \gamma \frac{(b - a)^2}{2} \quad (1')$$



Черт 47

Уравнение (2), принимая во внимание, что $y = \frac{x^2}{2\rho}$ перепишем так:

$$dP_V = \gamma \left(b - \frac{x^2}{2\rho} \right) dx$$

Интегрируя это выражение в пределах от $x = \sqrt{2\rho a}$ до $x = \sqrt{2\rho b}$, получим:

$$P_V = \int_{\sqrt{2\rho a}}^{\sqrt{2\rho b}} \gamma \left(b - \frac{x^2}{2\rho} \right) dx = \gamma \sqrt{2\rho} \left(\frac{2}{3} b \sqrt{b} - b \sqrt{a} + \frac{1}{3} a \sqrt{a} \right) \quad . . (2')$$

Принимая во внимание численные значения, по формулам (1') и (2') определим составляющие давления на ед. ширины плотины:

$$P_H = 1000 \frac{(9 - 4)^2}{2} = 12\,500 \text{ кг.}$$

$$P_V = 1000 \sqrt{2 \cdot 2} \left[\frac{2}{3} 9 \sqrt{9} - 9 \sqrt{4} + \frac{1}{3} 4 \sqrt{4} \right] = 5\,333 \text{ кг.}$$

Следовательно искомое давление определится:

$$\rho = \sqrt{\rho_n^2 + \rho_v^2} = \sqrt{12\,500^2 + 5\,333^2} = 13\,600 \text{ кг.}$$

Точку приложения этого давления найдем следующим образом. Горизонтальная составляющая элементарного давления равна:

$$dP_n = \gamma (b - y) dy.$$

Ее момент относительно начала координат:

$$dM_n = \gamma (b - y) y dy \dots \dots \dots (3)$$

Вертикальная составляющая элементарного давления равна:

$$dP_v = \gamma \left(b - \frac{x^2}{2\rho} \right) dx.$$

Ее момент относительно начала координат:

$$dM_v = \gamma \left(b - \frac{x^2}{2\rho} \right) x dx \dots \dots \dots (4)$$

Интегрируя выражения (3) и (4) в соответствующих пределах, получим:

$$M_n = \int_a^b \gamma (b - y) y dy = \frac{1}{6} \gamma (b^3 - 3ba^2 + 2a^3)$$

$$M_v = \int_{\sqrt{2\rho a}}^{\sqrt{2\rho b}} \gamma \left(b - \frac{x^2}{2\rho} \right) x dx = \frac{1}{2} \gamma \rho (b - a)^2.$$

Суммируя последние выражения, получим момент равнодействующей т. е. давления P , относительно начала координат:

$$M = M_n + M_v = \frac{1}{6} \gamma (b^3 - 3ba^2 + 2a^3) + \frac{1}{2} \gamma \rho (b - a)^2$$

Или, подставляя численные значения, найдем:

$$M = \frac{1}{6} 1000 (9^3 - 3 \cdot 9 \cdot 4^2 + 2 \cdot 4^3) + \frac{1}{2} 1000 \cdot 2 (9 - 4)^2 = 95\,830 \text{ кг. м}$$

С другой стороны момент этого давления равен:

$$M = P_n y_0 + P_v x_0 = 12\,500 y_0 + 5\,333 x_0,$$

где x_0 и y_0 — координаты центра давления. Приравняв правые части двух последних выражений, получим одно уравнение для определения x_0 и y_0 :

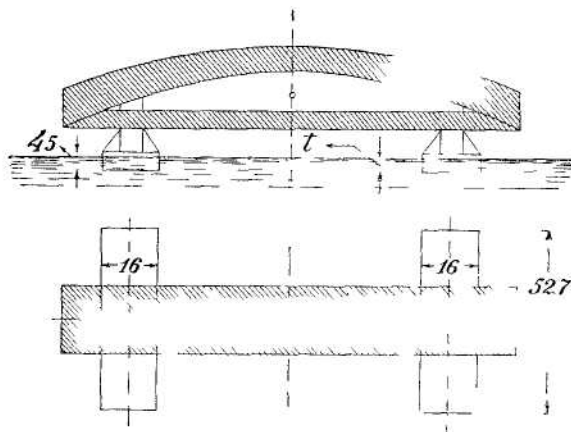
$$12,5 y_0 + 5,333 x_0 = 95,83 \dots \dots \dots (5)$$

Линия действия давления P определится как прямая, нормальная к данной кривой и проходящая через точку пересечения сил P_n и P_v .

ЗАДАЧА № 39. Мостовую ферму, собранную на берегу, предполагается перевести на двух прямоугольных понтонах для установки на быки. Вес фермы 200 000 пудов; вес каждого понтона с подмостями 25 000 пудов. Размеры понтона в метрах указаны на черт. 48. Определить осадку понтонов.¹⁾

Общий вес одного понтона, с приходящейся на него нагрузкой, составляет:

$$P = \frac{200000}{2} + 25000 = 125000 \text{ пуд} = 2050 \text{ т}$$



Черт 48

Предполагая, что точка приложения реакции фермы лежит на одной вертикали с центром тяжести понтона, мы будем иметь только поступательное перемещение понтона. Тогда по закону Архимеда получим:

$$1 \cdot 52,7 \cdot 16 \cdot t = 2050.$$

Откуда

$$t = \frac{2050}{52,7 \cdot 16,0} = 2,43 \text{ м.}$$

Высота понтона должна быть $> 2,43$ м, так как остойчивость понтона требует наличия надводного борта.

ЗАДАЧА № 40. Исследовать остойчивость плавающего однородного прямоугольного параллелепипеда размерами $L \times B \times H$ (черт. 49)²⁾.

Для того чтобы плавающее тело находилось в остойчивом равновесии необходимо чтобы метацентрическая высота была > 0 , т. е.

$$\rho - a = \frac{I}{V} - a > 0.$$

¹⁾ Проф К. П. Боклевский, 'Энциклопедия судостроения'.

²⁾ Проф А. П. Фан дер Флит, 'Теория корабля' ч. I

Начало координат поместим в Ц. Т. ватерлинии; ось х-ов направим в той же плоскости ватерлинии вдоль параллелепипеда, а ось у-ов поперек.

Так как

$$I_x < I_y,$$

то для остойчивости должно быть выполнено условие:

$$\frac{I_x}{V} - a > 0,$$

ибо, параллелепипед, оказавшийся остойчивым в отношении вращения вокруг оси х-ов, тем более будет остойчивым в отношении вращения вокруг любой иной оси.

Далее: момент инерции:

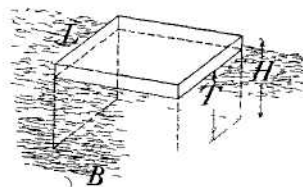
$$I_x = \frac{LB^3}{12},$$

водоизмещение

$$V = LBT,$$

возвышение Ц. Т. над Ц. В:

$$a = \frac{H - T}{2}$$



Черт. 49.

малый метацентрический радиус:

$$\rho = \frac{I_x}{V} = \frac{B^2}{12T}$$

и

$$\rho - a = \frac{B^2}{12T} - \frac{H - T}{2} = \frac{B}{2} \left(\frac{T}{B} + \frac{1}{6} \frac{B}{T} - \frac{H}{B} \right) \dots (1)$$

Обозначим:

$$\frac{H}{B} = \alpha; \quad \frac{T}{B} = \beta.$$

Тогда

$$\rho - a = \frac{B}{2} \left(\beta + \frac{1}{6\beta} - \alpha \right).$$

Так как по существу В всегда > 0 , то $\rho - a$ может быть > 0 лишь при условии, что:

$$\beta + \frac{1}{6\beta} - \alpha > 0 \dots (2)$$

Теперь необходимо исследовать уравнение(1) или что тоже уравнение (2). Проделаем это графически следующим образом. Построим кривую (черт. 50).

$$\gamma = \beta + \frac{1}{6\beta}$$

β	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4
γ	∞	1,767	1,033	0,855	0,817	0,833	0,878	0,938	1,008	1,085	1,167	1,251	1,339	1,428	1,519

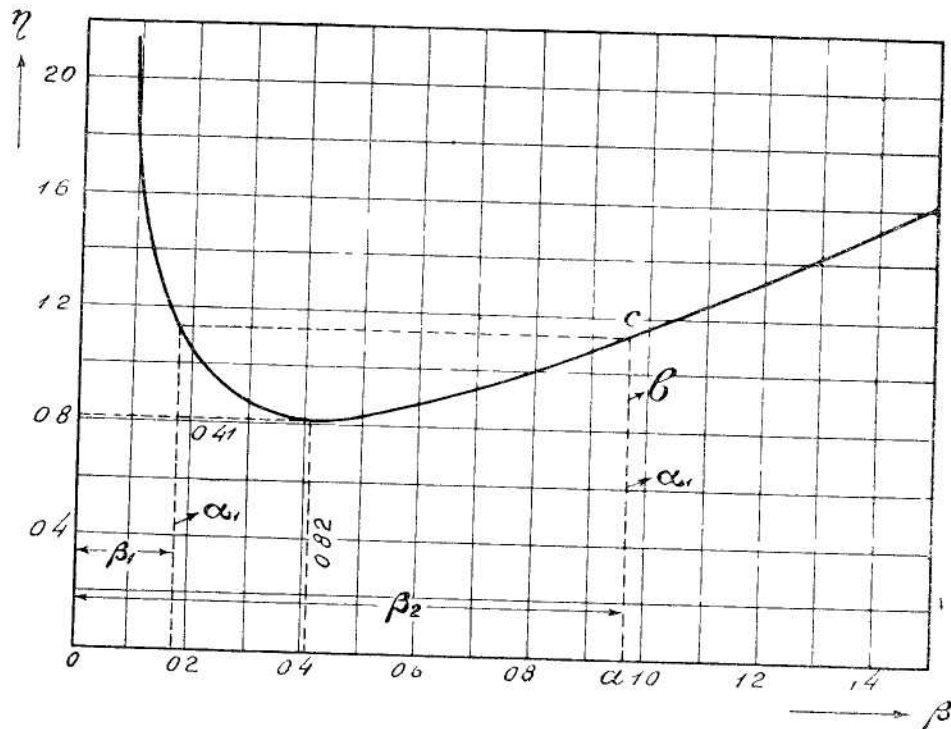
По данным B , H и T определяем:

$$\beta = \frac{T}{B} = Oa \text{ и } \alpha = \frac{H}{B} = ab.$$

Если из

$$ac = \beta + \frac{1}{6\beta}$$

вычесть ab , то и получим левую часть неравенства (2), при чем, если точка c будет выше точки b , то, очевидно, неравенство (2) удовлетворяется и параллелепипед остойчив, в противном случае — нет.



Черт 50.

Кривая η указывает, что при данном α и при $\beta = 0.41$, т. е. при $T = 0.41B$ параллелепипед обладает наименьшей остойчивостью. Из этой же кривой мы видим, что при $\alpha < 0.82$, т. е. при $H < 0.82B$ неравенство (2) удовлетворяется всегда при каких угодно B и T . Если же $\alpha = \alpha_1 > 0.82$, то проведя прямую параллельную оси β на расстоянии α_1 , мы пересекаем кривую η в двух точках с абсциссами β_1 и β_2 . В этом случае при $\beta > \beta_1$ и $< \beta_2$ параллелепипед не остойчив; при $\beta < \beta_1$ и $> \beta_2$ неравенство (2) удовлетворяется.

ЗАДАЧА № 41. Определить положение в воде плавучего крана и его остойчивость. Вес прямоугольного понтона 5000 пуд., вес противовеса 2500 пуд. и вес фермы 300 пуд. Прочие размеры (в футах) указаны на черт. 51¹⁾.

Вес крана

$$P = 5000 + 2500 + 300 = 7800 \text{ пуд.}$$

Если бы сила P была приложена не в Ц. Т. крана, а в точке, лежащей на вертикали, проходящей через Ц. Т. понтона, то кран получил бы поступательное перемещение вниз, равное средней осадке

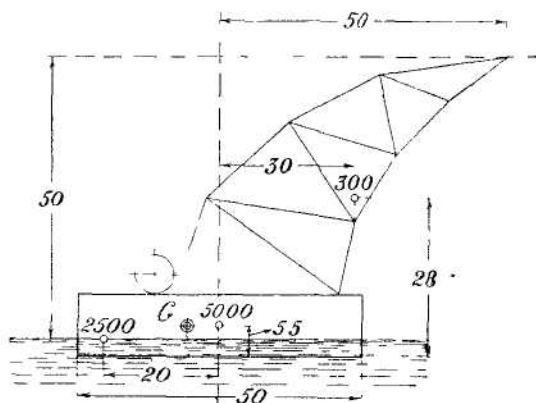
$$t = \frac{P}{\omega \gamma} = \frac{7800}{50 \cdot 30 \cdot 1,73} = 3 \text{ фут.,}$$

где $\gamma = 1,73$ — вес в пудах 1 куб. фута воды.

Определим координаты Ц. Т. крана. Координатные оси расположим в плоскости горизонтальной ватерлинии, соответствующей осадке $t = 3$ фут. Имеем:

$$x = \frac{300 \cdot 30 - 2500 \cdot 20}{7800} = -5,25 \text{ фут.}$$

$$y = \frac{300 \cdot 25 + 5000 \cdot 2,5}{7800} = 2,56 \text{ фут.}$$



Черт 51

Приложим теперь пару с плечом 5,25 фут. и силами, ее составляющими, равными 7800 пуд., при чем силу, направленную вверх, приложим в точке с координатами (0; 2,56), а силу, направленную вниз — в точке с координатами (—5,25; 2,56). Приложенная раньше сила уравнивается с первой силой этой пары и, таким образом, мы получим действительную нагрузку $P = 7800$ пуд., действующую вниз и приложенную в точке (—5,25; 2,56).

Приложенная пара сил вызовет поворот крана вокруг поперечной оси против хода часовой стрелки на некоторый угол φ . Суммируя этот поворот с найденным ранее поступательным перемещением, получим действительное перемещение, отвечающее действительной нагрузке.

Приложенная пара должна уравниваться парой восстанавливающей. Момент первой пары:

$$5,25 \cdot P \cos \varphi.$$

Здесь $5,25 \cos \varphi$ плечо этой пары в положении крана, наклоненном на угол φ .

Момент восстанавливающей пары (формула 19 на стр. 21):

$$P (R - a) \sin \varphi.$$

¹⁾ Проф. К. П. Боклевский «Энциклопедия судостроения» стр. 173.

Приравнивая эти моменты, получим:

$$5,25 P \cos \varphi = P (R - a) \sin \varphi.$$

Откуда

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{5,25}{R - a}.$$

Далее имеем:

$$R = \frac{I_y}{V} = \frac{30 \cdot 50^3}{3 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 12} = 69,5 \text{ фут}$$

$$a = 2,56 + \frac{3 \cdot 0}{2} = 4,06 \text{ фут.}$$

и следовательно

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{5,25}{69,5 - 4,06} = 0,08.$$

Откуда

$$\varphi = 4^\circ 40'.$$

Углубление передней части понтона:

$$3 - 25 \sin \varphi = 1,0 \text{ фут}$$

Углубление задней части понтона:

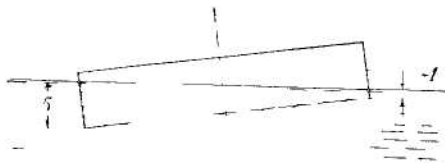
$$3 + 25 \sin \varphi = 5,0 \text{ фут.}$$

Положение понтона изображено на черт. 52.

Новые координаты вершины крана определяются по известным формулам аналитической геометрии.

$$x = x' \cos \varphi - y' \sin \varphi = 50,0 \cdot 0,977 - 50,0 \cdot 0,08 = 45,85 \text{ фут.}$$

$$y = x' \sin \varphi + y' \cos \varphi = 50,0 \cdot 0,08 + 50 \cdot 0,997 = 53,85 \text{ фут.}$$



Черт 52

Проверим остойчивость крана. Малый метацентрический радиус определяется

$$\rho = \frac{I_x}{V} = \frac{30^3 \cdot 50}{3 \cdot 30 \cdot 12 \cdot 50} = 25,0 \text{ фут.}$$

Следовательно метацентрическая высота

$$\rho - a = 25,0 - 4,06 = 20,94 > 0,$$

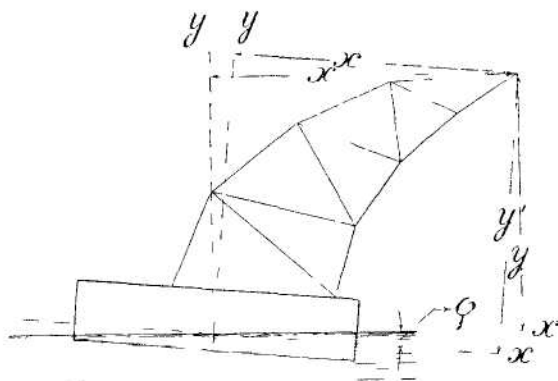
т. е. кран остойчив.

При определении метацентрических радиусов надо брать моменты инерции площади действующей ватерлинии; мы же с запасом брали момент инерции ватерлинии, соответствующей горизонтальному днищу. Незначительное углубление передней части понтона показывает, что увеличивать вес противовеса не следует, так как при этом может обнажиться днище понтона, вследствие

чего значительно уменьшится момент инерции площади действующей ватерлинии, а следовательно и остойчивость крана.

ЗАДАЧА № 42. Определить положение в воде и остойчивость плавучего крана предыдущей задачи при под'еме груза $P = 1800$ пуд. (черт. 53)¹⁾.

Можно было бы и в этом случае найти равнодействующую всех внешних сил, направить ее по вертикали, проходящей через Ц. Т. понтона и определить поступательное перемещение, а затем, приложив соответствующую пару, определить угол поворота. Но можно за начальное положение принять положение крана, найденное в предыдущей задаче, при котором плоскость грузовой ватерлинии составляет с днищем понтона угол в $4^\circ 40'$. Далее, в предыдущей задаче были найдены координаты конца стрелы (45,85; 53,85); теперь же силу P приложим не в конце стрелы, а в точке, лежащей на вертикали, проходящей через Ц. Т. понтона и отстоящей от днища на расстоянии



Черт. 53.

$$3 + 53,85 = 56,85 \text{ фут.}$$

Эта сила вызовет поступательное перемещение на величину

$$t_1 = \frac{P}{\omega \gamma} = \frac{1800}{50 \cdot 30 \cdot 1,73} = 0,7 \text{ фут.}$$

Тогда полная средняя осадка понтона будет

$$3,0 + 0,7 = 3,7 \text{ фут.}$$

Определим ординату Ц. Т. крана; координатные оси расположим в плоскости новой действующей ватерлинии, соответствующей средней осадке в 3,7 фут. и составляющей с днищем понтона угол в $4^\circ 40'$. Очевидно

$$y = \frac{(2,56 - 0,70) \cdot 7800 + (53,85 - 0,70) \cdot 1800}{7800 + 1800} = 11,48 \text{ фут.}$$

Приложим теперь пару с плечом равным 45,85 фут. и силами ее составляющими $P = 1800$ пуд., при чем одна из сил пары, направленная вниз, будет приложена в конце стрелы, а другая, направленная вверх, будет проходить через Ц. Т. ватерлинии. Приложенная раньше сила P уравнивается со второй силой этой пары и таким образом мы получим действительную нагрузку P , приложенную в конце стрелы.

¹⁾ Проф К П Боклевский. Энциклопедия судостроения.

Приложенная пара вызовет поворот крана на некоторый угол φ по ходу часовой стрелки вокруг поперечной оси. Суммируя этот поворот с найденным выше поступательным перемещением t , получим действительное перемещение, соответствующее действительной нагрузке.

Приложенная пара должна уравновеситься парой восстанавливающей. Момент первой пары

$$1800 \cdot 45,85 \cos \varphi,$$

где $45,85 \cos \varphi$ плечо этой пары в положении крана, наклоненном на угол φ .

Момент восстанавливающей пары

$$P (R - a) \sin \varphi,$$

где $P = 7800 + 1800 = 9600$ пуд.

Приравняв эти моменты, получим:

$$1800 \cdot 45,85 \cos \varphi = 9600 (R - a) \sin \varphi.$$

Откуда

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{45,85 \cdot 1800}{9600 (R - a)}.$$

Большой метацентрический радиус:

$$R = \frac{I_y}{V} = \frac{30 \cdot 50^3}{12 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 3,7} = 56,4 \text{ фут.}$$

Ординату Ц. В. принимаем приближенно:

$$\frac{3,7}{2} = 1,85 \text{ фут.}$$

Тогда

$$a = 11,48 + 1,85 = 13,33 \text{ фут.}$$

и следовательно

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{45,85 \cdot 1800}{9600 (56,40 - 13,33)} = 0,199.$$

Откуда

$$\varphi = 11^\circ 15'.$$

Понтон уже был повернут против хода часовой стрелки на угол $4^\circ 40'$; итого, следовательно, относительно положения понтона, соответствующего горизонтальному днищу, понтон повернется на угол

$$11^\circ 15' - 4^\circ 40' = 6^\circ 35'.$$

Углубление передней части понтона $= 3 + 25 \sin \varphi = 6,6$ фут.

„ задней „ „ „ $= 3 - 25 \sin \varphi = 0,8$ „

Положение понтона изображено на черт. 53 и 54.

Новые координаты конца стрелы определятся по формулам

$$x = x' \cos \varphi + y' \sin \varphi = 50 \cdot 0,993 + 49,3 \cdot 0,116 = 55,36 \text{ фут.}$$

$$y = -x' \sin \varphi + y' \cos \varphi = -50 \cdot 0,116 + 49,3 \cdot 0,993 = 43,20 \text{ „}$$

Проверим остойчивость крана. Малый метацентрический радиус.

$$\rho = \frac{I_x}{V} = \frac{30 \cdot 50^3}{12 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 3,7} = 20,2 \text{ фут.}$$

$$\rho - a = 20,20 - 13,33 = 6,87 > 0,$$

т. е. кран остойчив. Однако, надо заметить, что увеличивать груз P рискованно, ибо незначительное углубление задней части понтона при $P = 1800$ пуд. показывает, что при дальнейшем увеличении P может обнажиться днище, а тогда кран будет неустойчив (черт. 55).



Черт 54

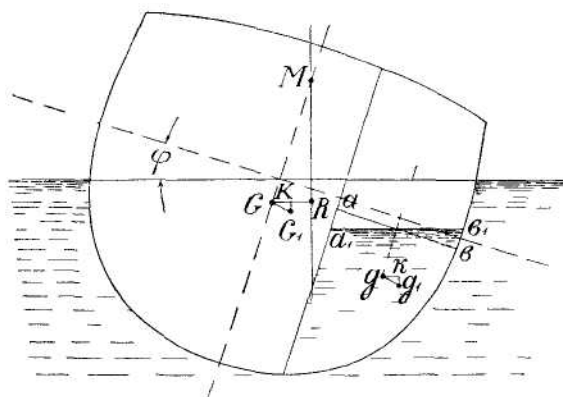


Черт 55

ЗАДАЧА № 43. Определить влияние жидкого груза на остойчивость судна (черт. 56).

Предположим, что жидкость, наполняющая грузовое отделение, доходит до палубы, так что при наклонении судна жидкий груз переливаться свободно не может; общий Ц. Т. всей системы относительно корпуса судна не перемещается и в этом случае жидкий груз никакого влияния на остойчивость не оказывает. Последняя определяется по формулам, приведенным на стр. 21.

Пусть жидкость не наполняет грузового отделения до верху, так что имеется свободная поверхность жидкости, которая при наклонении судна может свободно перемещаться; при этом, очевидно, Ц. Т. жидкости, а вместе с ним и Ц. Т. всего судна будет перемещаться относительно корпуса. В этом случае пользоваться формулами, приведенными на стр. 21 нельзя и задачу надо рассмотреть особо.



Черт 56

Если бы груз был твердым, то при наклонении судна на угол φ (черт. 56), отрезок GR был бы плечом восстанавливающей пары, но так как мы имеем дело с жидким грузом, то при наклонении судна Ц. Т. груза переместится из точки g в точку g_1 и Ц. Т. судна — из G в G_1 , при чем

перемещения GG_1 и gg_1 будут параллельны. Далее, так как перемещения и их проекции обратно пропорциональны грузам, то мы можем написать следующее уравнение:

$$\frac{GK}{gk} = \frac{\rho}{P}$$

где ρ — вес жидкого груза, P — вес судна.

Откуда

$$GK = gk \frac{P}{\rho} \quad \dots \dots \dots (1)$$

Теперь определим gk . Представим себе невесомое судно, имеющее своим наружным обводом форму грузового отделения, плавающее в такой же жидкости, какая наполняет это отделение. Тогда ab и $a_1 b_1$ суть действующие ватерлинии в прямом и наклонном положениях. Заметим, что в этом случае центр величины этого суденышка при всяком положении будет совпадать с его центром тяжести. Поэтому отрезок gg_1 дает перемещение Ц. В., а gk проекцию этого перемещения на направление горизонтали. Применяя для определения проекции gk формулу для твердого тела получим:

$$gk = r \sin \varphi = \frac{i \sin \varphi}{v},$$

где r — метацентрический радиус суденышка и метацентрическая высота,
 i — момент инерции ватерлинии или момент инерции свободной поверхности жидкого груза,
 v — водоизмещение суденышка или объем жидкого груза.

Подставляя значение gk в выражение (1), получим

$$GK = \frac{i \rho \sin \varphi}{P v} = \frac{\gamma_1 \cdot i \sin \varphi}{\gamma V},$$

так как

$$\rho = \gamma_1 v \text{ и } P = \gamma V.$$

Из чертежа 56 мы видим, что при жидком грузе плечом восстанавливающей пары будет не GR , а

$$KR = GR - GK = \left(MG - \frac{\gamma_1 i}{\gamma V} \right) \sin \varphi \quad \dots \dots \dots (2)$$

Если судно наполнено водою, то $\gamma_1 = \gamma$ и

$$KR = \left(MG - \frac{i}{V} \right) \sin \varphi \quad \dots \dots \dots (2')$$

Таким образом мы видим, что влияние жидкого груза, свободно переливающегося, сказывается в уменьшении метацентрической высоты на величину

$$\frac{\gamma_1}{\gamma} \frac{i}{V},$$

т. е. в уменьшении остойчивости. Очевидно, условие остойчивости заключается в том, чтобы уменьшенная метацентрическая высота была бы > 0 , т. е.

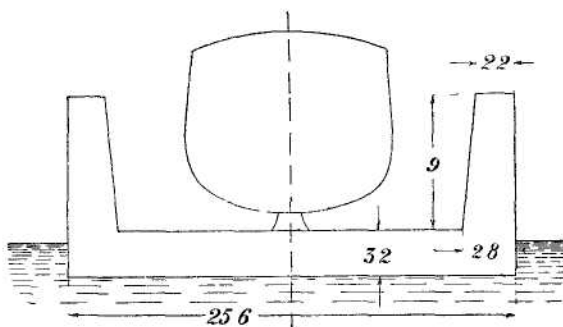
$$MG - \frac{\gamma_1}{\gamma} \frac{i}{V} > 0 \text{ или } \frac{I}{V} - \frac{\gamma_1}{\gamma} \frac{i}{V} - a > 0.$$

При $\gamma = \gamma_1$ получаем:

$$MG - \frac{i}{V} > 0; \quad \frac{I - i}{V} - a > 0.$$

Обычно для уменьшения этого вредного влияния помещения, предназначенные для жидкого груза, разделяют продольными водонепроницаемыми переборками.

ЗАДАЧА № 44. Проверить остойчивость плавучего дока, состоящего из нижнего прямоугольного понтона длины $L = 123,5$ м; ширины $B = 25,6$ м; высоты $h = 3,2$ м. и двух боковых башен той же длины L , высоты $h_1 = 9$ м, толщины по низу $b = 2,8$ м, и по верху $b_1 = 2,2$ м. Вес дока 3000 т., вес наибольшего судна 4500 т. (черт 57)¹⁾.



Черт. 57.

1. Когда палуба нижнего понтона с поднятым судном находится над водою и внутри дока воды нет, момент инерции ватерлинии представляет громадную величину и несмотря на высокое положение Ц. Т. всей системы, метацентрическая высота столь велика, что остойчивость дока обычно вполне обеспечена.

2. При наполнении водою нижнего понтона, не перегороденного продольными переборками, наличие воды, свободно переливающейся в доке, полностью уничтожает остойчивость.

3. Если же понтон перегороден продольными переборками на несколько отделений (обычно 4—5), то вредное влияние свободно переливающейся воды уменьшается настолько, что метацентрическая высота, будучи меньше, чем в первом случае, оказывается все таки значительной и остойчивость дока получается достаточной. Нужно заметить, что на величину метацентрической высоты отчасти оказывает влияние и понижение Ц. Т. всей системы.

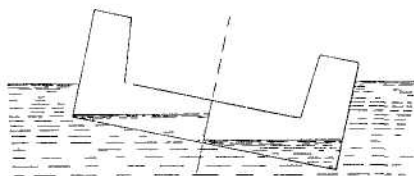
4. При дальнейшем погружении дока, когда палуба понтона начинает входить в воду, момент инерции площади ватерлинии, обуславливаемой лишь двумя боковыми башнями, резко уменьшается, а вместе с ним быстро падает и остойчивость дока.

5. После того, как поднятый корабль коснется килем воды, к моменту инерции ватерлинии предыдущего случая должен быть добавлен момент

¹⁾ Проф. К. П. Боклевский, „Энциклопедия судостроения“, стр. 179

инерции ватерлинии корабля. Это обстоятельство в связи с понижением Ц. Т. всей системы медленно увеличивает высоту, а вместе с нею и остойчивость дока.

Таким образом, из всех возможных положений наиболее опасным, в первом приближении во всяком случае, надо признать то, при котором палуба понтона начинает уходить в воду. В этот момент метацентрическая высота должна быть > 0 (рекомендуется иметь запас не меньше 0,3 м).



Черт. 58.

Определим остойчивость дока в предположении одной продольной переборки (черт. 58).

Итак, когда палуба нижнего понтона начинает покрываться водою, т. е., когда осадка дока равна 3,2 м, водоизмещение его будет:

$$V = 123,5 \cdot 25,6 \cdot 3,2 = 10\,110 \text{ м}^3.$$

Следовательно, вес всей системы

$$10\,110 \cdot 1,026 = 10\,370 \text{ т},$$

где 1,026—удельный вес морской воды.

Для того, чтобы погрузить док на глубину $h = 3,2$ м. надо влить в него воды:

$$10\,370 - (3000 + 4500) = 2870 \text{ т.}$$

Предполагая, что вода разлита равномерно, толщину слоя воды определим так:

$$\frac{2\,870}{1,026 \cdot 123,5 \cdot 25,6} = 0,88 \text{ м.}$$

Теперь перейдем к определению Ц. Т. дока.

1. Ц. Т. пустого дока примем приблизительно совпадающим с Ц. Т. контура; тогда расстояние от Ц. Т. дока до днища

$$h_1' = \frac{20 \cdot 3,2 + 2(2,2 \cdot 12,2 + 9 \cdot 7,7 + 12,2 \cdot 6,1)}{25,6 + 20,0 + 2(2,2 + 9,0 + 12,2)} = \frac{405,1}{92,4} = 4,38 \text{ м.}$$

2. Ц. Т. судна примем лежащим на ватерлинии. Принимая надводный запас боковых башен равным 1 м, получим расстояние Ц. Т. судна от днища дока

$$h_2' = 3,2 + 9,0 - 1,0 = 11,2 \text{ м.}$$

3. Выше было найдено, что толщина слоя воды в доке равна 0,88 м.; следовательно, расстояние Ц. Т. водного объема до днища дока будет:

$$h_3' = \frac{0,88}{2} = 0,44 \text{ м.}$$

Теперь расстояние Ц. Т. всей системы до дна дока определится так:

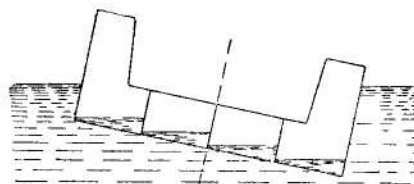
$$h_0 = \frac{3000 \cdot 4,38 + 4500 \cdot 11,20 + 2870 \cdot 0,44}{3000 + 4500 + 2870} = 6,26 \text{ м.}$$

Так как расстояние Ц. Т. от дна равно

$$\frac{3,2}{2} = 1,6 \text{ м,}$$

то расстояние Ц. В. до Ц. Т. всей системы

$$a = 6,26 - 1,60 = 4,62 \text{ м.}$$



Черт. 59.

Для того, чтобы док был остойчив, необходимо, согласно предыдущей задаче, выполнить следующее условие

$$\frac{I - i}{V} - a > 0.$$

Но

$$I = \frac{2 \cdot 123,5 \cdot 2,8^3}{12} + 2 \cdot 123,5 \cdot 2,8 \left(\frac{25,6 - 2,8}{2} \right)^2 = 90\,100 \text{ м}^4.$$

$$i = \frac{2 \cdot 123,5}{12} \left(\frac{25,6}{2} \right)^3 = 43\,200 \text{ м}^4.$$

Следовательно, уменьшенная метацентрическая высота

$$\frac{I - i}{V} - a = \frac{90\,100 - 43\,200}{10\,110} - 4,62 = 0,$$

т. е. док с одной продольной переборкой совершенно не остойчив.

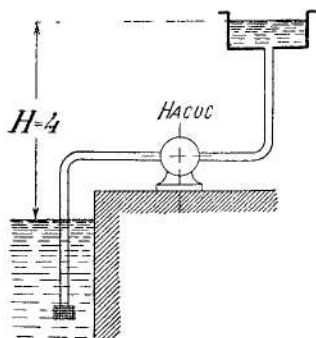
Если теперь предположить три продольных переборки (черт. 59), т. е. четыре отделения, то в этом случае

$$i = \frac{4 \cdot 123,5}{12} \left(\frac{25,6}{4} \right)^3 = 10\,800 \text{ м}^4$$

и метацентрическая высота получает значение:

$$\frac{90\,100 - 10\,800}{10\,110} - 4,62 = 3,23 > 0,$$

т. е. остойчивость дока вполне обеспечена.



Черт. 60.

ЗАДАЧА № 45. Определить мощность насоса в лошадиных силах, поднимающего воду на высоту $H = 4$ м, если количество подаваемой воды $Q = 0,6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$, а коэффициент полезного действия насоса $\eta = 60\%$ (черт. 60).

Работа насоса в ед. времени

$$A = \gamma Q H = 1000 \cdot 0,6 \cdot 4 = 2400 \text{ кг. м.}$$

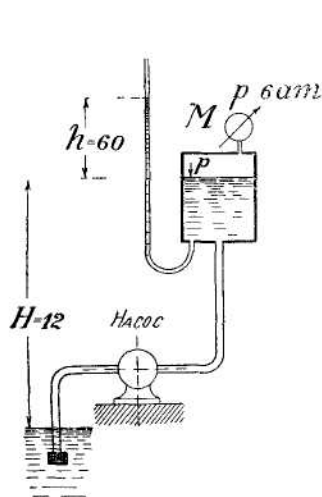
Таким образом мощность насоса в лош. силах

$$N_n = \frac{2400}{75} = 32 \text{ л. с.}$$

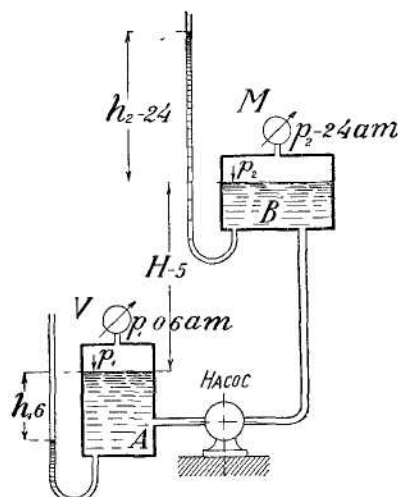
Полезная мощность двигателя, приводящего в движение насос, должна быть:

$$N_{дв} = \frac{N_n}{\eta} = \frac{32}{0,6} = 53,3 \text{ л. с.}$$

ЗАДАЧА № 46. Определить мощность насоса, поднимающего воду в резервуар, расположенный на высоте $H = 12$ м, если количество подаваемой воды $Q = 160 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$, манометрическое давление в резервуаре $p = 6$ атм. и коэффициент полезного действия насоса $\eta = 80\%$ (черт. 61).



Черт. 61.



Черт. 62.

Полная высота, на которую должна подаваться насосом вода

$$H_n = H + h = 12 + 60 = 72 \text{ м.}$$

Следовательно, мощность насоса в лош. силах

$$N_n = \frac{\gamma Q H_n}{75} = \frac{1 \cdot 160 \cdot 72}{75} = 153,5 \text{ л. с.}$$

Полезная мощность двигателя, приводящего в движение насос, должна быть:

$$N_{дв} = \frac{N_n}{\eta} = \frac{153,5}{0,8} = 192 \text{ л. с.}$$

ЗАДАЧА № 47. Насос перекачивает воду из резервуара A в бак B, при чем вертикальное расстояние между горизонтами в баке и резервуаре равно $H = 5$ м. В резервуаре A вакуум $p_1 = 0,6$ атм., в баке B давление $p_2 = 2,4$ атм. Определить мощность насоса, если количество подаваемой воды $Q = 20 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$, а к. п. д. насоса $\eta = 60\%$ (черт. 62).

Напор, который должен развивать насос,

$$H_n = H + h_1 + h_2 = 5 + 6 + 24 = 35 \text{ м.}$$

Тогда мощность насоса

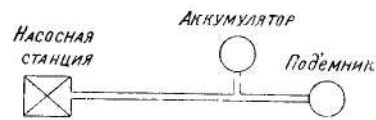
$$N_n = \frac{\gamma Q H_n}{75} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 35}{75} = 9,3 \text{ л. с.}$$

И необходимая мощность двигателя

$$N_{дв} = \frac{N_n}{\eta} = \frac{9,3}{0,6} = 15,5 \text{ л. с.}$$

ЗАДАЧА № 48. Гидравлический цилиндр поднимает груз $G = 20$ т. на высоту $H = 6$ м. в течение 2 минут, при чем работает каждые 8 минут. Давление в сети $p = 50$ атм. Определить:

- 1) размеры цилиндра;
- 2) элементы насосной станции:
 - а) количество воды, потребляемой станцией,
 - б) мощность насосов,
 - в) мощность двигателей;
- 3) емкость аккумулятора.



Черт. 63.

Считать к. п. д. цилиндра $\eta_{ц} = 93\%$, к. п. д. насоса $\eta_n = 85\%$ (черт. 63).

- 1) Определим размеры цилиндра.

Работа, которую должен производить цилиндр, определится:

$$A = 10 \eta_{ц} p W \text{ кг. м,}$$

где p — давление в цилиндре (в атмосферах),

W — емкость цилиндра (в литрах),

$\eta_{ц}$ — коэффициент полезного действия цилиндра.

С другой стороны:

$$A = 1000 GH \text{ кг. м.}$$

Следовательно

$$10 \eta_{ц} p W = 1000 GH.$$

Откуда

$$W = \frac{1000 GH}{10 \eta_{ц} p} = \frac{1000 \cdot 20 \cdot 6}{10 \cdot 0,93 \cdot 50} = 258 \text{ дм}^3.$$

Если площадь поршня F , а ход поршня примем $l = 6 \text{ м} = 60 \text{ дм.}$, то

$$F = \frac{W}{l} = \frac{258}{60} = 4,3 \text{ дм}^2.$$

И, следовательно, диаметр поршня

$$d = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 4,3}{\pi}} = 2,34 \text{ дм.}$$

2) Элементы станции.

а) Насос должен подать в течение 8 минут 258 литр. воды. Следовательно, секундный расход

$$q_n = \frac{258}{8 \cdot 60} = 0,537 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

б) Мощность насоса

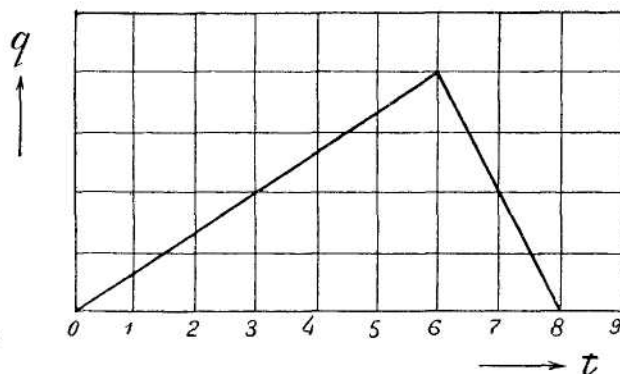
$$N_n = \frac{q_n H}{75} = \frac{0,537 \cdot 500}{75} = 3,58 \text{ л. с.}$$

где $H = 500$ м. соответствует давлению в 50 атм.

с) Мощность двигателя

$$N_{дв} = \frac{N_n}{\eta_n} = \frac{3,58}{0,85} = 4,2 \text{ л. с.}$$

3) Аккумулятор. Емкость аккумулятора определится из следующих соображений: построим диаграмму количества воды, находящейся в аккумуляторе в зависимости от времени (черт. 64). В течении 6 минут вода равномерно



Черт. 64.

поступает в аккумулятор, при чем последний ничего не расходует, следовательно, количество воды, в нем находящееся, увеличивается; в течение седьмой и восьмой минуты, с одной стороны — насос продолжает равномерно подавать воду, с другой — аккумулятор расходует воду на подъем груза и количество воды в нем уменьшается. В конце восьмой минуты в аккумуляторе, очевидно должно быть такое же количество воды, какое имел аккумулятор в начале первой минуты. Емкость аккумулятора будет наименьшей, если наименьшее

количество воды, в нем находящейся (в начале первой и в конце восьмой минуты), будет равно нулю, а тогда из диаграммы мы видим, что наибольшее количество воды, определяющее теоретическую емкость аккумулятора, соответствует концу шестой минуты, т. е.

$$V_{ak} = q_n \cdot 6 \cdot 60 = 0,537 \cdot 6 \cdot 60 = 194 \text{ дм}^3.$$

В действительности эту величину обычно несколько увеличивают.

ЗАДАЧА № 49. От одной и той же сети питается пять гидравлических подъемников: два больших и три малых. Большие подъемники поднимают груз $P_1 = 40$ т. на высоту $H_1 = 4$ м; малые — поднимают груз $P_2 = 6$ т. на высоту $H_2 = 6$ м. Каждый из больших подъемников работает в течение 5 минут, при чем через 4 минуты после начала работы первого начинает работать второй, таким образом в течение пятой минуты работают одновременно оба подъемника. Малые подъемники работают по одной минуте: в течение первой минуты работает первый малый подъемник, в течение четвертой минуты — второй и в течение седьмой минуты — третий. Весь период таким образом равен 9 минутам. Определить:

- 1) размеры цилиндров подъемников,
- 2) элементы насосной станции,
- 3) емкость аккумулятора,

если давление в сети $p = 40$ атм., к. п. д. больших цилиндров $\eta_{ц} = 95\%$, малых — $\eta'_{ц} = 80\%$ и к. п. д. насоса $\eta_n = 80\%$.

- 1) Размеры цилиндров.

Работа цилиндра большого подъемника:

$$A_1 = P_1 \cdot H_1 = 40 \cdot 4 \text{ т. м} = 160\,000 \text{ кг. м.}$$

С другой стороны:

$$A_1 = 10p W_1 \eta_{ц} \text{ кг. м.}$$

Следовательно

$$10p W_1 \eta_{ц} = 160\,000.$$

Откуда емкость цилиндра

$$W_1 = \frac{160\,000}{10p \eta_{ц}} = \frac{160\,000}{10 \cdot 40 \cdot 0,95} = 421 \text{ дм}^3$$

При ходе поршня $H_1 = 4$ м = 40 дм., его площадь будет:

$$F_1 = \frac{W_1}{H_1} = \frac{421}{40} = 10,5 \text{ дм}^2$$

и диаметр

$$d_1 = \sqrt{\frac{4F_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,5}{\pi}} = 3,68 \text{ дм.}$$

Таким же образом для малого цилиндра находим:
емкость

$$W_2 = \frac{P_2 H_2 1000}{10p \eta'_{ц}} = \frac{6 \cdot 6 \cdot 1000}{10 \cdot 40 \cdot 0,8} = 112,5 \text{ дм}^3,$$

площадь поршня при ходе $H_2 = 6 \text{ м} = 60 \text{ дм}$.

$$F = \frac{W_2}{H_2} = \frac{112,5}{60} = 1,875 \text{ дм}^2,$$

диаметр

$$d_2 = \sqrt{\frac{4F_2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,875}{\pi}} = 1,54 \text{ дм}.$$

2) Элементы насосной станции.

В течение 9 минут насос должен подать количество воды, равное суммарному объему пяти цилиндров, т. е.

$$Q = 2W_1 + 3W_2 = 2 \cdot 421 + 3 \cdot 112,5 = 1179,5 \text{ дм}^3.$$

Тогда секундный расход насоса

$$q = \frac{Q}{9 \cdot 60} = \frac{1179,5}{9 \cdot 60} = 2,18 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Мощность насоса

$$N_n = \frac{qH}{75} = \frac{2,18 \cdot 400}{75} = 11,7 \text{ л. с.}$$

Мощность двигателя

$$N_{дв} = \frac{N_n}{\eta_n} = \frac{11,7}{0,80} = 14,6 \text{ л. с.}$$

3) Аккумулятор.

Для определения емкости аккумулятора построим диаграмму количеств воды, находящейся в аккумуляторе в зависимости от времени (черт. 65).

Насос подает равномерно в течение каждой минуты количество воды равное

$$\frac{1179,5}{9} = 131 \frac{\text{литр}}{\text{мин}}.$$

Расход большого цилиндра

$$\frac{W_1}{5} = \frac{421}{5} = 84,2 \frac{\text{литр}}{\text{мин}}$$

Расход малого цилиндра

$$W_2 = 112,5 \frac{\text{литр}}{\text{мин}}.$$

Приток в аккумулятор равномерный и равен $131 \frac{\text{литр}}{\text{мин}}$.

Расход аккумулятора:

а) в течение первой, четвертой и седьмой минуты

$$84,2 + 112,5 = 196,7 \text{ литр.}$$

б) в течение второй, третьей, шестой, восьмой и девятой минуты

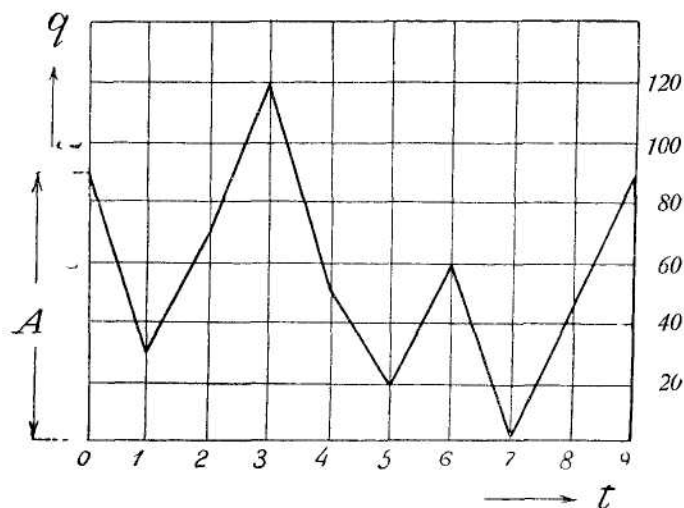
$$84,2 \text{ литр.}$$

с) в течение пятой минуты

$$2 \cdot 84,2 = 168,4 \text{ литр.}$$

Пусть аккумулятор начал работать с некоторым количеством воды A литр.; тогда к концу каждой минуты в нем находилось воды:

- 1) $A + 131,0 - 196,7 = A - 65,7$
- 2) $A - 65,7 + 131,0 - 84,2 = A - 18,9$
- 3) $A - 18,9 + 131,0 - 84,2 = A + 27,9$
- 4) $A + 27,9 + 131,0 - 196,7 = A - 37,8$
- 5) $A - 37,8 + 131,0 - 168,4 = A - 75,2$
- 6) $A - 75,2 + 131,0 - 84,2 = A - 28,4$
- 7) $A - 28,4 + 131,0 - 196,7 = A - 94,1$
- 8) $A - 94,1 + 131,0 - 84,2 = A - 47,3$
- 9) $A - 47,3 + 131,0 - 84,2 \cong A$



Черт. 65.

Построим теперь диаграмму (черт 65).

Емкость аккумулятора будет наименьшей, если наименьшее количество воды, в нем находящееся, что имеет место в конце седьмой минуты, равно нулю. Следовательно

$$A - 94,1 = 0,$$

откуда

$$A = 94,1,$$

т. е. в начале цикла в аккумуляторе должно быть 94,1 литра.

Емкость аккумулятора определяется наибольшим количеством воды, находящимся в нем в конце третьей минуты, т. е.

$$V_{ak} = A + 27,9 = 94,1 + 27,9 = 122 \text{ дм}.$$

Если полученную емкость увеличить на 50%, как это обычно делают и округлить, то получим:

$$V_{\text{ак}} \cong 180 \text{ дм}^3.$$

Если положить ход поршня $L = 2,5$ м, то площадь поршня аккумулятора

$$F = \frac{V_{\text{ак}}}{L} = \frac{180}{1000 \cdot 2,5} = 0,072 \text{ м}^2.$$

и, следовательно, диаметр поршня:

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,072}{\pi}} = 0,31 \text{ м}.$$

Нагрузка аккумулятора должна уравновешивать давление в сети. Вес ее таким образом определится:

$$G = \frac{\rho F \cdot 100^2}{1000} = \frac{40 \cdot 0,072 \cdot 100^2}{1000} = 28,8 \text{ т}.$$

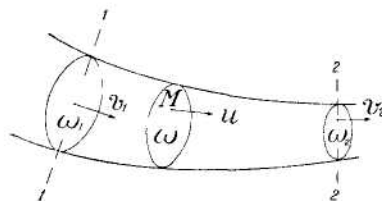
ГЛАВА II.

Уравнение Bernoulli.

1. Уравнение непрерывности. Во всех предлагаемых ниже задачах предполагается, что жидкость находится в состоянии установившегося движения; поэтому в настоящих теоретических предпосылках рассматривается только движение этого рода.

Напомним, что установившимся движением жидкости называется такое движение, при котором скорости и давления в данной точке пространства, заполненного движущейся жидкостью, не изменяются с течением времени.

Представим себе поток конечных размеров, находящийся в состоянии установившегося движения. Пусть скорость в некоторой точке M потока (черт. 66) будет u . Проведем через точку M в пределах потока поверхность нормальную к направлениям скоростей; эту поверхность будем называть живым сечением потока и обозначать ее через ω . Тогда расход или объем жидкости, протекающей через это сечение в единицу времени, определится:



Черт. 66

$$Q = \int_{\omega} u d\omega \dots \dots \dots (1)$$

Среднею скоростью потока в данном сечении называется такая скорость, одинаковая для всех точек сечения, при которой данное сечение пропускает тот же расход, что и в действительности. Средняя скорость определяется выражением:

$$v = \frac{\int_{\omega} u d\omega}{\omega} \dots \dots \dots (2).$$

Введя понятие средней скорости, предыдущее равенство можно переписать так:

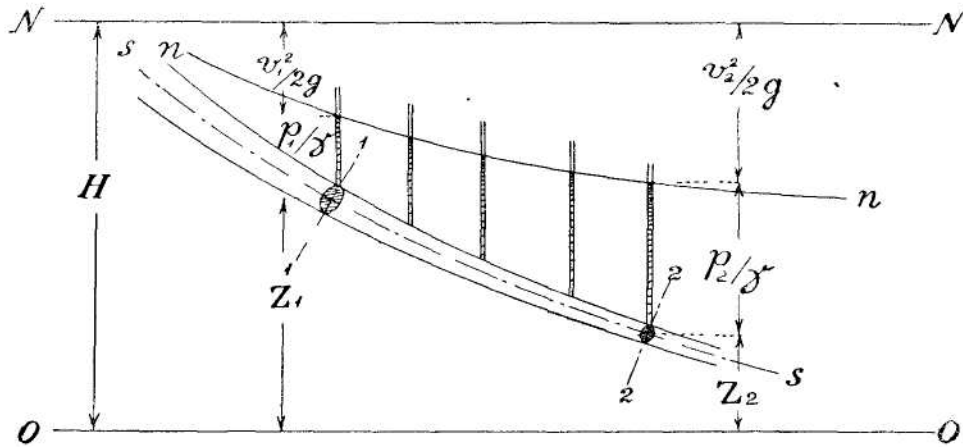
$$Q = v\omega. \dots \dots \dots (3)$$

Если в потоке жидкости выделить два каких-либо сечения ω_1 и ω_2 , причем средние скорости в этих сечениях будут соответственно v_1 и v_2 , то при установившемся движении имеет место такое соотношение:

$$Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \text{const.} \dots \dots \dots (4)$$

Это важное соотношение носит название уравнения непрерывности или уравнения постоянства расхода.

2. Уравнение Bernoulli для элементарной струйки в случае идеальной жидкости. Основным уравнением гидравлики, которое в совокупности с уравнением непрерывности решает различные вопросы установившегося движения жидкости, является уравнение Bernoulli.



Черт. 67.

Пусть элементарная струйка определяется осью $s-s$ (черт. 67). Отметим каких-либо два сечения струйки: 1—1 и 2—2.

Пусть будет:

- z_1 и z_2 — вертикальные расстояния центров тяжести отмеченных сечений от некоторой горизонтальной плоскости $O-O$,
- v_1 и v_2 — скорости течения в этих сечениях,
- p_1 и p_2 — гидродинамические давления в центрах тяжести сечений.

Если предположить, что жидкость идеальная, то уравнение Bernoulli для выбранных сечений рассматриваемой струйки будет иметь вид:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \dots \dots \dots (5)$$

где γ — вес единицы объема жидкости,
 g — ускорение силы тяжести.

Так как сечения 1—1 и 2—2 взяты совершенно произвольно, то вообще можно написать:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{const.} \dots \dots \dots (6)$$

Таким образом, для любого сечения струйки, сумма трех, определенным образом построенных, членов, зависящих от положения сечения и элементов движения в этом сечении, есть величина постоянная.

Не трудно видеть, что каждый из этих членов имеет измерение длины.

В самом деле:

z — измеряет расстояние,
 $\frac{p}{\gamma}$ — пьезометрическая высота, которая, как известно, имеет измерение длины,
 $\frac{v^2}{2g}$ — представляет тоже высоту, соответствующую скорости в данном сечении; так как скорость v измеряется в $\frac{\text{м}}{\text{сек}}$, ускорение g измеряется в $\frac{\text{м}}{\text{сек}^2}$, следовательно, член $\frac{v^2}{2g}$ измеряется в единицах длины.

В дальнейшем выражение $\frac{v^2}{2g}$ будем называть скоростным напором.

Итак, для любого сечения струйки сумма этих трех высот есть величина постоянная. Будем называть эту сумму напором и обозначать через H . Тогда уравнение

$$H = \text{const.} \quad (7)$$

с геометрической точки зрения будет изображать некоторую плоскость NN . Эту плоскость будем называть напорной плоскостью и соответственно, линию NN — напорной линией.

С точки зрения энергетической, уравнение Bernoulli представляет не что иное, как закон сохранения полной энергии, заключающейся в единице веса жидкости, протекающей через сечение струйки, при чем сумма $z + \frac{p}{\gamma}$ измеряет энергию потенциальную, а член $\frac{v^2}{2g}$ — энергию кинетическую.

Если вдоль струйки установить ряд пьезометров и предположить, что давление на свободной поверхности жидкости в них равно нулю, то жидкость в них расположится по некоторой линии $p-p$, ординаты которой относительно данной плоскости $0-0$ будут равны $z + \frac{p}{\gamma}$, т. е. как раз будут изображать величину потенциальной энергии, заключающейся в единице веса протекающей жидкости, относительно плоскости $0-0$. Линия $p-p$ называется пьезометрической линией, а падение ее на единицу длины струйки — пьезометрическим уклоном. Обозначим его через i_p .

Если предположить, что давление на свободной поверхности жидкости в пьезометрах равно атмосферному p_a , то жидкость в них расположится так же, как и в первом случае, по некоторой линии, ординаты которой относительно плоскости $0-0$ будут $z + \frac{p-p_a}{\gamma}$, т. е. на $\frac{p_a}{\gamma}$ будут меньше, чем в первом случае. Практически важна, именно, эта кривая и мы в дальнейшем, вместе с некоторыми авторами, именно, эту кривую будем называть пьезометрической линией. Очевидно, что последняя кривая представляет собой

линию $p-p$, смещенную поступательно вниз на величину $\frac{p_a}{\gamma}$, в силу чего падение ее на единицу длины струйки будет равно i_p .

3. Уравнение Вегнупли для элементарной струйки в случае реальной жидкости. Все сказанное выше справедливо, однако, лишь до тех пор, пока мы имеем дело с идеальной жидкостью. В действительности, при решении практических вопросов, приходится иметь дело с жидкостями реальными. При движении реальной жидкости появляются сопротивления движению, на преодоление которых затрачивается известная часть энергии. Значит, при движении реальной жидкости величина полной энергии, заключенной в единице веса протекающей жидкости, не остается постоянной, а уменьшается вдоль струйки в направлении движения.

Величина полной энергии была представлена нами в виде некоторой высоты — напора; принимают, что и потерянную на сопротивления энергию можно изобразить некоторой соответствующей частью напора¹⁾. Этот напор будем называть в дальнейшем **потерянным напором**.

Если сохранить обозначения, принятые выше, то для элементарной струйки в случае движения реальной жидкости, уравнение Bernoulli напишется так:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_w \quad \dots \dots \dots (8)$$

где член h_w и будет измерять напор, потерянный на преодоление сопротивлений движению при переходе от одного рассматриваемого сечения к другому в направлении движения.

Итак, в этом случае вышенаписанное уравнение

$$H = \text{const}$$

не имеет места. Геометрическое место ординат

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g},$$

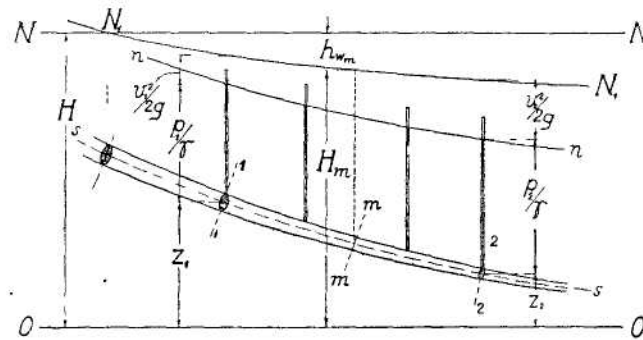
отсчитываемых от некоторой плоскости сравнения $0-0$, будет уже не горизонтальная плоскость, как было в случае идеальной жидкости, а некоторая поверхность и соответственно, напорная линия будет кривая N_1N_1 (черт. 68).

Величина потерянной энергии для каждого сечения определится, как разность ординат в этом сечении прямой NN и кривой N_1N_1 , при чем ордината H прямой NN , параллельной линии $0-0$, изображает величину полной энергии в некотором начальном сечении струйки. Так, напр., для сечения $m-m$ потерянный напор будет ордината

$$h_{wm} = H - H_m \quad \dots \dots \dots (9)$$

¹⁾ См. ниже (§ 5, гл II).

Падение напорной линии на единицу длины струйки называется гидравлическим уклоном. Обозначим его через I_e .



Черт. 68.

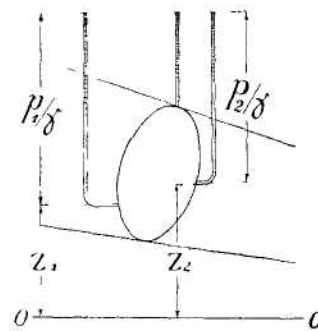
4. Уравнение Бернулли для целого потока. Приведем здесь уравнение Бернулли для случая установившегося медленно изменяющегося движения.

Медленно изменяющимся движением будем называть такое движение, которое удовлетворяет следующим условиям: ¹⁾

1. Линии тока ²⁾ представляются почти прямыми, так что кривизна их бесконечно мала.

2. Живые сечения изменяются вдоль потока весьма медленно, так что угол таких струй (расхождение их) весьма мал, благодаря чему является возможным пренебрегать составляющими скоростей и ускорений в плоскости живых сечений, т.-е. считать, что скорости и ускорения перпендикулярны к живым сечениям.

Важно отметить, что для медленно изменяющегося движения распределение давлений по сечению следует гидростатическому закону, т.-е. ничем не отличается от случая равновесия ³⁾; следовательно, для всех точек сечения потока потенциальная энергия будет величина постоянная (черт. 69), т.-е.



Черт. 69.

$$z + \frac{p}{\gamma} = \text{Const.}$$

где z — геометрическое расстояние рассматриваемой точки контура до плоскости сравнения $O-O$,

p — гидродинамическое давление в этой точке.

¹⁾ Цитировано по проф. Б. А. Бахметеву, Гидравлика, ч. I, стр. 56.

²⁾ В случае установившегося движения линии тока совпадают с траекториями частиц.

³⁾ Однако не следует думать, что гидродинамическое давление равно гидростатическому.

Представим себе поток конечных размеров, находящийся в установившемся медленно изменяющемся движении. Отметим два каких-либо сечения потока 1 — 1 и 2 — 2.

Пусть будет:

z_1 и z_2 — геометрические расстояния двух каких-либо точек рассматриваемых сечений до плоскости сравнения,

p_1 и p_2 — гидродинамические давления в этих точках,

v_1 и v_2 — средние скорости течения в рассматриваемых сечениях.

Тогда уравнение Bernoulli для этого потока конечных размеров будет иметь вид:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_w. \quad (10)$$

где α_1 и α_2 — коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения скоростей по сечениям 1 — 1 и 2 — 2¹⁾,

Σh_w — член, учитывающий сумму потерь энергии на сопротивления при переходе частиц жидкости от сечения 1 — 1 к сечению 2 — 2.

Необходимо настоятельно отметить, что это уравнение можно „применять лишь к таким двум сечениям 1 — 1 и 2 — 2, движение вблизи которых удовлетворяет условиям медленной изменяемости. На пути между этими сечениями движение может и не удовлетворять этим условиям“.

5. Сопротивления и коэффициенты сопротивлений. Для того, чтобы иметь возможность приложить уравнение Bernoulli к решению различных задач гидравлики, необходимо знать величину сопротивлений. Собственно говоря, важно знать ту потерю напора (энергии), которая ими обуславливается.

Само собою разумеется, что при движении реальной жидкости, помимо потерь, вызываемых трением вдоль потока (труба, открытый канал), имеют место и другие потери, являющиеся следствием всякого нарушения режима данного потока: так, напр., внезапное изменение конфигурации потока, резкое изменение направления движения и т. п. вызывают известные потери напора. Все такие потери, обусловленные местными причинами, носят название в гидравлике местных потерь.

Для учета потерь напора гидравлика пользуется эмпирическими формулами, принимая, как общий экспериментальный факт, что потери напора пропорциональны квадрату скорости, при чем последняя может быть отнесена к любому сечению потока, где удовлетворены условия медленной изменяемости. Аналитически это можно представить так:

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (11)$$

где ζ — коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом сопротивления,

g — ускорение силы тяжести.

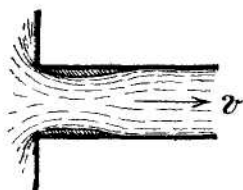
¹⁾ Коэффициент α обычно принимают — 1,1. В дальнейшем почти всюду принято $\alpha = 1,0$

Ниже будут приведены численные значения коэффициента ζ для различных практических случаев в предположении, что скорость v отнесена к сечению, непосредственно следующему за причиной, вызвавшей данную потерю напора.

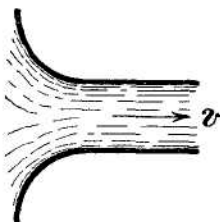
При вычислении члена Σh_w , т.-е. суммы потерь, пользуются, обычно, „принципом наложения потерь“, т.-е. отдельные потери, обусловленные различными причинами, просто арифметически суммируются. В этом случае получаем:

$$\zeta_c = \zeta_1 + \zeta_2 + \dots + \zeta_n \dots \dots \dots (12)$$

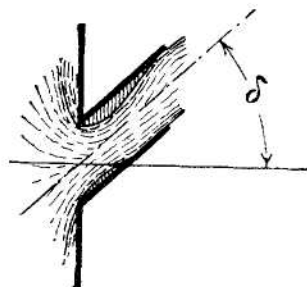
при чем ζ_c носит название коэффициента сопротивления системы. Нужно заметить, однако, что принцип этот не имеет достаточно прочного теоретического обоснования.



Черт. 70.



Черт. 71.



Черт. 72.

6. Практические значения коэффициента сопротивления. Напомним еще раз, что нижеприведенные значения коэффициента ζ в формуле

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g}$$

справедливы только в том случае, если скорость v отнесена к сечению следующему за местом, которое вызывает потерю.

А. Вход в трубу.

а) Острое ребро входа (черт. 70):

$$\zeta = 0,50.$$

б) Плавный вход (черт. 71). В зависимости от плавности входа:

$$\zeta = 0,04 - 0,10.$$

В среднем можно считать $\zeta = 0,08$.

с) Цилиндрическая труба, примыкающая под углом δ (черт. 72), по Weisbach'у:

$$\zeta = 0,505 + 0,303 \sin \delta + 0,226 \sin^2 \delta. \dots \dots \dots (13)$$

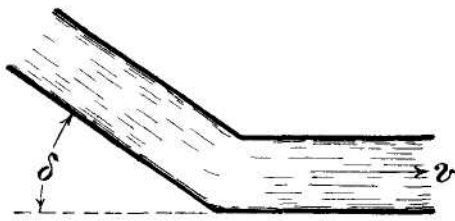
В. Изменение направления скорости.

а) Колено без закругления (черт. 73); по Weisbach'у (опыт с трубой диаметра $d = 30$ мм.)

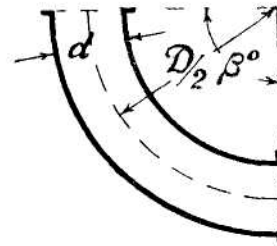
$$\zeta = 0,946 \sin^2 \frac{\delta}{2} + 2,047 \sin^4 \frac{\delta}{2}. \quad \dots \dots \dots (14)$$

δ	20°	40°	60°	80°	90°	100°	120°	140°
ζ	0,046	0,139	0,364	0,740	0,985	1,260	1,861	2,431

Для больших труб коэффициент сопротивления значительно меньше, чем дает эта формула.



Черт. 73



Черт. 74

По Flamant'у для больших труб (при $\delta = 90^\circ$) $\zeta = 0,25$.

б) Колено закругленное (черт. 74); по Weisbach'у при угле закругления $\beta = 90^\circ$:

а) для круглой трубы

$$\zeta = 0,131 + 1,847 \left(\frac{d}{D} \right)^{\frac{7}{2}}, \quad \dots \dots \dots (15)$$

где d — диаметр трубы,

D — диаметр закругления

d/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ζ	0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,978

с) для трубы прямоугольного сечения с размером b в плоскости закругления:

$$\zeta = 0,124 + 3,104 \left(\frac{b}{D} \right)^{\frac{7}{2}}. \quad \dots \dots \dots (16)$$

b/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ζ	0,124	0,135	0,180	0,250	0,398	0,643	1,015	1,546	2,271	3,228

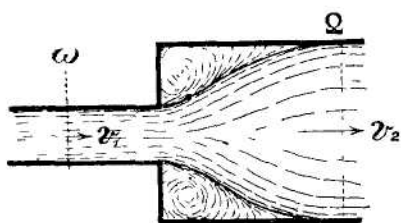
При угле закругления $\beta^\circ \neq 90^\circ$, приведенные значения ζ надо умножить на отношение $\frac{\beta^\circ}{90^\circ}$.

С. Изменение величины скорости.

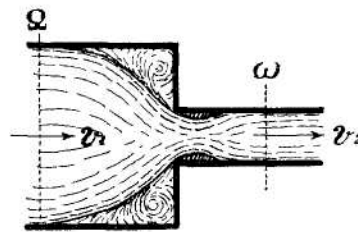
а) Внезапное расширение струи (черт. 75).

Потеря напора в этом случае определяется по Borda (потеря на удар):

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} \left(\frac{v_1}{v_2} - 1 \right)^2. \quad (17)$$



Черт. 75.



Черт. 76.

Так как

$$Q = \omega v_1 = \Omega v_2,$$

то

$$h_w = \left(\frac{\Omega}{\omega} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g}.$$

Следовательно

$$\zeta = \left(\frac{\Omega}{\omega} - 1 \right)^2 \quad (18)$$

б) Внезапное сужение струи (черт. 76); по Weisbach'у:

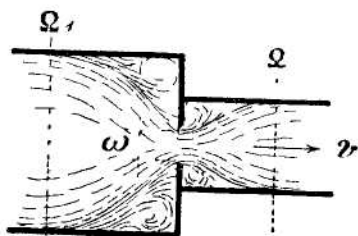
$\frac{\omega}{\Omega}$	0,01	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80
ζ	0,50	0,50	0,42	0,33	0,25	0,15

в) Диафрагма (черт. 77). По Weisbach'у, в случае совершенного сжатия ($\Omega_1 > 20 \omega$, см. стр. 141):

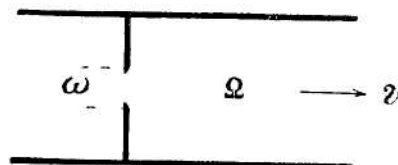
$\frac{\omega}{\Omega}$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
ζ	231,7	50,99	19,78	9,612	5,256	3,077	1,876	1,169	0,734	0,480

d) То же (черт. 78):

$\frac{\omega}{\Omega}$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
ζ	225,9	47,77	17,51	7,801	3,753	1,796	0,797	0,290	0,060	0



Черт. 77.

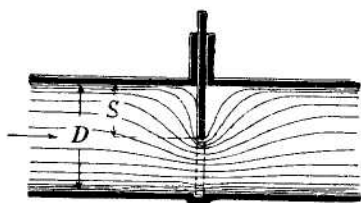


Черт. 78

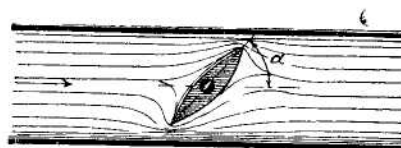
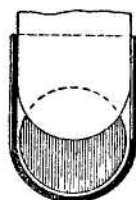
Д. Задвижки, клапана, краны ¹⁾.

а) Задвижка (черт. 79):

$\frac{S}{D}$	0	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$
ζ	0	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8



Черт. 79.



Черт. 80.

б) Поворотный (горловой) клапан (черт. 80):

α	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
ζ	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞

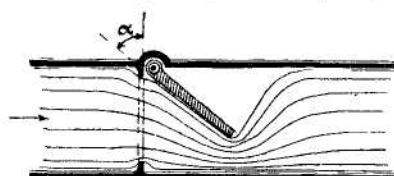
¹⁾ Более подробные данные о коэффициентах сопротивления для клапанов различных систем см. Астров „Гидравлика“ стр 237—241.

с) Шарнирный клапан (черт. 81):

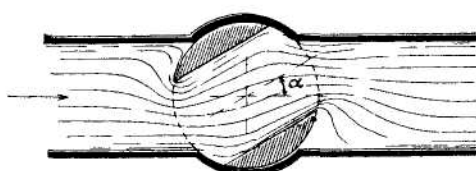
α	70°	65°	60°	55°	50°	45°	40°	35°	30°	25°	20°	15°
ζ	1,7	2,3	3,2	4,6	6,6	9,5	14	20	30	42	62	90

d) Кран (черт. 82):

α	5°	10°	15°	20	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	82 $\frac{1}{3}$ °
ζ	0,05	0,29	0,75	1,56	3,10	5,47	9,68	17,3	31,2	52,6	106	206	486	∞



Черт 81



Черт 82

Е. Предохранительные сетки и обратные клапана всасывающих и заборных труб:

$$\zeta = 5 - 10.$$

Ф. Выход из трубы (при истечении под уровень):

Эти потери учитываются по Borda, т. е. по формуле

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

Весьма часто принимают $v_2 = 0$. Тогда

$$h_w = \frac{v_1^2}{2g}$$

и коэффициент сопротивления при выходе из трубы

$$\zeta = 1.$$

Г. Трубы.

Общее выражение для потерь напора в трубах такое:

$$h_w = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (19)$$

где λ — коэффициент, зависящий от диаметра трубы и степени загрязнения,
 L — длина трубы,
 d — диаметр трубы,
 v — скорость,
 g — ускорение силы тяжести.

Следовательно, коэффициент сопротивления будет:

$$\zeta = \lambda \frac{L}{d} \dots \dots \dots (20)$$

Последнему выражению можно придать такой вид:

$$\zeta = \frac{8gL}{C^2 d} \dots \dots \dots (21)$$

и следовательно

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} \dots \dots \dots (22)$$

Для определения коэффициента C , а следовательно и λ , различными авторами предложено большое число формул, из которых наиболее употребительные приведены в главе VI. Здесь укажем лишь на формулу Darcy, который предложил определять коэффициент λ для чистых водопроводных (чугунных) труб по формуле:

$$\lambda = 0,02 \left(1 + \frac{1}{40d} \right), \dots \dots \dots (23)$$

где d — диаметр трубы в метрах.

Для водопроводных труб, бывших в употреблении, это значение λ (по Sonne) нужно умножить на коэффициент загрязнения σ , зависящий, вообще говоря, от диаметра трубы. Ниже приводится таблица значений λ для чистых и грязных труб, вычисленных по Darcy с поправкой на загрязнение по Sonne.

d	λ чист	σ	λ грязн
0,10	0,0250	2,0	0,0500
0,15	0,0232	1,9	0,0441
0,20	0,0224	1,8	0,0403
0,30	0,0216	1,7	0,0367
0,40	0,0213	1,6	0,0341
0,50	0,0210	1,5	0,0315

Следует иметь в виду, что в своих опытах, послуживших основанием для вышеприведенной формулы, Darcy пользовался трубами диаметром не свыше 0,5 м.

Для труб большого диаметра проф. Б. А. Бахметев принимает:

для клепанных железных труб . . . $\lambda = 0,025$,

„ чугунных и бетонных „ . . . $\lambda = 0,020$.

Все сказанное об учете потерь напора на трение по длине трубы относится к трубам круглого сечения.

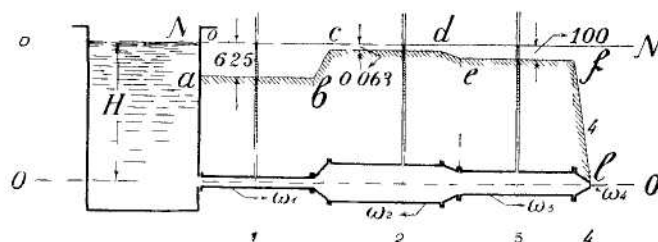
Для труб прямоугольных, а также для труб какого угодно профиля коэффициент сопротивления определяется формулой:

$$\zeta = \frac{2gL}{C^2 R}, \dots \dots \dots (24)$$

где g , L , C — те же величины, что и в формуле (21), а R — гидравлический радиус ¹⁾.

7. Задачи.

ЗАДАЧА № 50. На чертеже 83 изображена система, состоящая из резервуара и трубы переменного сечения, оканчивающейся конически сходящейся короткой трубкой. Пренебрегая сопротивлениями, определить скорость истечения, расход и построить пьезометрическую линию. Дано: напор $H = 25 \text{ м} = \text{const}$; площади сечений трубы: $\omega_1 = 0,4 \text{ дм}^2$, $\omega_2 = 4 \text{ дм}^2$, $\omega_3 = 1 \text{ дм}^2$, $\omega_4 = 0,2 \text{ дм}^2$.



Черт. 83.

При закрытой трубе, т. е. в случае покоя жидкости, в пьезометрах 1, 2 и 3 поставленных в различных сечениях трубы, жидкость будет стоять на одном уровне, совпадающем с прямой NN .

В случае движения жидкости напишем уравнение Бернулли для свободной поверхности жидкости в баке (сечение $0-0$) и для выходного сечения трубы (сечение $4-4$), приняв за плоскость сравнения горизонтальную плоскость $0-0$, проходящую через ось трубы.

Имеем:

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = z_4 + \frac{p_4}{\gamma} + \frac{v_4^2}{2g} \dots \dots \dots (1)$$

В данном случае:

$$z_0 = H; \quad z_4 = 0; \quad p_0 = p_4 = p_a \text{ (атмосферное)}.$$

Предполагая, что поперечное сечение бака достаточно велико, так что скорость v_0 весьма мала и членом $\frac{v_0^2}{2g}$ можно пренебречь, получим уравнение (1) в виде:

$$H = \frac{v_4^2}{2g}$$

¹⁾ Для круглых труб сплошь заполненных $R = \frac{d}{4}$ (см. главу VI)

Откуда скорость

$$v_1 = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 25} = 22,15 \frac{\text{м}}{\text{сек.}} = 221,5 \frac{\text{дм}}{\text{сек.}}$$

и расход

$$Q = \omega_1 v_1 = 0,2 \cdot 221,5 = 44,3 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Исследуем теперь вопрос о распределении давлений. Так как весь существующий напор затрачивается на образование скорости v_1 , то в сечении 4—4 вся энергия, заключающаяся в ед. веса протекающей жидкости, переходит в энергию кинетическую; следовательно, точка, принадлежащая пьезометрической линии в сечении 4—4, будет лежать на прямой 0—0.

Вычислим кинетическую энергию в различных сечениях. Уравнение непрерывности будет:

$$Q = v_1 \omega_1 = v_2 \omega_2 = v_3 \omega_3 = v_4 \omega_4.$$

Отсюда имеем:

$$\frac{v_1}{v_4} = \frac{\omega_4}{\omega_1}.$$

Или

$$v_1^2 = v_4^2 \left(\frac{\omega_4}{\omega_1} \right)^2.$$

Поделив обе части этого равенства на $2g$, получим:

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_4^2}{2g} \left(\frac{\omega_4}{\omega_1} \right)^2.$$

Выражение $\frac{v_1^2}{2g}$, как известно, представляет величину кинетической энергии, отнесенной к единице веса жидкости, в сечении 1—1.

Подставляя численные значения, получим:

$$\frac{v_1^2}{2g} = 25 \left(\frac{0,2}{0,4} \right)^2 = 6,25 \text{ м.}$$

Соответственно для сечений 2—2 и 3—3 получим:

$$\frac{v_2^2}{2g} = 25 \left(\frac{0,2}{4,0} \right)^2 = 0,063 \text{ м.}$$

$$\frac{v_3^2}{2g} = 25 \left(\frac{0,2}{1} \right)^2 = 1,00 \text{ „}$$

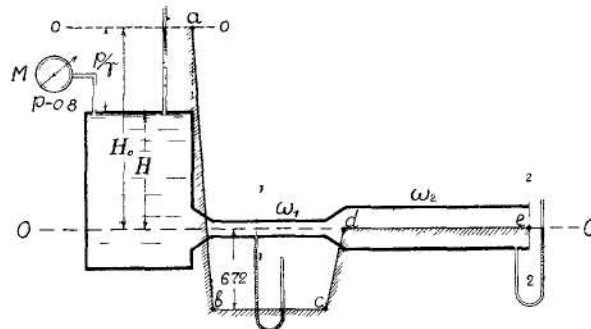
Так как сопротивления отсутствуют, то полная энергия вдоль потока остается величиной постоянной и напорная линия будет прямая NN; кинетическая же энергия для каждого сечения определена, следовательно, потенциальная энергия в любом сечении, что тоже ордината пьезометрической линии, легко может быть найдена, как разность

$$H - \frac{v_1^2}{2g}.$$

Жидкость в пьезометрах будет стоять на различных высотах, а именно: на 6,25 м. ниже прямой NN в пьезометре 1, на 0,063 — в пьезометре 2 и на 1,00 — в пьезометре 3. Пьезометрическая линия будет ломаная линия abcdefl.

ЗАДАЧА № 51. Закрытый сосуд А наполнен жидкостью, которая находится под постоянным манометрическим давлением $p = 0,8$ атм. По трубе переменного сечения жидкость изливается в атмосферу. Пренебрегая сопротивлениями, определить расход и положение пьезометрической линии. Дано: $\omega_1 = 0,12$ дм², $\omega_2 = 0,15$ дм². Высота столба жидкости над осью трубы $H = 4$ м (черт. 84). Вес жидкости

$$\gamma = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}.$$



Черт 84

Если в изображенный на чертеже закрытый сосуд вставить пьезометр, то жидкость поднимется в нем на высоту 8 м (так как $\gamma = 1$). Таким образом, можно вообразить некоторый фиктивный открытый сосуд со свободной поверхностью, расположенной на высоте $H_0 = 12$ м, считая от оси трубы. Очевидно, условия истечения при наличии такого сосуда в действительности, были бы совершенно тождественны с теми, которые имеют место в предлагаемой задаче.

Напишем уравнение Bernoulli для сечений нулевого 0—0 (свободная поверхность фиктивного открытого сосуда с напором $H_0 = 12$ м.) и 2—2, приняв за плоскость сравнения плоскость 0—0:

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

Так как

$$z_0 = H_0; \quad z_2 = 0; \quad p_0 = p_2 = p_a; \quad v_0 = 0,$$

то

$$\frac{v_2^2}{2g} = H_0.$$

Отсюда скорость

$$v_2 = \sqrt{2gH_0} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 12} = 15,35 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

и расход

$$Q = v_2 \omega_2 = 15,35 \cdot 0,15 = 2,30 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Как в сечении 2—2, так и в любом сечении широкой части трубы давление будет равно атмосферному, ибо весь напор идет на образование скорости v_2 и значит пьезометрическая линия для этой части трубы будет совпадать с прямой 0—0.

Для определения давления в узкой части трубы напомним уравнение Bernoulli для сечений 1—1 и 2—2.

Будем иметь:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}.$$

Откуда, припоминая, что $v_1 \omega_1 = v_2 \omega_2$, получим:

$$\frac{p_2 - p_1}{\gamma} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} \left(\frac{v_1^2}{v_2^2} - 1 \right) = \frac{v_2^2}{2g} \left[\left(\frac{\omega_2}{\omega_1} \right)^2 - 1 \right].$$

Так как $\omega_2 > \omega_1$, то правая часть равенства всегда положительна; значит и левая часть должна быть положительной. Следовательно

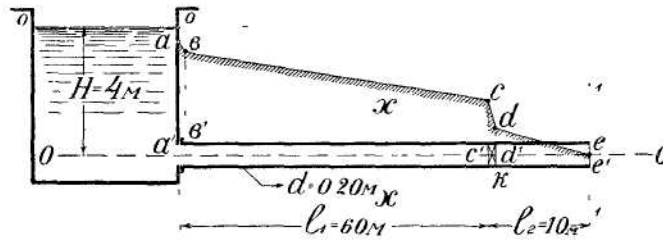
$$p_2 - p_1 > 0 \text{ и } p_2 > p_1.$$

А так как p_2 равно давлению атмосферному, то давление p_1 меньше атмосферного; значит в узкой части трубы имеет место вакуум, величина коего определится:

$$V_{ac} = \frac{v_2^2}{2g} \left[\left(\frac{\omega_2}{\omega_1} \right)^2 - 1 \right] = 12 \left[\left(\frac{0,15}{0,12} \right)^2 - 1 \right] = 6,72 \text{ м.}$$

Жидкость в пьезометре 1 опустится на 6,72 м. ниже прямой 0—0. Пьезометрическая линия будет ломаная abcde.

ЗАДАЧА № 52. Дана система (черт. 85), состоящая из бака и прямого трубопровода с краном К. Определить расход и картину распределения давлений. Размеры на чертеже.



Черт. 85.

Как известно, в случае реальной жидкости, уравнение Bernoulli пополняется членом, учитывающим потери. Если, по предыдущему, принять за плоскость сравнения плоскость 0—0, то уравнение Bernoulli для сечений 0—0 и 1—1 будет иметь вид:

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + \Sigma h_{w1}$$

Так как $p_0 = p_1 = p_a$ (атмосферному), $\frac{v_0^2}{2g} = 0$ (в виду малости скорости v_0), $z_0 = H$ и $z_1 = 0$, то:

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + \Sigma h_{w1}.$$

Для вычисления члена Σh_{w_1} сначала выясним потери в отдельных элементах системы и затем, пользуясь „принципом наложения“, их просуммируем.

В данном случае будут иметь место следующие потери:

1) Потери на вход в трубу:

$$h_{w_1} = \zeta_1 \frac{v_1^2}{2g} = 0,50 \frac{v_1^2}{2g}.$$

2) Потери по длине трубы (по Darcy, для чистых труб):

$$h_{w_2} = \zeta_2 \frac{v_1^2}{2g} = \lambda \frac{L}{d} \frac{v_1^2}{2g} = 0,022 \frac{70}{0,20} \frac{v_1^2}{2g} = 7,7 \frac{v_1^2}{2g}.$$

3) Потери в водопроводном кране:

$$h_{w_3} = \zeta_3 \frac{v_1^2}{2g} = 7 \frac{v_1^2}{2g}.$$

Тогда сумма потерь

$$\Sigma h_{w_1} = (0,5 + 7,7 + 7,0) \frac{v_1^2}{2g} = 15,2 \frac{v_1^2}{2g}$$

и уравнение Bernoulli примет вид:

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + 15,2 \frac{v_1^2}{2g} = 16,2 \frac{v_1^2}{2g}$$

Отсюда скорость истечения

$$v_1 = \sqrt{\frac{2gH}{16,2}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 4}{16,2}} = 2,2 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

и расход

$$Q = v_1 \omega_1 = 2,2 \frac{\pi \cdot 0,2^2}{4} = 0,069 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Построим теперь пьезометрическую линию. Напишем уравнение Bernoulli относительно прежней плоскости сравнения для сечения о — о и какого-либо другого х — х:

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = z_x + \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} + \Sigma h_{w_x}$$

или

$$H + \frac{p_0}{\gamma} = \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} + \Sigma h_{w_x}$$

Так как $v_1 = v_x$ и $p_0 = p_a$, то

$$\frac{p_x - p_a}{\gamma} = H - \left(\frac{v_1^2}{2g} + \Sigma h_{w_x} \right) \dots \dots \dots (*)$$

при чем член Σh_{w_x} учитывает потери от входа в трубу до рассматриваемого сечения $x - x$.

По этому уравнению можно вычислить давление в любом сечении, если известны соответствующие потери.

Вычислим характерные точки пьезометрической линии. Полная энергия в сечении перед входом в трубу представляется напором H . Часть энергии, а именно $\frac{v^2}{2g} = 0,247$ м, переходит в кинетическую—остальная же ее часть расходуется на преодоление сопротивлений, при чем затрачивается:

на сопротивление при входе:

$$h_{w_1} = 0,50 \cdot 0,247 = 0,124 \text{ м,}$$

на трение по длине первого участка трубы:

$$h_{w_2} = 0,022 \frac{60}{0,20} \cdot 0,247 = 1,629 \text{ м,}$$

на сопротивление крана:

$$h_{w_3} = 7,0,247 = 1,729 \text{ м,}$$

на трение по длине второго участка трубы:

$$h_{w_4} = 0,022 \frac{10}{0,20} \cdot 0,247 = 0,271 \text{ м.}$$

Сумма всех этих энергий, очевидно, должна быть равна полной энергии, т. е. H :

$$0,247 + 0,124 + 1,629 + 1,729 + 0,271 = 4,000 \text{ м.}$$

Пользуясь уравнением (*), не трудно подсчитать ординаты пьезометрической линии. Имеем:

$$aa' = H - \frac{v^2}{2g} = 4 - 0,247 = 3,753 \text{ м,}$$

$$bb' = aa' - h_{w_1} = 3,753 - 0,124 = 3,629 \text{ м,}$$

$$cc' = bb' - h_{w_2} = 3,629 - 1,629 = 2,000 \text{ м,}$$

$$dd' = cc' - h_{w_3} = 2,000 - 1,720 = 0,271 \text{ м,}$$

$$ee' = dd' - h_{w_4} = 0,271 - 0,271 = 0.$$

Пьезометрическая линия будет ломаная $abcde$.

ЗАДАЧА № 53. На чертеже 86 изображена система. Определить скорость истечения, расход и картину распределения давлений в двух случаях:

1) пренебрегая сопротивлениями;

2) учитывая сопротивления.

1 случай. Сопротивлений нет.

Уравнение Bernoulli для сечений о—о и 3—3 относительно плоскости сравнения 0—0 после сокращения (см. задачу № 50) будет иметь вид:

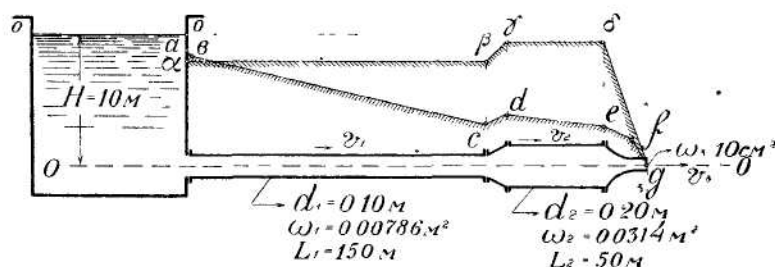
$$H = \frac{v_3^2}{2g}.$$

Отсюда теоретическая скорость

$$v_3 = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 10} = 14 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Теоретический расход

$$Q_T = v_3 \omega_3 = 14 \cdot 0,001 = 0,014 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}} = 14 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$



Черт. 86.

Скоростные напоры определяются:

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_3^2}{2g} \left(\frac{\omega_3}{\omega_1} \right)^2 = 10 \left(\frac{0,001}{0,00786} \right)^2 = 0,162 \text{ м.}$$

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{v_3^2}{2g} \left(\frac{\omega_3}{\omega_2} \right)^2 = 10 \left(\frac{0,001}{0,0314} \right)^2 = 0,01 \text{ „}$$

Пьезометрическая линия будет ломаная $\alpha\beta\gamma\delta g$.

2 случай. Сопротивления имеют место.

В этом случае уравнение Bernoulli пополнится членом, учитывающим сопротивления:

$$H = \frac{v_3^2}{2g} + \sum h_{w_i}.$$

Рассмотрим потери.

1) Потери на вход в трубу:

$$h_{w_1} = \zeta_1 \frac{v_1^2}{2g} = 0,50 \frac{v_1^2}{2g}.$$

2) Потери на трение по длине в узкой части трубы:

$$h_{w_2} = \zeta_2 \frac{v_1^2}{2g} = \lambda \frac{L_1}{d_1} \frac{v_1^2}{2g} = 0,025 \frac{150}{0,10} \frac{v_1^2}{2g} = 37,5 \frac{v_1^2}{2g}.$$

3) Потери на расширение струи (по Borda):

$$h_{w_3} = \zeta_3 \frac{v_2^2}{2g} = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = \left(\frac{0,0314}{0,00786} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = 9 \frac{v_2^2}{2g}$$

4) Потери на трение по длине в широкой части трубы:

$$h_{w_4} = \zeta_4 \frac{v_2^2}{2g} = 0,022 \frac{50}{0,20} \frac{v_2^2}{2g} = 5,5 \frac{v_2^2}{2g}$$

5) Потери на сужение (считая его внезапным):

$$h_{w_5} = \zeta_5 \frac{v_3^2}{2g} = 0,50 \frac{v_3^2}{2g}.$$

Суммируя все эти потери, получим:

$$\begin{aligned} \Sigma h_{w_1} &= (0,50 + 37,5) \frac{v_1^2}{2g} + (9 + 5,5) \frac{v_2^2}{2g} + 0,50 \frac{v_3^2}{2g} = \\ &= 38 \frac{v_1^2}{2g} + 14,5 \frac{v_2^2}{2g} + 0,50 \frac{v_3^2}{2g} \end{aligned}$$

Принимая во внимание, что

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0,0162 \frac{v_3^2}{2g} \quad \text{и} \quad \frac{v_2^2}{2g} = 0,001 \frac{v_3^2}{2g},$$

будем иметь:

$$\Sigma h_{w_1} = (38 \cdot 0,0162 + 14,5 \cdot 0,001 + 0,50) \frac{v_3^2}{2g} \approx 1,12 \frac{v_3^2}{2g}.$$

Подставляя в уравнение Bernoulli, получим:

$$H = \frac{v_3^2}{2g} + 1,12 \frac{v_3^2}{2g} = 2,12 \frac{v_3^2}{2g}.$$

Отсюда действительная скорость истечения

$$v_3 = \sqrt{\frac{2 \cdot g H}{2,12}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 10}{2,12}} = 9,62 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

и расход

$$Q = v_3 \omega = 9,62 \cdot 0,001 = 0,00962 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}} = 9,62 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Отметим здесь, что отношение действительной скорости к теоретической называется коэффициентом скорости; а отношение действительного расхода к теоретическому — коэффициентом расхода.

В данном случае, коэффициент скорости будет:

$$\varphi = \frac{9,62}{14,00} = 0,687$$

и коэффициент расхода:

$$\mu = \frac{Q}{Q_{\tau}} = \frac{9,62}{14,00} = 0,687.$$

Для построения пьезометрической линии, вычислим скоростные напоры и потери в отдельных элементах системы.

Имеем:

$$\frac{v_3^2}{2g} = \frac{H}{2,12} = \frac{10,0}{2,22} = 4,72 \text{ м.}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = 0,0162 \frac{v_3^2}{2g} = 0,0162 \cdot 4,72 = 0,078 \text{ м.}$$

$$\frac{v_2^2}{2g} = 0,001 \frac{v_3^2}{2g} = 0,001 \cdot 4,72 = 0,0047 \text{ м.}$$

1) Потери на вход:

$$h_{v_1} = 0,5 \cdot 0,078 = 0,0388 \text{ м.}$$

2) Потери в узкой части трубы:

$$h_{w_2} = 37,5 \cdot 0,078 = 2,832 \text{ „}$$

3) Потери на расширение струи:

$$h_{w_3} = 9 \cdot 0,0047 = 0,0425 \text{ „}$$

4) Потери в широкой части трубы:

$$h_{w_4} = 5,5 \cdot 0,0047 = 0,0260 \text{ „}$$

5) Потери на сужение:

$$h_w = 0,5 \cdot 4,72 = 2,36 \text{ „}$$

Как и в предыдущей задаче, ординаты пьезометрической линии для любого сечения $x-x$ легко вычислить по формуле (*) (см. задачу № 52).

Пьезометрическая линия будет ломаная abcdefg.

ЗАДАЧА № 54. На чертеже 87 изображена система с краном К, соединяющая два резервуара I и II, разность уровней которых составляет $H = 10$ м. В первом резервуаре манометр показывает $p_m = 3$ атм., во втором — вакуумметр показывает $p_v = 0,5$ атм. Определить расход, протекающий через эту систему из первого резервуара во второй и наибольший вакуум. Размеры на чертеже 87.

Напишем уравнение Bernoulli для сечений $O_1 - O_1$ и $O_2 - O_2$, приняв за плоскость сравнения поверхность жидкости в первом сосуде:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = H + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{w_i}$$

4) Потери на закруглении (при диаметре закругления = 0,34 м):

$$h_{w_4} = 0,25 \frac{v_1^2}{2g}.$$

5) Потери на расширение (предполагая расширение внезапным):

$$h_{w_5} = \left(\frac{0,20^2}{0,15^2} - 1 \right) \frac{v_2^2}{2g} = 0,61 \frac{v_2^2}{2g}.$$

6) Потери в широкой части трубопровода:

$$h_{w_6} = 0,022 \frac{40}{0,20} \frac{v_2^2}{2g} = 4,4 \frac{v_2^2}{2g}.$$

7) Потери на 3-х закруглениях (при диаметре закругления = 0,43 м):

$$h_{w_7} = 3 \cdot 0,25 \frac{v_2^2}{2g} = 0,75 \frac{v_2^2}{2g}.$$

8) Потери на выход (считая, что жидкость во втором резервуаре находится в покое):

$$h_{w_8} = 1 \cdot \frac{v_2^2}{2g}.$$

Суммируя все эти потери, получим:

$$\begin{aligned} \Sigma h_{w_i} &= (0,50 + 2,30 + 5,47 + 0,25) \frac{v_1^2}{2g} + (0,61 + 4,40 + 0,75 + 1,00) \frac{v_2^2}{2g} = \\ &= 8,52 \frac{v_1^2}{2g} + 6,75 \frac{v_2^2}{2g}. \end{aligned}$$

Так как

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} \right)^2 = \frac{v_2^2}{2g} \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^4 = \frac{v_2^2}{2g} \left(\frac{0,20}{0,15} \right)^4 = 3,16 \frac{v_2^2}{2g},$$

то

$$\Sigma h_{w_i} = 8,52 \cdot 3,16 \frac{v_2^2}{2g} + 6,75 \frac{v_2^2}{2g} = 33,66 \frac{v_2^2}{2g}.$$

Припоминая, что

$$h_1 = \frac{p_m}{\gamma} = 30 \text{ м}; \quad h_2 = \frac{p_v}{\gamma} = 5 \text{ м}.$$

и что, следовательно,

$$H_0 = 30 + 5 - 10 = 25 \text{ м},$$

получим для определения скорости v_2 уравнение:

$$33,66 \frac{v_2^2}{2g} = 25.$$

Отсюда

$$v_2 = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 25}{33,66}} = 3,82 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

И, наконец, расход

$$Q = v_2 \omega_2 = 3,82 \frac{\pi \cdot 0,20^2}{4} = 0,12 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Для определения вакуума напишем уравнение Bernoulli для сечений $O_2 - O_2$ и какого-либо другого $x - x$, приняв за плоскость сравнения сечение $O_2 - O_2$:

$$h + \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} = \frac{p_a - p_v}{\gamma} + \sum h_{w_1}.$$

Откуда

$$\text{Vac} = \frac{p_a - p_x}{\gamma} = h + \frac{p_v}{\gamma} + \frac{v_x^2}{2g} - \sum h_{w_1}.$$

Из последнего выражения следует, что наибольший вакуум будет в том сечении верхнего колена, где член $\sum h_{w_1}$ будет наименьшим, при чем сумма потерь должна включать потери от рассматриваемого сечения $x - x$ до сечения $O_2 - O_2$. Таковым сечением будет, очевидно, сечение $m - m$.

Если посчитаем, что длина трубопровода от сечения $m - m$ до резервуара II составляет 20 м, то будем иметь:

$$\sum h_{w_1} = (\zeta_{\text{тр.}} + 2 \zeta_{\text{кол.}} + \zeta_{\text{вых.}}) \frac{v_2^2}{2g} = \left(0,022 \frac{20}{0,20} + 2 \cdot 0,25 + 1 \right) \frac{v_2^2}{2g} = 3,7 \frac{v_2^2}{2g}$$

Тогда наибольший вакуум

$$\text{Vac}_{\text{max.}} = h + \frac{p_v}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} - 3,7 \frac{v_2^2}{2g} = 3 + 5 - 2,7 \frac{3,82^2}{2 \cdot 9,81} = 6,0 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 55. Водомер Venturi. Цилиндрическая труба имеет узкую вставку, изображенную на чертеже 88.

Рассмотрим движение жидкости через такую суженную часть трубы, предполагая, что потерь нет.

Применим уравнение Bernoulli для сечений 1—1 и 2—2, взятых в широкой и узкой частях трубы, приняв за плоскость сравнения плоскость 0—0. Будем иметь:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}.$$

Или, воспользовавшись обозначениями, принятыми на чертеже:

$$h = h_1 - h_2 = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}.$$

Имея в виду, что

$$v_1 = \frac{Q}{\omega_1} \text{ и } v_2 = \frac{Q}{\omega_2},$$

где Q — расход, протекающий через данную трубу,

ω_1 — площадь сечения трубы,

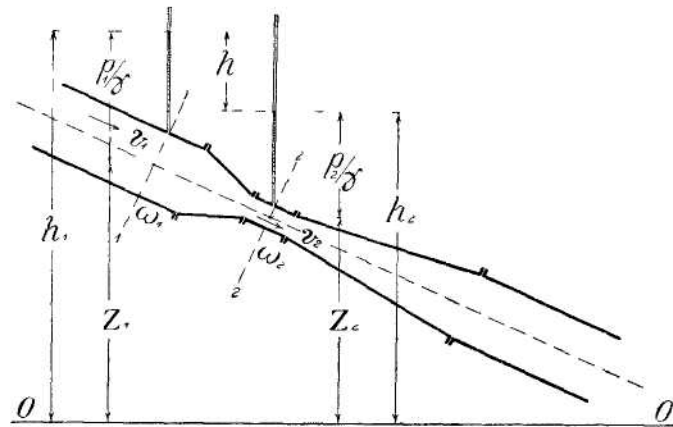
ω_2 — площадь сечения вставки,

получим:

$$h = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\omega_2^2} - \frac{1}{\omega_1^2} \right) = \frac{Q^2}{2g \omega_1^2} \left(\frac{\omega_1^2}{\omega_2^2} - 1 \right).$$

Пусть будет:

$$\frac{\omega_1}{\omega_2} = k.$$



Черт 88

Тогда

$$h = \frac{Q^2}{2g \omega_1^2} (k^2 - 1).$$

Обозначив постоянное для данного водомера выражение

$$\frac{k^2 - 1}{2g \omega_1^2}$$

через $\frac{1}{C_1^2}$, получим:

$$h = \frac{Q^2}{C_1^2},$$

откуда

$$Q = C_1 \sqrt{h} \dots \dots \dots (1)$$

В последнем выражении h представляет разность пьезометрических высот для сечения, взятого до сужения и для сечения, взятого в самом сужении. Таким образом, по данной площади поперечного сечения трубы ω_1 и по данному отношению k — или, что тоже по данной постоянной C_1 , зная разность пьезометрических высот в двух указанных выше сечениях, легко определить расход, протекающий через трубу.

Подобные устройства, получившие название водомеров Venturi, нашли широкое применение в водопроводном деле.

Нужно заметить, что расход, определяемый формулой (1), есть расход теоретический, ибо мы при выводе этой формулы пренебрегали сопротивлениями. В действительности, благодаря наличию сопротивлений, расход будет несколько меньше теоретического и может быть представлен формулой.

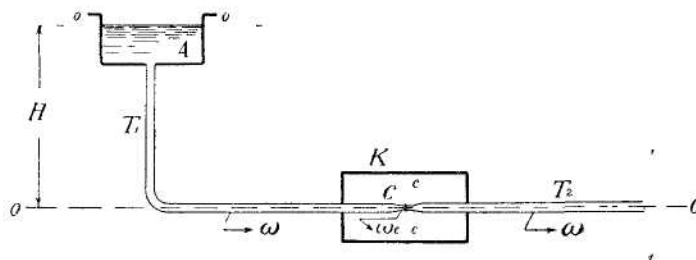
$$Q_d = \mu C_1 \sqrt{h}$$

где коэффициент μ практически можно принимать равным 0,98 для водомеров, бывших в употреблении (загрязненных) и 0,985 — для водомеров новых¹⁾.

Принимая, что коэффициент μ является постоянной величиной для данного водомера и называя произведение μC_1 через C , получим формулу для определения действительного расхода в более простом виде

$$Q_d = C \sqrt{h}$$

ЗАДАЧА № 56. Идея водоструйного насоса. Тем обстоятельством, что с повышением скорости уменьшается давление, пользуются для устройства, так называемых, водоструйных насосов.



Черт 89

Представим себе такую систему (черт. 89). Из бака А вода поступает в трубопровод T_1 , имеющий в конце сопло С; вблизи сопла берет начало второй трубопровод T_2 . Концы трубопроводов заключены в камеру К. Требуется определить, каким условиям нужно удовлетворить, чтобы внутри камеры К поддерживать вакуум заданной величины?

Разберем наиболее простой случай²⁾:

1) Сопротивлениями будем пренебрегать.

2) Будем предполагать установившийся режим в камере К, т. е. будем считать, что давление в камере К понизилось до наименьшей величины и вся вода, поступающая по трубопроводу T_1 , не засасывая воздуха, поступает в трубопровод T_2 .

Кроме того будем считать, что сечения трубопроводов T_1 и T_2 одинаковы и что вода из трубопровода T_2 изливается в атмосферу.

Пусть требуется поддержать внутри камеры вакуум V_{ac} , т. е. должно быть

$$V_{ac} = \frac{p_a - p_c}{\gamma} \dots \dots \dots (1)$$

¹⁾ R. L. Daugherty „Hydraulics“ p. 75, 1919 г

²⁾ Решение более сложной задачи см. А. И. Астров „Гидравлика“, стр. 271.

Для определения вакуума в камере К напомним уравнение Bernoulli для сечений с — с и 1 — 1 относительно плоскости 0 — 0:

$$\frac{\rho_c}{\gamma} + \frac{v_c^2}{2g} = \frac{\rho_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g}.$$

Отсюда

$$\frac{\rho_a - \rho_c}{\gamma} = \frac{v_c^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} \left(\frac{v_c^2}{v_1^2} - 1 \right).$$

Пусть будет:

$$\frac{v_c}{v_1} = k.$$

Тогда

$$\frac{\rho_a - \rho_c}{\gamma} = \frac{v_1^2}{2g} (k^2 - 1) \dots \dots \dots (2)$$

Чтобы определить скорость v_1 , применим уравнение Bernoulli для сечений 0 — 0 и 1 — 1, относительно той же плоскости 0 — 0; получим:

$$H + \frac{\rho_a}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{\rho_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g}.$$

Пренебрегая членом $\frac{v_0^2}{2g}$, в виду малости скорости v_0 , будем иметь:

$$\frac{v_1^2}{2g} = H.$$

Тогда равенство (2) переписется:

$$\frac{\rho_a - \rho_c}{\gamma} = H (k^2 - 1).$$

Приняв это во внимание, переписем равенство (1) так:

$$V_{ac} = H (k^2 - 1).$$

Отсюда следует, что для поддержания в камере К заданного вакуума должно быть выполнено условие:

$$k^2 = \frac{V_{ac}}{H} + 1.$$

ЗАДАЧА № 57. Из открытого резервуара, достаточно больших размеров, вытекает вода по вертикальной трубе. Глубина воды в резервуаре $h = 1,20$ м; длина трубы $L = 12,80$ м, диаметр трубы $d = 0,10$ м. В верхнем конце трубы имеется задвижка. Исследовать движение воды (черт. 90).

Напишем уравнение Bernoulli для сечений 1—1 и 2—2 относительно плоскости сравнения 2 — 2:

$$L + h + \frac{\rho_a}{\gamma} = \frac{\rho_a}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \left(1 + \zeta + \lambda \frac{L}{d} \right) \dots \dots \dots (1)$$

где ρ_a — атмосферное давление,

ζ — коэффициент сопротивления задвижки.

Отсюда

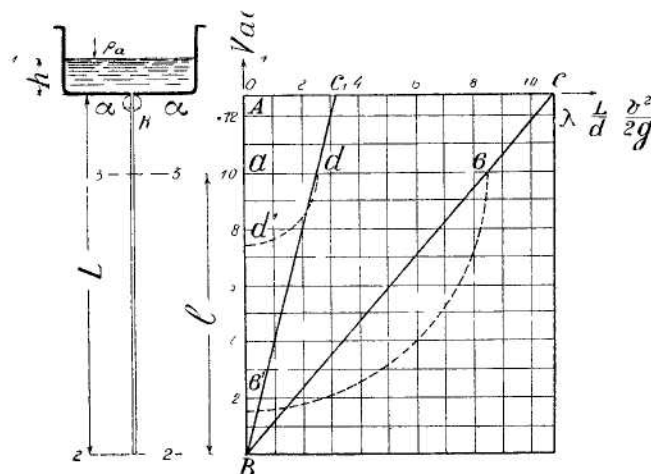
$$\frac{v^2}{2g} = \frac{L+h}{1+\zeta+\lambda \frac{L}{d}} \dots \dots \dots (2)$$

Напишем уравнение Bernoulli для сечения 3—3, определяемого расстоянием l от конца трубы и сечения 2—2:

$$1 + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{d}\right).$$

Откуда

$$Vac = \frac{p_a - p_3}{\gamma} = 1 - \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = 1 \left(1 - \frac{\lambda}{d} \frac{v^2}{2g}\right) \dots \dots \dots (3)$$



Черт 90.

Подставляя в последнее уравнение значение $\frac{v^2}{2g}$ из уравнения (2), получим:

$$Vac. = 1 \left[1 - \frac{\lambda}{d} \frac{L+h}{\left(1+\zeta+\lambda \frac{L}{d}\right)} \right] \dots \dots \dots (4)$$

Отсюда мы видим, что с увеличением l вакуум увеличивается и при наибольшем значении $l_{\max} = L$ вакуум достигнет maximum'a:

$$Vac_{\max} = L \left[1 - \frac{\lambda}{d} \frac{L+h}{\left(1+\zeta+\lambda \frac{L}{d}\right)} \right] \dots \dots \dots (5)$$

Разделим числителя и знаменателя второго члена в квадратной скобке в выражениях (4) и (5) на λ . Получим:

$$Vac. = 1 \left[1 - \frac{L+h}{d \left(\frac{1+\zeta}{\lambda} + \frac{L}{d}\right)} \right] \dots \dots \dots (4')$$

$$Vac_{\max} = L \left[1 - \frac{L+h}{d \left(\frac{1+\zeta}{\lambda} + \frac{L}{d} \right)} \right] \dots \dots \dots (5')$$

Из выражений (4') и (5') мы видим, что с увеличением ζ вакуум увеличивается, а с увеличением h и λ и с уменьшением d вакуум уменьшается. К этому вопросу можно подойти и с другой точки зрения. Из уравнения (3) следует, что вакуум равен расстоянию рассматриваемого сечения 3—3 от конца трубы без высоты напора, потерянного на трение вдоль этого участка трубы. Увеличивая ζ , мы при прочих равных условиях уменьшаем скорость (ур. 2) в трубе и потерю напора, следовательно увеличиваем вакуум. Увеличивая h , мы увеличиваем скорость в трубе и потерю напора, следовательно вакуум уменьшаем. Наконец увеличивая λ , или уменьшая d , хотя мы и уменьшаем скорость, однако потерю напора все таки увеличиваем и следовательно вакуум уменьшаем. Наибольшего значения (теоретически) вакуум достигает при $\lambda = 0$, т. е. при истечении идеальной жидкости. Все изменения ζ , h , λ и d , влекущие уменьшение потери напора вдоль трубы, и в этом смысле как бы приближающие истечение реальной жидкости к истечению жидкости идеальной, увеличивают вакуум и наоборот.

Определять графически вакуум можно следующим образом. Потеря напора вдоль всей трубы

$$h_w = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}.$$

Отложим отрезок $AC = h_w$ (черт. 90) и проведем прямую BC . Тогда, очевидно, потеря напора вдоль любого участка Ba определится отрезком ab прямой параллельной AC . Опишем из точки a дугу радиуса ab . Отрезок Bb' даст величину вакуума в сечении a . С увеличением h и λ и с уменьшением ζ и d , потеря напора, как указано выше, увеличивается, следовательно точки C и b перемещаются вправо и вакуум уменьшается.

При $\zeta = 0$ и $\lambda = 0$ из уравнений (4) и (5) имеем:

$$Vac. = l \text{ и } Vac_{\max} = L.$$

Теоретическая величина вакуума равна 10 м водяного столба; практически же вакуум не бывает больше 7—7,5 м. В том случае, когда

$$Vac. > (7-7,5) \text{ м}$$

происходит разрыв струи, труба работает не полным сечением, давление в трубе равно атмосферному и истечение происходит под напором h .

Полагая в ур. (5') $Vac_{\max} = 7$ м, т. е. предельной величине и преобразовывая уравнение, получим:

$$d (1 + \zeta) (L - 7) = \lambda L (7 + h) \dots \dots \dots (6)$$

Отсюда заключаем, что при $L < 7$, семиметровый вакуум невозможен при $L = 7$ м семиметровый вакуум возможен лишь при $\lambda = 0$ и при $L > 7$ м семиметровый вакуум, вообще говоря, возможен.

Преобразовывая ур. (5'), получим:

$$Vac_{max} = \frac{L[d(1+\zeta) - \lambda h]}{d(1+\zeta) + \lambda L} \dots \dots \dots (7)$$

Поделив числителя и знаменателя на L и перейдя к пределу при $L = \infty$, получим:

$$\lim (Vac_{max})_{L=\infty} = \frac{d(1+\zeta) - \lambda h}{\lambda} \dots \dots \dots (8)$$

Уравнение (7) показывает, что при достаточно больших L возможен вакуум < 7 м, а предельная величина вакуума при $L = \infty$ определяется ур. (8). Напомним еще раз, что уравнение (8) имеет место только тогда, когда $Vac_{max} \leq 7$ м.

Для данных задачи, при $\zeta = 0$, имеем:

$$\lim (Vac_{max})_{L=\infty} = \frac{d}{\lambda} - h = \frac{0,10}{0,025} - 1,2 = 2,8 \text{ м.}$$

Теперь определим влияние ζ на вакуум и расход в нашей задаче. Задаваясь различными углами поворота α клапана, находящегося в начале трубы и пользуясь данными таблицы сопротивления поворотного (горлового) клапана, приведенной на стр. 95, будем вычислять по уравнению (5') вакуум. Результаты вычислений собраны ниже в таблицу, по данным которой построена

α	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
ζ	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	10,8	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞
Vac	2,71	3,31	4,01	4,77	6,11	7,26									
					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
v	7,85	7,60	7,31	6,90	6,37	5,81									
					2,585	2,185	1,804	1,410	1,090	0,835	0,626	0,443	0,302	0,177	0
β					0,577	0,500	0,426	0,357	0,293	0,234	0,181	0,134	0,094	0,060	0
Q	61,6	59,6	57,6	54,2	50,2	45,6									
					11,7	8,56	6,03	3,94	2,51	1,53	0,89	0,47	0,22	0,023	0

кривая ef на черт. 91, дающая вакуум в функции от угла поворота клапана. Из этой кривой видно, что при угле поворота $\alpha \approx 29^\circ$, вакуум достигает предельной величины $= 7$ м; при дальнейшем увеличении угла происходит срыв вакуума, давление падает до атмосферного (во всех сечениях трубы) и истечение происходит под напором $h = 1,20$ м. Таким образом кривая вакуума при изменении угла α от 5° до 90° представится ломаной efgd.

Скорость определится по уравнению (2):

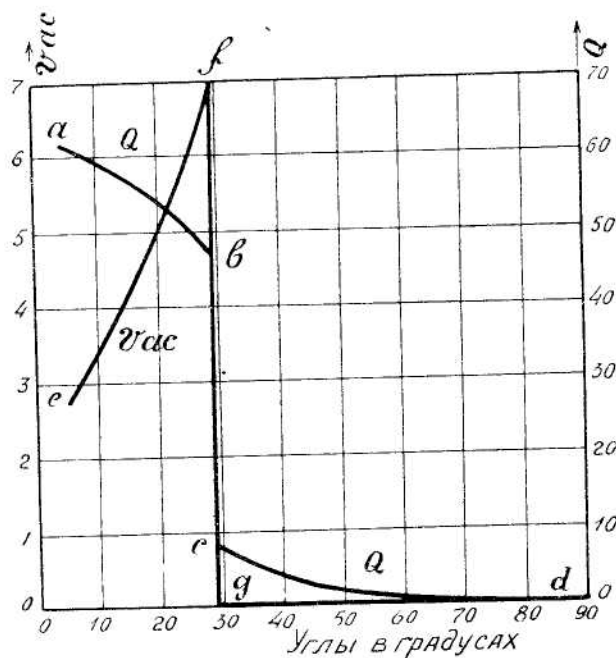
$$v = \sqrt{\frac{2g(L+h)}{1+\zeta + \gamma \frac{L}{d}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 (12,8 + 1,2)}{1 + \zeta + 0,025 \frac{12,8}{0,10}}} = \frac{16,55}{\sqrt{4,2 + \zeta}} \frac{\text{м}}{\text{сек}},$$

где λ взято по Darcy.

Расход

$$Q = \frac{1000 \pi d^2 v}{4} = \frac{1000 \pi \cdot 0,1^2 \cdot 16,55}{4 \sqrt{4,2 + \zeta}} = \frac{130}{\sqrt{4,2 + \zeta}} \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Результаты последних вычислений представлены в той же таблице, по данным которой построена часть кривой расхода ab , соответствующая изменению угла α от 5° до 29° (черт. 91).



Черт. 91.

При дальнейшем увеличении угла поворота клапана, как уже замечено выше, истечение происходит под напором $h = 1,20$ м.

Напишем уравнение Bernoulli для сечений 1—1 и α — α (черт. 90):

$$h + \frac{p_a}{\gamma} = \frac{p_\alpha}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} (1 + \zeta).$$

Так как $p_a = p_\alpha$, то скорость

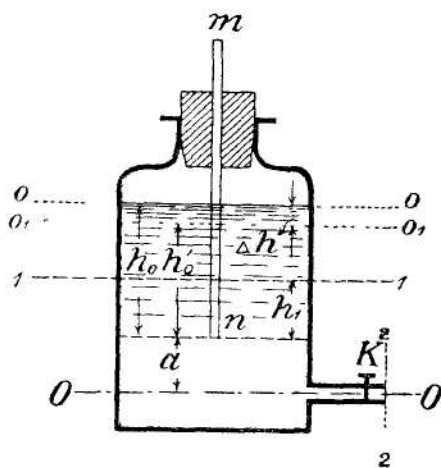
$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1+\zeta}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,2}{1+\zeta}} = \frac{4,84}{\sqrt{1+\zeta}} \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Коэффициенты уменьшения сечения β клапана указаны также в таблице ¹⁾. Принимая коэффициент сжатия = 1, расход определится следующим образом:

$$Q = \frac{1000 \beta \pi d^2 v}{4} = \frac{1000 \beta \pi \cdot 0,1^2 \cdot 4,84}{4 \sqrt{1 - \zeta}} = \frac{38 \beta}{\sqrt{1 - \zeta}} \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Результаты этих вычислений приведены в таблице, по данным которой построена остальная часть кривой расхода abcd. При угле поворота $\alpha = 29^\circ$ происходит резкое изменение расхода.

ЗАДАЧА № 58. Сосуд Mariotte'a. В сосуд, наполненный водою, вставлена при атмосферном давлении открытая сверху и снизу трубка mn.



Черт. 92.

В нижней части боковой поверхности сосуда имеется кран К. Определить скорость истечения из сосуда при открытом кране (черт. 92).

В начале истечения, уровень воды в трубке mn быстро опускается до n и давление в сосуде падает с атмосферного до некоторого p (соответствующего уровню воды $0_1 - 0_1$ в сосуде).

Предполагая давления распределенными по гидростатическому закону, можно написать:

$$p = p_a - \gamma h_0'.$$

Но так как понижение уровня в сосуде Δh в течение этого небольшого периода ничтожно, то, принимая $h_0' = h_0$, будем иметь:

$$p = p_a - \gamma h_0.$$

Теперь рассмотрим подробнее истечение при понижении уровня в сосуде от $0_1 - 0_1$ до n.

Пусть p_1 будет давление в сосуде, соответствующее уровню 1—1. Тогда

$$p_1 = p_a - \gamma h_1. \quad (1)$$

Так как в этот период h_1 уменьшается от $h_0' \approx h_0$ до 0, то давление увеличивается от p до атмосферного при чем объем также увеличивается. Между тем, считая процесс изотермическим (ибо понижение уровня в сосуде совершается медленно и можно считать температуру постоянной), произведение объема воздуха в сосуде на давление должно оставаться постоянным. Для того,

¹⁾ Коэффициент β , см. «Гидравлика», Астрова, стр. 237

чтобы гидравлические и термодинамические уравнения могли бы быть удовлетворены, количество воздуха, находящегося в сосуде должно увеличиться: последний энергично будет засасываться через трубку mn в сосуд.

Напишем уравнение Bernoulli для свободной поверхности 1—1 (соответствующей какому-то промежуточному моменту рассматриваемого периода) и сечения 2—2 относительно плоскости 0—0. Пренебрегая скоростью в сечении 1—1 и потерями на сопротивления, получим:

$$a + h_1 + \frac{p_1}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \quad \dots \quad (2)$$

Из уравнения (1) имеем:

$$\frac{p_1}{\gamma} + h_1 = \frac{p_a}{\gamma}.$$

Подставляя найденное выражение в уравнение (2), получим:

$$a + \frac{p_a}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}.$$

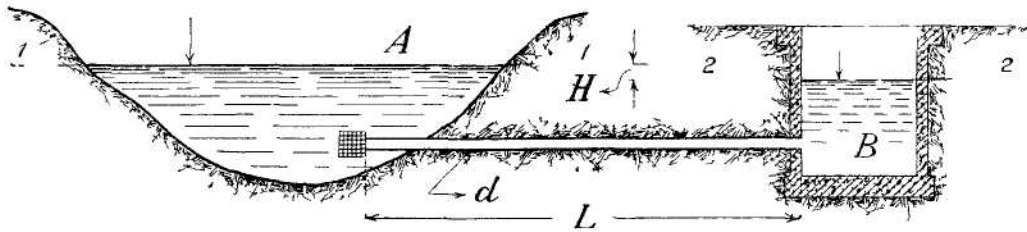
Откуда

$$v_2 = \sqrt{2ga},$$

т. е. в период понижения уровня воды в сосуде от $0_1—0_1$ до конца трубки n истечение происходит при постоянном напоре a .

При дальнейшем понижении уровня в сосуде, ниже конца трубки n , давление в сосуде остается, очевидно, равным атмосферному и истечение будет происходить при переменном напоре, изменяющемся от a до 0.

ЗАДАЧА № 59. Заборная труба. Из реки A вода в количестве $Q = 80 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ самотеком поступает в колодец B по чугунной трубе длины



Черт. 93.

$L = 200$ м. Определить диаметр d трубы, если разность уровней в реке и колодце $H \leq 2,00$ м. и скорость течения воды в трубе $v \leq 1,50 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ (черт. 93).

Напишем уравнение Bernoulli для сечений 1—1 и 2—2, приняв за плоскость сравнения свободную поверхность в колоде В:

$$H + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{w_i}.$$

Пренебрегая членами $\frac{v_1^2}{2g}$ и $\frac{v_2^2}{2g}$ в виду малости скоростей, получим:

$$H = \sum h,$$

т. е. весь заданный напор затрачивается на сопротивления.

Или

$$H = \zeta_c \frac{v^2}{2g},$$

где v — скорость течения в трубе,

ζ_c — коэффициент сопротивления системы.

Отсюда

$$v = \sqrt{\frac{2gH}{\zeta_c}}$$

Обозначая $\sqrt{\frac{1}{\zeta_c}} = \mu_c$ ¹⁾, получим расход в виде

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2gH}.$$

Так как коэффициент сопротивления системы ζ_c , а следовательно, и μ_c зависит от диаметра трубы, то задачу приходится решать подбором.

Определим по данным задачи произведение

$$\mu_c \omega = \frac{Q}{\sqrt{2gH}} = \frac{0,08}{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2}} = 0,0128 \text{ м}^2.$$

Будем теперь, задаваясь различными диаметрами, определять им соответственные $\mu_c \omega$.

Пусть $d = 0,20$ м. Тогда будем иметь:

Площадь трубы:

$$\omega = 0,0314 \text{ м}^2.$$

Коэффициент сопротивления входа (с сеткой):

$$\zeta_{вх} = 6.$$

Коэффициент сопротивления по длине трубы (по Darcy):

$$\zeta_{тр} = \lambda \frac{L}{d} = 0,022 \frac{200}{0,20} = 22$$

Коэф. сопротивления выхода (по Borda):

$$\zeta_{вых} = 1.$$

¹⁾ Коэффициент μ_c называется коэффициентом расхода системы

Общий коэффициент сопротивления

$$\zeta_c = 6 + 22 + 1 = 29$$

и

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{29}} = 0,186.$$

Следовательно

$$\mu_c \omega = 0,186 \cdot 0,0314 = 0,0058 \text{ м}^2.$$

Как видим, диаметр $d = 0,20$ м недостаточен для пропуска данного расхода при условиях задачи.

Задаемся ближайшим большим (по сортаменту) диаметром и производим подобный же расчет. Результаты вычислений приведены в таблице.

d	ω	ζ_c	μ_c	$\mu_c \omega$
0,20	0,0314	29,00	0,186	0,0058
0,25	0,0491	24,60	0,202	0,0099
0,30	0,0707	21,66	0,214	0,0152

Из таблицы следует, что труба диаметром $d = 3$ дм. удовлетворяет поставленным условиям.

Скорость в трубе получается:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,08}{0,0707} = 1,13 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

Следовательно, скорость не превышает максимум'a, поставленного в задаче. Определим теперь действительную разность уровней в реке и колодце.

$$H_d = \Sigma h_{w1} = \zeta_c \frac{v^2}{2g} = 21,66 \frac{1,13^2}{2 \cdot 9,81} = 1,41 \text{ м.}$$

Если бы, при проверке на скорость оказалось, что $v > v_{\max}$, то задачу нужно было бы решать, исходя из заданной максимальной скорости, т. е. определять диаметр трубы из условия:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_{\max}}}$$

Пусть, напр., в условии будет поставлено, что $v \leq 1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Тогда, очевидно, диаметр $= 3$ дм. мал, ибо скорость получается больше заданной.

Определяем диаметр из последней формулы:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,08}{\pi \cdot 1}} = 0,319 \text{ м.}$$

Берем диаметр ближайший больший — $d = 3,50$ дм; тогда

$$\omega = 0,0963 \text{ м}^2$$

и скорость

$$v = \frac{0,08}{0,0963} = 0,83 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Коэффициент сопротивления при этом получается:

$$\zeta_c = 6 + 0,021 \frac{200}{0,35} + 1 = 19$$

и разность уровней

$$H_1 = \zeta_c \frac{v^2}{2g} = 19 \cdot \frac{0,83^2}{2 \cdot 9,81} = 0,667 \text{ м.}$$

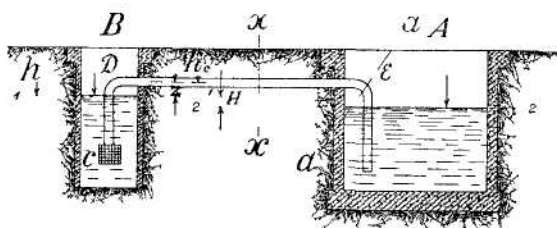
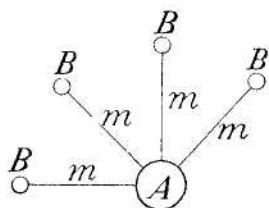
ЗАДАЧА № 60. Сифон. Из колодезь В вода при помощи сифонных труб m подается в сборный колодезь А. Заборный конец сифонов снабжен предохранительной сеткой С. Определить диаметр сифонов и величину наибольшего вакуума, если дано (черт. 94).

расход одного сифона $Q = 40 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$

длина „ „ $L = 150$ м

расстояние свободной поверхности воды в колодезях В от поверхности земли $h = 5$ м

разность уровней воды в колодезях $H = 1$ м.



Черт 94

Уравнение Bernoulli для сечений 1—1 и 2—2 по сокращении будет иметь вид:

$$H = \sum h_{\pi_1}.$$

Или

$$H = \zeta_c \frac{v^2}{2g}.$$

Отсюда скорость воды в сифоне

$$v = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c} 2gH}$$

и расход

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2gH}.$$

Определим по данным задачи произведение

$$\mu_c \omega = \frac{Q}{\sqrt{2gH}} = \frac{0,04}{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1}} = 0,0094 \text{ м}^2.$$

Задаваясь различными значениями d , будем определять им соответствующие значения $\mu_c \omega$.

Пусть $d = 0,20$ м. Тогда

$$\omega = 0,0314 \text{ м}^2.$$

Подсчитаем коэффициент сопротивления системы ζ_c .

1) Сопротивление при входе в трубу

$$\zeta_1 = 5 \text{ (сетка)}.$$

2) Трение по длине трубы (по Darcy)

$$\zeta_2 = 0,022 \frac{150}{0,20} = 16,5.$$

3) Сопротивление на закруглениях (по Weisbach'у), при радиусе закругления $R = 0,215$ м¹⁾.

$$2 \zeta_3 = 2 \cdot 0,25 = 0,50.$$

4) Сопротивление при выходе из трубы (по Borda)

$$\zeta_4 = 1.$$

Следовательно

$$\zeta_c = 5,0 + 16,5 + 0,5 + 1,0 = 23,0.$$

Тогда

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{23}} = 0,208$$

и

$$\mu_c \omega = 0,208 \cdot 0,0314 = 0,0065.$$

Как видим взятый диаметр мал. Берем ближайший больший диаметр (по сортаменту) и вычисляем произведение $\mu_c \omega$. Результаты вычислений сведены в таблице.

d	ω	ζ_c	μ_c	$\mu_c \omega$
0,20	0,0314	23,0	0,208	0,0065
0,25	0,0491	19,7	0,225	0,0110

¹⁾ По нормальному сортаменту

Итак, диаметр $d = 0,25$ м. удовлетворяет в отношении данного расхода. Проверим, какова будет скорость.

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,04}{0,0491} = 0,815 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

При этом разность горизонтов в колодцах получается:

$$H_d = \zeta_c \frac{v^2}{2g} = 19,7 \frac{0,815^2}{2 \cdot 9,81} = 0,667 \text{ м.}$$

Обычно в сифонных трубах допускают скорость не более $1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Таким образом, и в отношении скорости выбранный нами диаметр удовлетворителен.

Если бы при проверке на скорость оказалось, что последняя получается больше допускаемой, то определять диаметр нужно было бы из условия максимальной скорости, т. е. решать вопрос таким же путем, как указано в предыдущей задаче.

Для определения вакуума составим уравнение Bernoulli для сечения 1—1 и какого-либо $x—x$ относительно плоскости 1—1.

Будем иметь:

$$\frac{p_a}{\gamma} = z + \frac{p_x}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + \sum h_{w_x},$$

или

$$\frac{p_a - p_x}{\gamma} = z + \frac{v^2}{2g} (1 - \zeta_x), \dots \dots \dots (*)$$

где ζ_x — коэффициент сопротивления части системы от сечения 1—1 до рассматриваемого $x—x$.

Если часть DE сифона горизонтальна, то максимальное значение вакуума будет, очевидно, на этом участке, именно, в сечении aa , ибо для этого сечения величина ζ_x будет наибольшей.

Глубина заложения сифона h_c обычно задается из условий промерзания грунта; величину эту можно принимать от 1,50 м. до 2,50 м. Таким образом, z является величиною известною.

Пусть $h_c = 2,00$ м. Тогда

$$z = h - h_c = 5 - 2 = 3 \text{ м.}$$

Коэффициент сопротивления

$$\zeta_x = 5 + 0,25 + 0,022 \frac{145}{0,25} = 18,01$$

(при чем длина трубы SE принята равной 145 м.).

Вакуум определится:

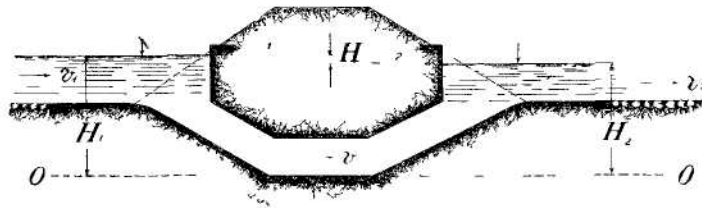
$$V_{ac} = 3 + \frac{0,815^2}{2 \cdot 9,81} (1 + 18,01) = 3,64 \text{ м.}$$

Следует заметить, что с увеличением z величина вакуума увеличивается и может случиться, что вакуум превзойдет теоретически возможную величину. В этом случае, очевидно, произойдет разрыв струи и сифон не будет выполнять своего назначения. За практический предел для вакуума, как указывалось в задаче № 57 следует считать 7—7,5 м. водяного столба.

Если при заданной величине h_c , вакуум оказывается чрезмерно большим, то расчет нужно вести в обратном порядке: задавшись максимальной допускаемой величиной вакуума, нужно определить по уравнению (*) z и затем найти глубину заложения h_c . Очевидно, таким же образом нужно решать задачу и в том случае, когда задается максимальная величина вакуума.

ЗАДАЧА № 61. Определить диаметр железобетонного дюкера под насыпью железной дороги, пропускающего расход $Q = 2 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, если дано:

- 1) скорость подвода v_1 равна скорости отвода v_2 и равна $0,8 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$;
- 2) длина дюкера $L = 15$ м.;
- 3) перепад H не должен превосходить 0,07 м. (черт. 95).



Черт. 95.

Уравнение Bernoulli, написанное для сечений 1—1 и 2—2 относительно плоскости 0—0, будет иметь вид:

$$H_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = H_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_{w_1}.$$

Принимая во внимание, что $v_1 = v_2$; $p_1 = p_2$ и $H_1 - H_2 = H$, получим:

$$H = \Sigma h_{w_1}$$

Подсчитаем потери напора.

1. Потери напора при входе

$$h_{w_1} = 0,50 \frac{v_1^2}{2g}.$$

2. Потери напора на закруглениях (при радиусе закругления = 2,5 м.)

$$h_{w_2} = 2 \cdot 0,15 \frac{v_1^2}{2g} = 0,30 \frac{v_1^2}{2g}.$$

3. Потери напора на трение по длине дюкера (принимая по Бахмету для бетонных труб $\lambda = 0,020$)

$$h_{w_3} = 0,020 \frac{15}{d} \frac{v_3^2}{2g}.$$

4. Потери напора при выходе

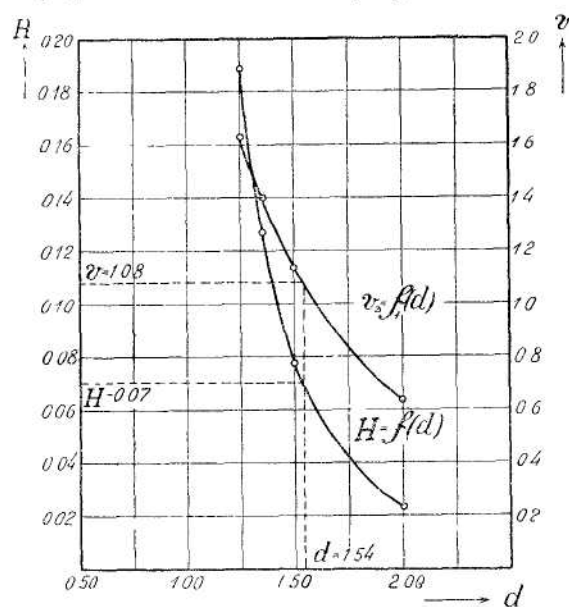
$$h_{w_4} = \frac{(v_3 - v_2)^2}{2g}.$$

Во всех этих выражениях для потерь буквою v_3 обозначена скорость течения в самом дюкере.

Тогда, в силу написанного выше уравнения, будем иметь:

$$H = \left(0,80 + 0,020 \frac{15}{d} \right) \frac{v_3^2}{2g} + \frac{(v_3 - v_2)^2}{2g}.$$

Теперь, задаваясь различными значениями диаметра d , будем определять им соответствующие значения перепада H .



Черт. 96.

Результаты вычислений сведены в таблицу. На основании данных этой таблицы построены кривые (черт. 96)

$$H = f(d) \text{ и } v_3 = f_1(d).$$

d	ω	v_3	H
1,25	1,227	1,630	0,1890
1,35	1,432	1,396	0,1260
1,50	1,766	1,130	0,0776
2,00	3,140	0,638	0,0231

Из построенных кривых видно, что данному значению перепада $H = 0,07$ м. удовлетворяет диаметр дюкера $d = 1,54$ м;

при этом скорость в дюкере получается $v_3 = 1,08 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$

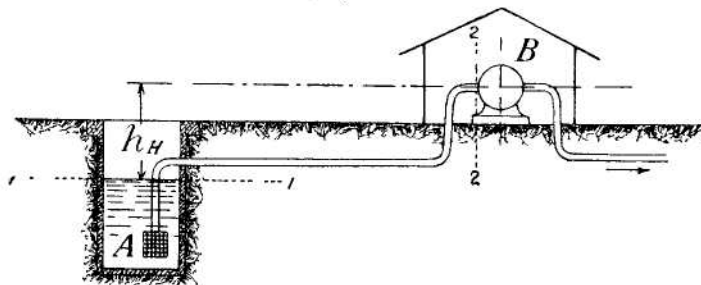
ЗАДАЧА № 62. Центробежный насос В качает воду из колодца А в количестве $Q = 200 \frac{\text{лит}}{\text{сек.}}$ Длина всасывающей трубы $L = 50$ м; труба снабжена предохранительной сеткой и обратным клапаном. Определить диаметр всасывающей трубы и высоту насоса над горизонтом воды в колодце так, чтобы вакуум не превосходил 6 м. водяного столба, если скорость всасывания $v = 0,75 - 1 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$ (черт. 97).

Пусть скорость всасывания $v = 1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Тогда диаметр всасывающей трубы должен быть:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,20}{\pi \cdot 1,0}} = 0,51 \text{ м.}$$

Принимаем $d = 0,5$ м. При этом диаметре скорость в трубе будет:

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0,20}{\pi \cdot 0,5^2} = 1,02 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$



Черт. 97

Для определения высоты насоса h_n напомним уравнение Bernoulli для сечений 1 — 1 и 2 — 2 относительно плоскости 1 — 1.

$$\frac{p_a}{\gamma} = h_n, \quad \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + \sum h_{w1},$$

или

$$\frac{p_a - p_2}{\gamma} = h_n + \frac{v^2}{2g} (1 + \zeta_c).$$

Но

$$\frac{p_a - p_2}{\gamma},$$

есть вакуум во всасывающей трубе — величина заданная. Следовательно, имеем уравнение для определения h_n :

$$h_n = \text{Vac} - \frac{v^2}{2g} (1 + \zeta_c).$$

Подсчитаем коэффициент сопротивления системы.

1) Коэф. сопротивления при входе

$$\zeta_1 = 10 \text{ (сетка и обратный клапан).}$$

2) Коэф. сопротивления на закруглениях (при радиусе закругления = 0,485 м)

$$\zeta_2 = 3 \cdot 0,28 = 0,84.$$

3) Коэф. сопротивления для учета потерь по длине трубы (по Darcy)

$$\zeta_3 = 0,020 \frac{50}{0,50} = 2.$$

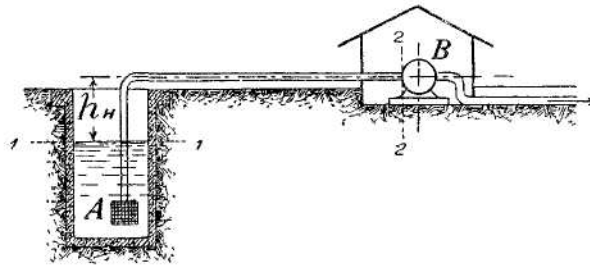
Коэффициент сопротивления системы, таким образом, будет:

$$\zeta_c = 10 + 0,84 + 2 = 12,84$$

И высота насоса определяется:

$$h_n = 6 - \frac{1,02^2}{2 \cdot 9,81} (1 + 12,84) = 5,27 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 63. Насос В качает воду из колодца А в количестве $Q = 120 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Высота насоса над уровнем воды в колодце $h_n = 4,50$ м. Длина всасывающей трубы $L = 50$ м; труба снабжена предохранительной сеткой и обратным клапаном. Определить диаметр всасывающей трубы так, чтобы вакуум в трубе был бы не более 6 м. вод. столба (черт. 98).



Черт. 98.

Как и в предыдущей задаче, применив уравнение Bernoulli для сечений 1 — 1 и 2 — 2, будем иметь:

$$V_{ac} = h_n + \frac{v^2}{2g} (1 + \zeta_c).$$

Откуда

$$v = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_c} (V_{ac} - h_n)}$$

и, следовательно, расход

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2g (V_{ac} - h_n)},$$

где

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_c}}$$

Определим произведение $\mu_c \omega$, пользуясь данными задачи:

$$\mu_c \omega = \frac{Q}{\sqrt{2g (V_{ac} - h_n)}} = \frac{0,12}{\sqrt{2 \cdot 9,81 (6 - 4,5)}} = 0,0221 \text{ м}^2.$$

Теперь, имея в виду, что коэффициент сопротивления системы

$$\zeta_c = \zeta_{вх} + \zeta_{тр} + \zeta_{закр.} = 10 + 0,021 \frac{50}{d} + 0,20,$$

будем задаваться различными диаметрами d и определять им соответствующие значения произведения $\mu_c \omega$. Результаты вычислений сведем в таблицу.

d	ω	ζ_c	μ_c	$\mu_c \omega$
0,30	0,0707	13,86	0,260	0,0184
0,35	0,0962	13,20	0,265	0,0255
0,40	0,1256	12,82	0,269	0,0338

Из этой таблицы следует, что условиям задачи удовлетворяет диаметр $d = 3,50$ дм.

Скорость при этом

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,12}{0,0962} = 1,25 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

и вакуум

$$V_{ac} = h_n + \frac{v^2}{2g} (1 + \zeta_c) = 4,50 + \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} (1 + 13,20) = 5,63 \text{ м.}$$

Если заданы предельные значения V_{ac} , h_n и v , то задачу следует решать следующим образом.

Из уравнения

$$V_{ac} = h_n + \frac{v^2}{2g} (1 + \zeta_c)$$

определяем коэффициент сопротивления системы

$$\zeta_c = \frac{(V_{ac} - h_n) 2g}{v^2} - 1.$$

Далее, задаваясь различными значениями диаметра d , будем определять им соответствующие значения коэф. сопротивления ζ_c и возьмем тот диаметр, которому соответствует ζ_0 ближайшее меньшее ζ_c .

ЗАДАЧА № 64. На чертеже 99 изображена схема турбинной установки. Из напорного бассейна А железным клепанным трубопроводом (длина $L = 30$ м; диаметр $d = 1,0$ м.) вода подводится к турбине Т, находящейся в цилиндрическом кожухе. Пройдя рабочее колесо турбины, вода поступает в отсасывающую трубу п и затем в нижний бьеф. Длина отсасывающей трубы равна $L_2 = 6$ м. Входной диаметр отсасывающей трубы $D_1 = 0,76$ м; выходной — $D_2 = 1,40$ м. Горизонт воды в верхнем бьефе расположен на высоте $H_1 = 10$ м. над плоскостью, проходящей через ось турбины; горизонт воды в нижнем бьефе — на $H_2 = 5$ м. ниже той же плоскости. Расход турбины $Q = 1,60 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; скорость в начале отсасывающей трубы $v_3 = 3,53 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$; скорость, с которой вода покидает отсасывающую трубу, $v_1 = 1,04 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$ Определить:

1. напор, полезно используемый турбиной при данном ее расположении над уровнем нижнего бьефа;

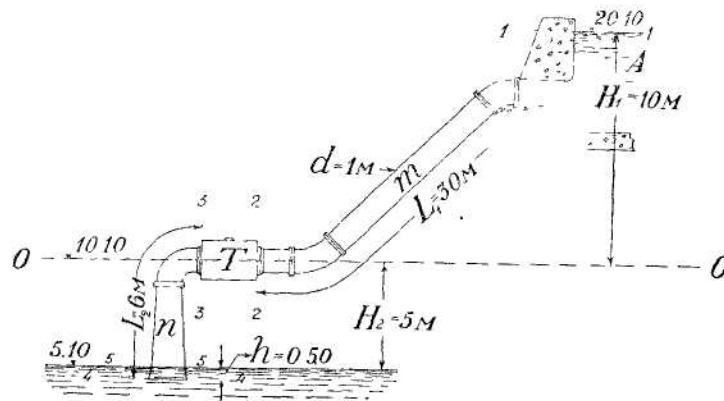
2. величину давления p непосредственно перед входом в турбинную камеру (сечение 2 — 2);

3. величину вакуума в отсасывающей трубе;

при чем, при рассмотрении первого вопроса пренебречь потерями напора на сопротивления.

1) Напишем уравнение Bernoulli для сечений 1 — 1 и 2 — 2, приняв за плоскость сравнения плоскость 0 — 0:

$$H_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \dots \dots \dots (1)$$



Черт. 99.

Напишем подобное же уравнение для сечений 3 — 3 и 4 — 4 относительно той же плоскости:

$$-(H_2 + h) + \frac{p_4}{\gamma} + \frac{v_4^2}{2g} = \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g}$$

Выражение

$$E_2 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

представляет полную энергию¹⁾, заключающуюся в ед. веса воды, непосредственно перед рабочим колесом.

Выражение

$$E_3 = \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g}$$

представляет полную энергию, заключающуюся в ед. веса воды, непосредственно после рабочего колеса. Следовательно, разность этих энергий даст ту энергию, которую оставляет в рабочем колесе каждая ед. веса, протекающей через турбину, воды, т. е.

$$E = E_2 - E_3 = H_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + H_2 + h - \frac{p_4}{\gamma} - \frac{v_4^2}{2g}$$

¹⁾ Относительно плоскости 0 — 0.

Так как

$$\frac{p_1}{\gamma} - h = \frac{p_a}{\gamma}$$

и $p_1 = p_a$, где p_a — атмосферное давление, то, принимая во внимание, что скорости v_1 и v_2 малы, из последнего выражения получим:

$$E = H_1 - H_2.$$

Таким образом, несмотря на то, что турбина расположена на 5 м. выше горизонта нижнего бьефа, весь имеющийся напор используется турбиной. В этом и заключается идея отсасывающей трубы.

Само собою разумеется, что в действительности часть напора теряется на сопротивления. Следует заметить, что в новейших турбинных установках коэффициент полезного действия довольно высок и существуют установки, турбины которых используют 94,5% имеющегося напора ¹⁾.

2) Скорость движения воды в трубопроводе определится:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 1,6}{\pi \cdot 1,0^2} = 2,04 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Пополнив уравнение (1) членом, учитывающим потери на сопротивления, получим:

$$H_1 - \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_{w_i}$$

Так как $v_2 = v$, а величиною $\frac{v_1^2}{2g}$ можно пренебречь в виду ее малости, то избыточное давление в сечении 2 — 2 будет:

$$\frac{p_m}{\gamma} = \frac{p_2 - p_a}{\gamma} = H_1 - \frac{v^2}{2g} (1 - \zeta_c)$$

Подсчитаем потери.

1) Потери на вход (закругленный вход)

$$h_{w_1} = 0,1 \frac{v^2}{2g}.$$

2) Потери на закруглениях в трубопроводе (при радиусе закругления $R = 2,4$ м.)

$$h_{w_2} = 2 \cdot 0,15 \frac{v^2}{2g} = 0,30 \frac{v^2}{2g}.$$

3) Потери по длине трубопровода (принимая по Бахметеву для клепанных труб $\lambda = 0,025$)

$$h_{w_3} = 0,025 \frac{30}{1} \frac{v^2}{2g} = 0,75 \frac{v^2}{2g}.$$

Сумма потерь

$$\Sigma h_{w_i} = (0,10 + 0,30 + 0,75) \frac{v^2}{2g} = 1,15 \frac{v^2}{2g}$$

¹⁾ Гидроэлектрическая станция „Trollhättan“ (Швеция).

Тогда искомое давление

$$\frac{p_m}{\gamma} = 10 - \frac{2,04^2}{2 \cdot 9,81} (1 + 1,15) = 9,55 \text{ м.}$$

3) Относя уравнение Bernoulli, написанное выше для сечений 3—3 и 4—4, к плоскости сравнения 5—5 и дополняя его членом, учитывающим потери в отсасывающей трубе, получим:

$$H_2 + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g} = \frac{p_a}{\gamma} + \frac{v_4^2}{2g} + h_{w_{тр}}.$$

Откуда искомый вакуум

$$V_{ac} = \frac{p_a - p_3}{\gamma} = H_2 + \frac{v_3^2 - v_4^2}{2g} - h_{w_{тр}}.$$

Из этого выражения, между прочим, следует, что в отсасывающей трубе давление всегда меньше атмосферного, ибо правая часть последнего выражения всегда положительна: H_2 — существенно положительная величина, v_3 всегда больше v_4 , а величина последнего члена, как увидим ниже, незначительна по сравнению с первыми двумя.

Вычислим вакуум. Потерю напора в отсасывающей трубе определим по формуле Flamant'a, преобразованной для конической трубы ¹⁾.

$$h'_{w_{тр}} = 0,00041 \left(\frac{1}{D_1^{3,75}} - \frac{1}{D_2^{3,75}} \right) \frac{Q^{1,7}}{\operatorname{tg} \frac{\gamma}{2}},$$

где D_1 — входной диаметр трубы,

D_2 — выходной „ „

Q — расход турбины,

γ — угол конусности трубы.

Очевидно

$$\operatorname{tg} \frac{\gamma}{2} = \frac{D_2 - D_1}{2L}.$$

Следовательно

$$h'_{w_{тр}} = 0,00041 \left(\frac{1}{0,76^{3,75}} - \frac{1}{1,40^{3,75}} \right) \frac{1,6^{1,75} \cdot 2 \cdot 6}{1,40 - 0,76} = 0,043 \text{ м.}$$

При наличии в трубе одного закругления эту потерю нужно увеличить на 25%, т. е.

$$h_{w_{тр}} = 1,25 \cdot 0,043 = 0,0537 \text{ м.}$$

Следовательно, величина вакуума

$$V_{ac} = 5 + \frac{3,53^2 - 1,04^2}{2 \cdot 9,81} - 0,0537 = 5,527 \text{ м.}$$

¹⁾ Проф. И. Г. Есьман „Водяные турбины“ стр. 77. 1917 г.

ГЛАВА III.

Истечение из отверстий.

1. Истечение при постоянном напоре.

А. Истечение из малых отверстий.

Рассмотрим истечение из отверстия в тонкой стенке.

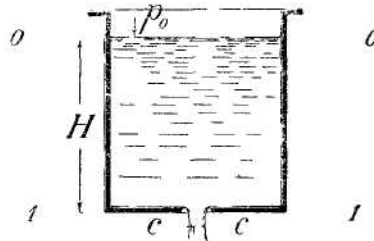
Если предположить, что 1) движение жидкости установилось, 2) истечение происходит в атмосферу и 3) площадь отверстия мала по сравнению с площадью сосуда ($\Omega/\omega \gg 20$, где Ω —площадь сосуда, ω —площадь отверстия), то, применяя уравнение Bernoulli к сечениям 0—0 и 1—1 (черт. 100) и пренебрегая величиной скорости в сечении 0—0 и потерями энергии на преодоление сопротивлений при истечении, получим.

$$H = \frac{v^2}{2g} \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

где H — напор над центром тяжести отверстия.

Отсюда теоретическая скорость истечения

$$v = \sqrt{2gH} \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$



Черт 100

Эта формула, данная еще Torricelli, показывает, что скорость истечения жидкости равна скорости свободно падающего тела с высоты H . В действительности скорость истечения будет несколько меньше теоретической.

В самом деле, струя по выходе из отверстия претерпевает сжатие и только в этом сжатом сечении движение можно считать параллельно-струйным. В плоскости же отверстия движение таковым не будет и, следовательно, к сечению 1—1 уравнение Bernoulli применять нельзя. Кроме того, вследствие нарушения характера движения и в виду отсутствия совершенного параллелизма струй в сжатом сечении, а также в виду отсутствия равенства скоростей элементарных струек и существования трения, происходит известная потеря энергии.

Если назовем коэффициент сопротивления при истечении через ζ , то применив уравнение Bernoulli к сечениям 0—0 и С—С, получим

$$H = (1 + \zeta) \frac{v_c^2}{2g} \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Отсюда скорость в сжатом сечении:

$$v_c = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta}} \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (4)$$

Или, положив

$$\frac{1}{\sqrt{1+\zeta}} = \varphi \dots \dots \dots (5)$$

получим:

$$v_c = \varphi \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (6)$$

Коэффициент φ , всегда меньший единицы, носит название коэффициента скорости. Площадь сжатого сечения струи

$$\omega_c = \alpha \omega \dots \dots \dots (7)$$

Коэффициент α называется коэффициентом сжатия.

Расход через отверстие

$$Q = v_c \omega_c = \alpha \varphi \omega \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (8)$$

Обозначив

$$\mu = \alpha \varphi, \dots \dots \dots (9)$$

будем иметь формулу для определения расхода через отверстие в тонкой стенке:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (10)$$

Коэффициент μ будем называть коэффициентом расхода.

Обычно коэффициенты μ и α определяются опытным путем; коэффициент φ вычисляется.

Если скоростью в сечении 0—0 пренебречь нельзя, то скорость в сжатом сечении С—С определится так:

$$v_c = \varphi \sqrt{2g \left(H + \frac{v_0^2}{2g} \right)} \dots \dots \dots (11)$$

и соответственно расход

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g \left(H + \frac{v_0^2}{2g} \right)} \dots \dots \dots (12)$$

Обозначая напор, исправленный на скорость подхода, через H_0 , т. е. полагая

$$H_0 = H - \frac{v_0^2}{2g} \dots \dots \dots (13)$$

получим:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_0} \dots \dots \dots (14)$$

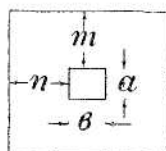
В зависимости от расположения отверстия, из которого происходит истечение, относительно стенок сосуда, встречаются различные случаи сжатия.

Если отверстие никакой частью своего периметра не примыкает к стенкам сосуда, так что струя непосредственно перед выходом из отверстия не соприкасается со стенками сосуда, то сжатие струи называется полным (черт. 100 и 103).

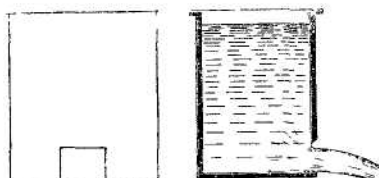
Полное сжатие может быть совершенным и несовершенным. Совершенное сжатие характеризуется наименьшими коэффициентами сжатия и расхода и получается в том случае, если отверстие расположено на таком расстоянии от стенок сосуда, что последние не оказывают влияния на истечение.

Опытом установлено, что совершенное сжатие имеет место при следующих соотношениях (черт. 101): $m > 3b$, $n > 3a$.

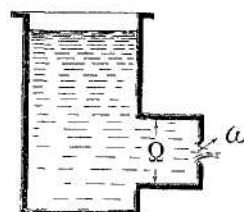
Если отверстие какой-либо частью своего периметра примыкает хотя бы к одной из стенок сосуда, то на этой части периметра сжатие устраняется и получается неполное сжатие.



Черт. 101.



Черт. 102.



Черт. 103.

Например, на черт. 102 сжатие струи отсутствует в нижней ее части, тогда как с боков и сверху она сжата. В зависимости от расположения отверстия сжатие струи может быть устранено либо с одной, либо с двух и трех сторон ее, либо, наконец, устранено совсем (см. ниже — истечение через насадки).

Неполное сжатие увеличивает коэффициент расхода.

Для малых круглых и квадратных отверстий в тонкой стенке, в случае совершенного сжатия, можно принять на основании многочисленных опытов следующие средние значения коэффициентов:

$$\alpha = 0,64; \quad \varphi = 0,97; \quad \mu = 0,62$$

при этом

$$\zeta = \frac{1}{\varphi^2} - 1 = 0,06.$$

Из нижеприведенных таблиц (№ 3 и № 4) опытных значений коэффициента расхода для малых отверстий при совершенном сжатии следует (первые четыре графы таблиц), что, как с увеличением напора при данном отверстии, так и с увеличением размеров отверстия при данном напоре, коэффициент μ уменьшается.

В случае несовершенного сжатия коэффициент расхода может быть вычислен по следующим опытным формулам Weisbach'a:

для круглых отверстий: $\mu = \mu_0 (1 + l) \dots \dots \dots (15)$

для прямоугольных отверстий: $\mu = \mu_0 (1 + l_1) \dots \dots \dots (16)$

где μ_0 — коэффициент расхода для того же отверстия при совершенном сжатии, l и l_1 — величины, зависящие от отношения площади отверстия к площади сосуда, т. е. от $\frac{\omega}{Q}$.

Значения l и l_1 для сосуда, в котором отверстие концентрично с сечением самого сосуда (черт. 100), приведены в таблице № 1¹⁾.

ТАБЛИЦА № 1.

$\frac{w}{\Omega}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
l	0,007	0,014	0,023	0,034	0,045	0,059	0,075	0,092	0,112	0,134	0,161	0,189	0,260	0,351	0,471	0,631
l_1	0,009	0,019	0,030	0,042	0,056	0,071	0,088	0,107	0,128	0,152	0,178	0,208	0,278	0,365	0,473	0,608

Для случая, изображенного на черт. 103, значения l приведены в таблице № 2¹⁾.

ТАБЛИЦА № 2.

$\frac{w}{\Omega}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
l	0,013	0,027	0,043	0,060	0,080	0,102	0,127	0,152	0,181	0,227

Коэффициент расхода при неполном сжатии в случае истечения в атмосферу можно вычислять по формулам Bidon'a:

для прямоугольных отверстий:

$$\mu = \mu_0 \left(1 - 0,152 \frac{n}{p} \right) \dots \dots \dots (17)$$

для круглых отверстий:

$$\mu = \mu_0 \left(1 - 0,128 \frac{n}{p} \right) \dots \dots \dots (18)$$

где μ_0 — коэффициент расхода для данного отверстия при полном сжатии ($n = 0$);

n — часть периметра отверстия, на которой устранено сжатие;

p — полный периметр отверстия.

Истечение под уровень. Выше предполагалось, что истечение происходит в атмосферу. В случае, если истечение происходит под уровень (черт. 104), то формулы для скорости и расхода, приведенные выше, остаются справедливыми, если под H подразумевать разность уровней перед отверстием и за отверстием, т. е.

$$H = H_1 - H_2, \dots \dots \dots (19)$$

или, в случае учета скорости подхода

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}.$$

¹⁾ Проф. А. И. Астров, Гидравлика, стр. 122, 1911 г

В. Истечение из больших отверстий.

С практической стороны наибольшее значение имеет случай истечения из отверстий больших. К сожалению большие отверстия в экспериментальном отношении изучены значительно меньше, чем отверстия малые, почему и не представляется возможным дать более или менее точные коэффициенты, характеризующие явление истечения из таких отверстий.

На основании имеющегося опытного материала гидравлика сохраняет для определения расхода при больших отверстиях формулу того же типа, что и при малых:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g H_0}$$

где ω — площадь отверстия;

H_0 — напор в центре тяжести отверстия, исправленный на скорость подхода;

μ — коэффициент расхода.

Что касается последнего, то о нем, в случае отверстия в тонкой стенке при совершенном сжатии, на основании опытов Hamilton Smith'a, Poncelet и Lesbros (см. таблицы № 3, № 4 и № 5), можно сказать следующее:

1. С увеличением напора коэффициент μ сначала увеличивается, затем несколько уменьшается.
2. С увеличением напора уменьшается влияние величины отверстия на коэффициент μ .
3. С увеличением отверстия коэффициент μ несколько уменьшается.
4. Чем щелевиднее отверстие, тем больше коэффициент μ .

При решении практических вопросов в случае совершенного сжатия обыкновенно принимают (в среднем) $\mu = 0,60$.

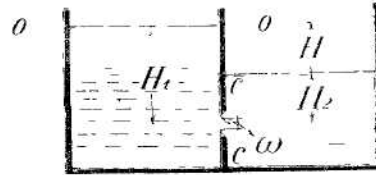
Если сжатие струи несовершенное или неполное, то коэффициент расхода, μ соответственно увеличивается, при чем истинное его значение может быть определено по тем же формулам, которые приведены выше для отверстий малых.

Weisbach для больших прямоугольных отверстий в случае истечения в атмосферу для определения истинного значения коэффициента μ при неполном сжатии дает следующую формулу:

$$\mu = \mu_0 \left(1 + 0,157 \frac{n}{p} \right) \dots \dots \dots (23)$$

где μ_0 , n и p имеют те же значения, что и в формулах Bidon'a.

Считаем не лишним привести здесь цифры, полученные экспериментаторами Lesbros и Graeff'ом (таблицы №№ 6 и 7) в результате опытов над истечением при неполном сжатии. Заметим, что из испытанных ими моделей (черт. 105) наибольший интерес с практической стороны представляют модели Е и G (Е — сжатие устранено с одной стороны, напр., истечение из-под щита, когда ширина отверстия меньше ширины подводящего канала; G — сжатие



Черт. 104.

ТАБЛИЦА № 3.

Коэффициенты расхода μ для круглых отверстий в вертикальной тонкой стенке по опытам Hamilton Smith'a.

Напор в центре отверстия (метр)	Диаметр отверстия в м.					
	0,0061	0,0152	0,0304	0,0608	0,182	0,304
0,122	—	0,631	0,618	—	—	—
0,152	—	0,627	0,615	0,600	0,592	—
0,182	0,655	0,624	0,613	0,601	0,593	—
0,213	0,651	0,622	0,611	0,601	0,594	0,590
0,243	0,648	0,620	0,610	0,601	0,594	0,591
0,274	0,646	0,618	0,609	0,601	0,595	0,591
0,304	0,644	0,617	0,608	0,600	0,595	0,591
0,426	0,638	0,613	0,605	0,600	0,596	0,593
0,608	0,632	0,610	0,604	0,599	0,597	0,595
0,912	0,627	0,606	0,603	0,599	0,598	0,597
1,216	0,623	0,605	0,602	0,599	0,597	0,596
1,824	0,618	0,604	0,600	0,598	0,597	0,596
2,432	0,614	0,603	0,600	0,598	0,596	0,596
3,040	0,611	0,601	0,598	0,597	0,596	0,595
6,080	0,601	0,598	0,596	0,596	0,596	0,594
30,400	0,593	0,592	0,592	0,592	0,592	0,592

устранено с трех сторон, напр., истечение из-под щита, когда ширина отверстия равна ширине подводящего канала).

Из приведенных цифр, относящихся к случаю истечения в лоток, видно, что лоток, вообще говоря, уменьшает коэффициент расхода. Отметим, что при отверстии типа G (черт. 105), которому соответствует тип D в таблице № 7, коэффициент μ возрастает довольно значительно и при малых напорах достигает величины 0,70.

При расчете отверстий шлюзов, разборчатых плотин и т. д., коэффициент расхода обыкновенно принимают более высоким. Так напр., проф. Павловский приводит следующие значения коэффициента расхода, применяемые в американской и английской практике ¹⁾.

¹⁾ Проф Н Н Павловский — «Гидравлический справочник» стр 38.

ТАБЛИЦА № 4.

Коэффициенты расхода μ для квадратных отверстий в вертикальной тонкой стенке по опытам Hamilton Smith'a.

Напор в центре отверстия. (мтр.).	Сторона квадрата в м.					
	0,0061	0,0152	0,0304	0,061	0,182	0,304
0,122	—	0,637	0,621	—	—	—
0,152	—	0,633	0,619	0,605	0,597	—
0,182	0,660	0,630	0,617	0,605	0,598	—
0,213	0,656	0,628	0,616	0,605	0,599	0,596
0,243	0,652	0,625	0,615	0,605	0,600	0,597
0,274	0,650	0,623	0,614	0,605	0,601	0,598
0,304	0,648	0,622	0,613	0,605	0,601	0,599
0,426	0,642	0,618	0,610	0,605	0,602	0,601
0,608	0,637	0,615	0,608	0,605	0,604	0,602
0,912	0,632	0,612	0,607	0,605	0,604	0,603
1,216	0,628	0,610	0,606	0,605	0,603	0,602
1,824	0,623	0,609	0,605	0,604	0,603	0,602
2,432	0,619	0,608	0,605	0,604	0,603	0,602
3,040	0,616	0,606	0,604	0,603	0,602	0,601
6,080	0,606	0,603	0,602	0,602	0,601	0,600
30,400	0,599	0,598	0,598	0,598	0,598	0,598

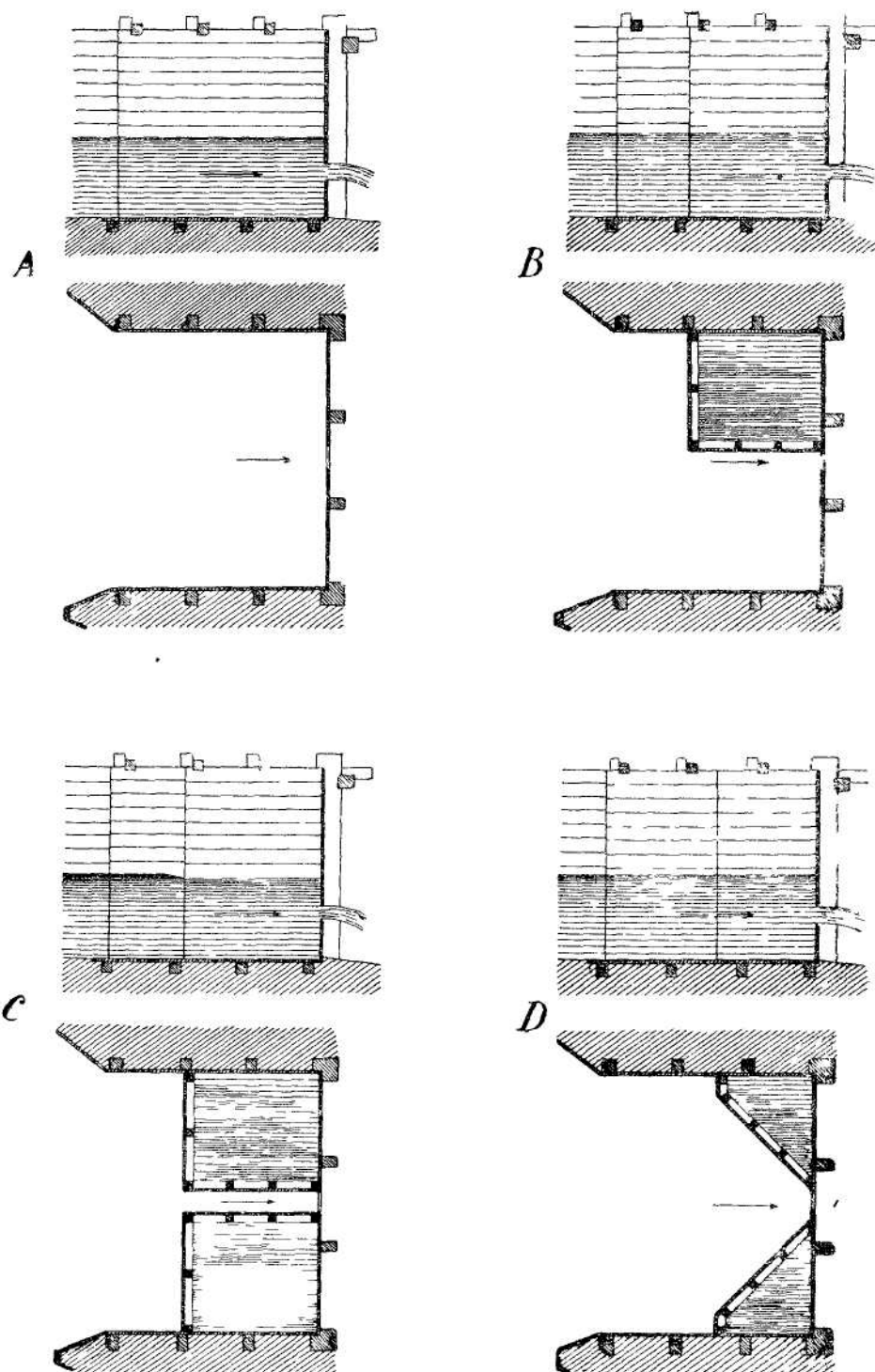
1) Отверстия больших размеров, с несовершенным, но все-сторонним сжатием, без более точного определения условий подхода к отверстию в среднем $\mu = 0,70$.

2) Отверстия с умеренным боковым сжатием, но вовсе без сжатия по дну $\mu = 0,80$.

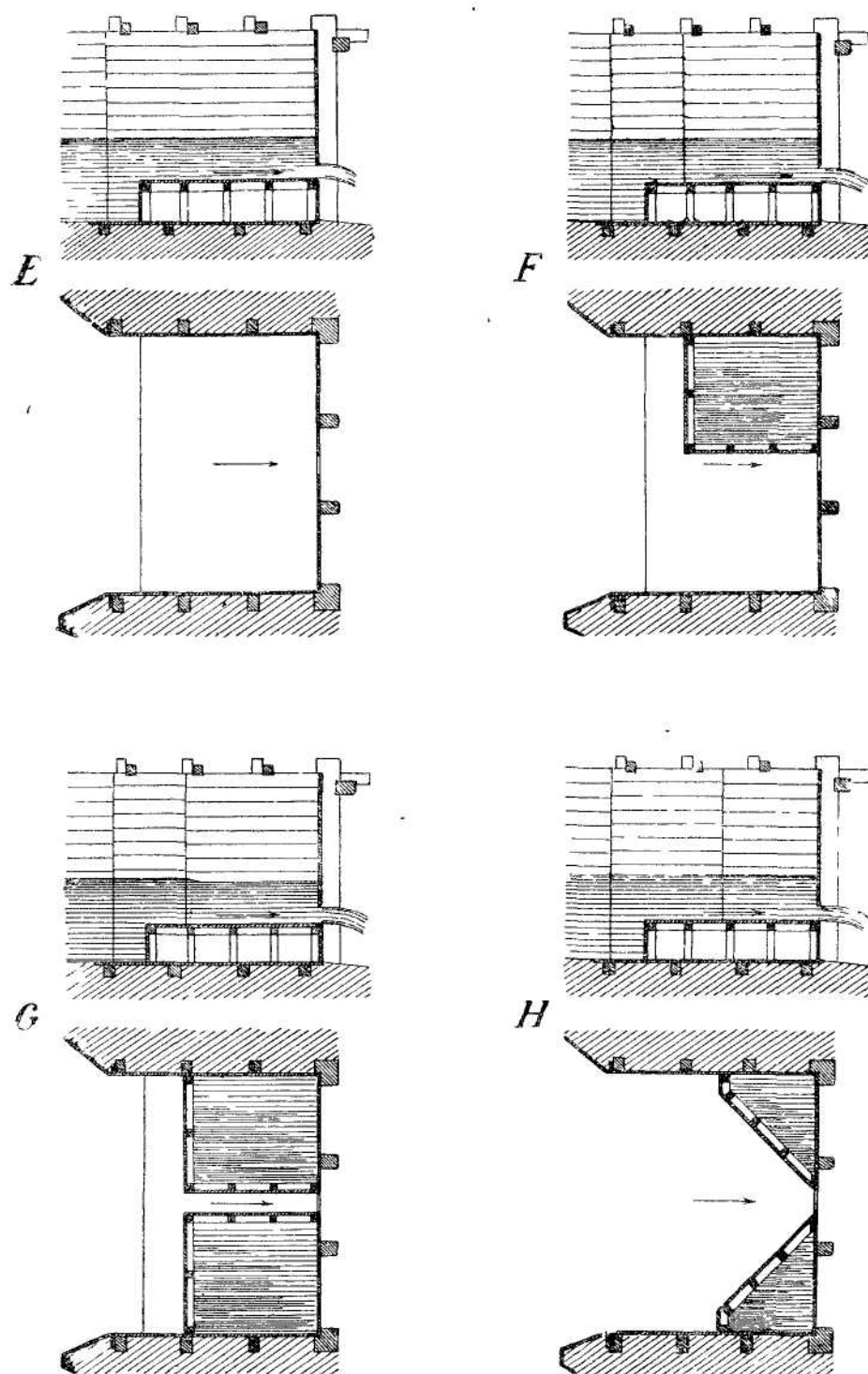
3) Средние отверстия (широною до 2 м) без сжатия по дну и с весьма слабым боковым сжатием, типа отверстий в мостах-регуляторах и т. п. $\mu = 0,90$.

4) Большие отверстия современного типа в плотинах и шлюзах, при ширине в 5—6 м и более, без сжатия по дну и с весьма слабым боковым сжатием $\mu = \text{до } 0,95$.

Само собою разумеется, что каких-либо точных цифр для решения практических задач, относящихся к этой области гидравлики, дать нельзя в виду отсутствия достаточного количества опытного материала. Поэтому, при проектировании приходится задавать значения коэффициентов приближенно.



Черт 105



Черт. 105

ТАБЛИЦА № 5.

Коэффициенты расхода μ для прямоугольных отверстий в вертикальной тонкой стенке по опытам Poncelet и Lesbros.

Напор H над верхней кром- кой отвер- стия ¹⁾ в м	Ширина отверстия $b = 0,2$ м						$b = 0,6$ м	
	Высота отверстия h в м.						h в м	
	0,01	0,02	0,03	0,05	0,10	0,20	0,02	0,20
0,01	0,701	0,660	0,630	0,607	—	—	0,644	—
0,02	0,694	0,659	0,634	0,615	0,596	0,572	0,643	—
0,03	0,688	0,659	0,638	0,620	0,600	0,578	0,642	0,593
0,04	0,683	0,658	0,640	0,623	0,603	0,582	0,642	0,595
0,05	0,679	0,658	0,640	0,625	0,605	0,585	0,641	0,597
0,06	0,676	0,657	0,640	0,627	0,607	0,587	0,641	0,599
0,08	0,670	0,656	0,638	0,629	0,610	0,589	0,640	0,601
0,10	0,666	0,654	0,637	0,630	0,611	0,592	0,639	0,602
0,14	0,660	0,651	0,635	0,630	0,613	0,595	0,637	0,603
0,20	0,655	0,648	0,633	0,630	0,615	0,598	0,635	0,605
0,30	0,650	0,644	0,632	0,629	0,616	0,600	0,633	0,607
0,50	0,644	0,640	0,630	0,628	0,617	0,603	0,630	0,607
1,00	0,632	0,633	0,628	0,626	0,615	0,605	0,626	0,605
1,50	0,615	0,619	0,620	0,620	0,611	0,602	0,623	0,602
2,00	0,611	0,612	0,612	0,613	0,607	0,601	0,620	0,602
3,00	0,609	0,610	0,608	0,606	0,603	0,601	0,615	0,601

¹⁾ Напор H измерялся на некотором расстоянии от отверстия где можно было принять свободную поверхность за горизонтальную плоскость.

ТАБЛИЦА № 6.

Коэффициенты расхода μ для квадратного отверстия 0,2 м. $\times$ 0,2 м. в вертикальной стенке при различных условиях истечения (черт. 105) по опытам Lesbros.

Напор Н над верхней кромкой от- верстия ¹⁾ в м.	Типы устройства отверстий							
	А	В	С	Д	Е	Ф	Г	Н
Истечение в атмосферу								
0,02	0,572	0,587	—	0,589	0,599	—	—	—
0,05	0,585	0,593	0,631	0,595	0,608	0,622	—	0,636
0,10	0,592	0,600	0,631	0,601	0,615	0,628	—	0,639
0,20	0,598	0,606	0,632	0,607	0,621	0,633	0,708	0,643
0,50	0,603	0,610	0,631	0,611	0,623	0,636	0,680	0,644
1,00	0,605	0,611	0,628	0,612	0,624	0,637	0,676	0,642
1,50	0,602	0,611	0,627	0,611	0,624	0,637	0,672	0,641
2,00	0,601	0,610	0,626	0,611	0,619	0,636	0,668	0,640
3,00	0,601	0,609	0,624	0,610	0,614	0,634	0,665	0,638
Истечение в лоток								
0,02	0,480	0,489	0,496	—	0,480	—	—	0,488
0,05	0,511	0,517	0,531	—	0,510	0,509	0,528	0,520
0,10	0,542	0,545	0,563	—	0,538	0,534	0,560	0,552
0,20	0,574	0,576	0,591	—	0,566	0,562	0,589	0,582
0,50	0,599	0,602	0,621	—	0,592	0,591	0,591	0,613
1,00	0,601	0,609	0,628	—	0,600	0,601	0,601	0,623
1,50	0,601	0,610	0,627	—	0,602	0,604	0,604	0,624
2,00	0,601	0,610	0,626	—	0,602	0,604	0,604	0,624
3,00	0,601	0,609	0,624	—	0,601	0,602	0,602	0,622

¹⁾ Напор Н измерялся так же, как в таблице № 5.

ТАБЛИЦА № 7.

Коэффициенты расхода μ для прямоугольных отверстий в вертикальной стенке при различных условиях истечения по опытам Graeff'a.

$\frac{H}{h}$	Типы устройства отверстия						
	A ₁	B ₁	C ₁	D ₁	E ₁	F ₁	G ₁
Истечение в атмосферу							
1	0,61	0,65	0,67	0,70	0,65	0,68	—
5	0,62	0,64	0,67	0,69	0,67	0,70	—
10	0,62	0,63	0,67	0,69	0,68	0,71	—
20	0,61	0,63	0,66	0,68	0,68	0,71	—
40	0,61	0,62	0,66	0,68	0,68	0,70	—
100	0,60	0,60	0,66	0,68	0,66	0,69	—
400	0,60	0,60	0,65	0,67	0,66	0,68	—
1000 и выше	0,60	0,60	0,65	0,67	0,66	0,68	—
Истечение в лоток							
1	0,57	0,64	0,60	0,60	0,62	0,65	—
5	0,61	0,64	0,62	0,64	0,63	0,66	—
10	0,61	0,63	0,63	0,65	0,64	0,67	—
20	0,61	0,63	0,63	0,65	0,65	0,67	—
40	0,61	0,62	0,63	0,65	0,64	0,66	—
100	0,60	0,60	0,62	0,64	0,63	0,65	0,84
400	0,60	0,60	0,62	0,63	0,63	0,64	0,81
1000 и выше	0,60	0,60	0,62	0,63	0,63	0,64	0,80

Примечания

- 1) Высота отверстия $h < 0,030$ м
- 2) H — напор отсчитывался над верхней кромкой отверстия и достигал 40 м
- 3) Случаям A₁, B₁, C₁ и D₁ соответствуют типы отверстий A, C, E, G черт. 105 E₁ — отверстие в стенке толщиной 40—50 мм с сжатием со всех сторон F₁ — отверстие подобное C₁, но в голстой стенке G₁ — отверстие подобное D₁, но в толстой стенке

2. а д а ч и.

ЗАДАЧА № 65. Определить расход через отверстие в тонкой стенке, если площадь отверстия $\omega = 5 \text{ см}^2$, и напор $H = 5 \text{ м}$.

Считая сжатие струи совершенным и принимая $\mu = 0,62$, получим:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH} = 0,62 \cdot 0,0005 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5} = 0,00307 \frac{\text{м}}{\text{сек}} = 3,07 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Скорость истечения

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,00307}{0,0005} = 6,14 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

ЗАДАЧА № 66. Найти размер квадратного отверстия, способного пропустить $Q = 1,5 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ при напоре $H = 3 \text{ м}$.

Предполагая сжатие совершенным, имеем:

$$\omega = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}} = \frac{1,5}{0,62 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3}} = 0,0316 \text{ дм}^2 = 3,16 \text{ см}^2.$$

Следовательно, сторона квадрата

$$a = \sqrt{\omega} = \sqrt{3,16} = 1,78 \text{ см}.$$

ЗАДАЧА № 67. Определить, каков будет расход отверстия при напоре $H = 2 \text{ м}$, если при напоре $H_1 = 1,2 \text{ м}$ оно пропускает расход $Q_1 = 6 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$

Так как расход пропорционален корню квадратному из напора ($\sqrt{H}$), то для данного отверстия при разных напорах имеем соотношение:

$$\frac{Q}{Q_1} = \sqrt{\frac{H}{H_1}}.$$

Откуда

$$Q = Q_1 \sqrt{\frac{H}{H_1}} = 6 \sqrt{\frac{2}{1,2}} = 7,75 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

ЗАДАЧА № 68. Определить расход круглого отверстия, устроенного в дне вертикальной трубы, если глубина воды в трубе $H = 6 \text{ м}$, площадь трубы $\Omega = 6,8 \text{ дм}^2$, и площадь отверстия $\omega = 1,36 \text{ дм}^2$.

Так как

$$\frac{\omega}{\Omega} = \frac{1,36}{6,8} = \frac{1}{5} > \frac{1}{20},$$

то имеет место несовершенное сжатие. Коэффициент расхода в этом случае определим по Weisbach'у (формула № 15 и таблица № 1)

$$\mu = \mu_0 (1 + i) = 0,62 (1 + 0,034) = 0,641.$$

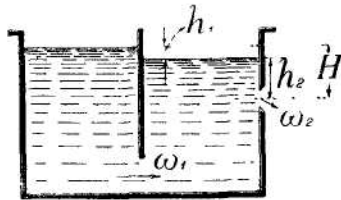
И, следовательно, расход

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH} = 0,641 \cdot 1,36 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 6} = 945 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

ЗАДАЧА № 69. Резервуар имеет одну перегородку, в которой устроено квадратное отверстие со стороной квадрата 1 дм., расположенное у самого дна резервуара. Выходное отверстие круглое, площадью $\omega_2 = 0,5 \text{ дм}^2$. Вода сначала поступает в первое отделение резервуара, затем во второе через квадратное отверстие и, наконец, изливается в атмосферу. Найти напор H , который необходимо поддерживать, чтобы вода расходовалась в количестве $10 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ (черт. 106).

Движение воды считаем установившимся, т.е.

$$Q_1 = Q_2 = Q$$



Черт. 106.

где Q_1 — расход квадратного отверстия,
 Q_2 — „ „ круглого „

Имеем:

$$Q_1 = \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g h_1} \dots \dots \dots (1)$$

$$Q_2 = \mu_2 \omega_2 \sqrt{2g h_2} \dots \dots \dots (2)$$

$$h_1 + h_2 = H \dots \dots \dots (3)$$

Из уравнения (1) определяем h_1 , из уравнения (2) — h_2 и затем из уравнения (3) — напор H .

Определим величины коэффициентов расхода. Коэффициент расхода круглого отверстия при совершенном сжатии $\mu_2 = 0,62$; коэффициент расхода μ_1 для квадратного отверстия определится по формуле Bidon'a для неполного сжатия. Так как сжатие устранено на длине 1 дм. (одна сторона квадрата), а полный периметр отверстия $p = 4 \text{ дм.}$, то:

$$\mu_1 = \mu_0 \left(1 + 0,152 \frac{n}{p} \right) = 0,62 \left(1 + 0,152 \frac{1}{4} \right) = 0,643.$$

Из уравнения (1) имеем:

$$h_1 = \frac{Q^2}{\mu_1^2 \omega_1^2 2g} = \frac{10^2}{0,643^2 \cdot 1^2 \cdot 2 \cdot 98,1} = 1,23 \text{ дм.}$$

Из уравнения (2) следует:

$$h_2 = \frac{Q^2}{\mu_2^2 \omega_2^2 2g} = \frac{10^2}{0,62^2 \cdot 0,5^2 \cdot 2 \cdot 98,1} = 5,32 \text{ дм.}$$

Полный напор

$$H = h_1 + h_2 = 1,23 + 5,32 = 6,55 \text{ дм.}$$

ЗАДАЧА № 70. Резервуар имеет две перегородки, в которых устроены круглые отверстия, имеющие площади $\omega_1 = 1,5 \text{ дм}^2$ и $\omega_2 = 3 \text{ дм}^2$. Выходное отверстие, устроенное в стенке резервуара, тоже круглое и площадь его $\omega_3 = 1 \text{ дм}^2$. Вода поступает по трубе m в первое отделение, затем, пройдя

через отверстия, истекает в атмосферу. Определить расход и расположение уровней, если напор поддерживается постоянным $H = 3,5$ м. (черт. 107).

Если движение установилось, то:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q$$

где Q_1, Q_2, Q_3 — расходы через соответственные отверстия.

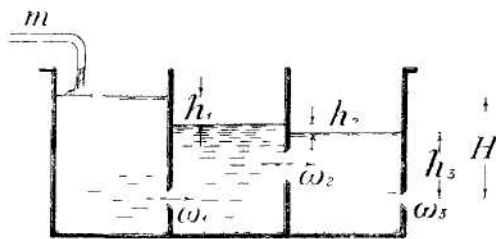
Имеем:

$$Q_1 = \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g h_1} \dots (1)$$

$$Q_2 = \mu_2 \omega_2 \sqrt{2g h_2} \dots (2)$$

$$Q_3 = \mu_3 \omega_3 \sqrt{2g h_3} \dots (3)$$

$$h_1 + h_2 + h_3 = H \dots (4)$$



Черт 107.

Таким образом, для определения Q, h_1, h_2 и h_3 получили четыре уравнения.

Имеем:

$$\mu_1 \omega_1 \sqrt{2g h_1} = \mu_2 \omega_2 \sqrt{2g h_2} = \mu_3 \omega_3 \sqrt{2g h_3},$$

Считая, что $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3$, после сокращения получим:

$$\omega_1 \sqrt{h_1} = \omega_2 \sqrt{h_2} = \omega_3 \sqrt{h_3},$$

откуда

$$h_2 = \left(\frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^2 h_1; \quad h_3 = \left(\frac{\omega_1}{\omega_3} \right)^2 h_1.$$

Подставляя в (4), будем иметь:

$$h_1 \left[1 + \left(\frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^2 + \left(\frac{\omega_1}{\omega_3} \right)^2 \right] = H.$$

Отсюда определяем h_1 :

$$h_1 = \frac{3,5}{1 + \left(\frac{1,5}{3} \right)^2 + \left(\frac{1,5}{1} \right)^2} = 1,0 \text{ м.}$$

Теперь легко получить h_2 и h_3 :

$$h_2 = \left(\frac{1,5}{3} \right)^2 \cdot 1 = 0,25 \text{ м}$$

$$h_3 = \left(\frac{1,5}{1} \right)^2 \cdot 1 = 2,25 \text{ м.}$$

Расход можно определить, воспользовавшись любой из первых трех формул. Считая $\mu_1 = 0,60$, получим:

$$Q = \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g h_1} = 0,6 \cdot 1,5 \sqrt{2 \cdot 98,1 \cdot 10} = 39,8 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Очевидно, что сначала можно было бы определить расход. Равенства (1), (2) и (3) можно переписать так:

$$h_1 = \frac{Q^2}{v_1^2 \omega_1^2 2g} \quad (1)$$

$$h_2 = \frac{Q^2}{v_2^2 \omega_2^2 2g} \quad (2')$$

$$h_3 = \frac{Q^2}{v_3^2 \omega_3^2 2g} \quad (3)$$

Подставляя эти выражения в равенство (4) и принимая во внимание, что $v_1 = v_2 = v_3 = v$, получим:

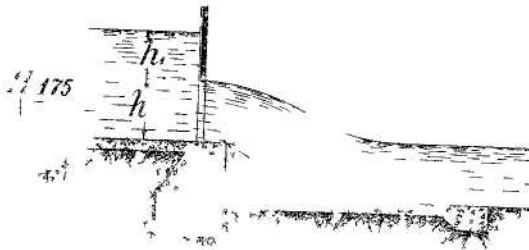
$$\frac{Q^2}{v^2 2g} \left(\frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_2^2} + \frac{1}{\omega_3^2} \right) = H$$

Откуда определим расход:

$$Q = \frac{v \sqrt{2gH}}{\sqrt{\frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_2^2} + \frac{1}{\omega_3^2}}} = \frac{0,6 \sqrt{2 \cdot 98,1 \cdot 35}}{\sqrt{\frac{1}{1,5^2} + \frac{1}{3^2} + \frac{1}{1^2}}} = 39,8 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Зная расход, из выражений (1'), (2) и (3) легко определить напоры h_1 , h_2 и h_3 .

ЗАДАЧА № 71. Трапециoidalный канал перегороден вертикальной стенкой, в которой устроены отверстия, закрываемые щитами. Ширина каждого отверстия равна 2 м. Один из щитов поднят на высоту 0,5 м. Ниже отверстия устроен перепад. Определить расход через образовавшееся отверстие, если глубина канала выше отверстия составляет 1,75 м. (черт. 108).



Черт 108

Считая, что благодаря присутствию перепада лоток не оказывает влияния на истечение, выясним величину коэффициента расхода.

Так как на нижней кромке (2 м.) отверстия сжатие устранено и полный периметр отверстия $p = 2(2 + 0,50) = 5$ м, то по Weisbach'y:

$$\bar{v} = v_0 \left(1 + 0,157 \frac{n}{p} \right) = 0,6 \left(1 + 0,157 \frac{2}{5} \right) = 0,638^1).$$

¹⁾ Согласно опыта американской практики здесь можно было бы взять $\bar{v}$ от 0,70 до 0,90

Следовательно, расход

$$Q = 0,638 \cdot 0,50 \cdot 2 \sqrt{2 \cdot 9,81 (1,75 - 0,25)} = 3,46 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

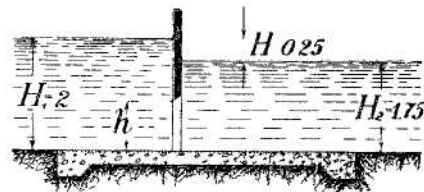
Если взять коэффициент расхода непосредственно по данным опытов Lesbros (стр. 151), то для отверстия типа Е получим $\mu = 0,624$.

Тогда будем иметь:

$$Q = 0,624 \cdot 0,50 \cdot 2 \sqrt{2 \cdot 9,81 (1,75 - 0,25)} = 3,38 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Если бы перепада не было и истечение происходило в горизонтальный лоток, то коэффициент расхода необходимо уменьшить. Согласно тех же опытов в этом случае нужно было бы взять (по Lesbros) — $\mu = 0,602$.

ЗАДАЧА № 72. Прямоугольный канал, шириной 2 м. перегородивается щитом. Глубина воды в канале выше щита $H_1 = 2$ м., ниже — $H_2 = 1,75$ м. Определить при каком открытии щита h возможно пропустить $Q = 2 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ (черт. 109).



Черт 109.

Предполагая, что сжатие будет устранено на $\frac{2}{3}$ периметра (с трех сторон), получим коэффициент расхода по Weisbach'у:

$$\mu = 0,60 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot 0,157 \right) = 0,663.$$

Тогда

$$\omega = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}} = \frac{2}{0,663 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,25}} = 1,36 \text{ м}^2.$$

Следовательно, открытие щита

$$h = \frac{\omega}{b} = \frac{1,36}{2} = 0,68 \text{ м.}$$

Выше было принято $\frac{n}{\rho} = 0,667$; на самом деле получается

$$\frac{n}{\rho} = \frac{b + 2h}{2(b + h)} = \frac{2 + 2 \cdot 0,68}{2(2 + 0,68)} = 0,63.$$

При этом отношении коэффициент расхода

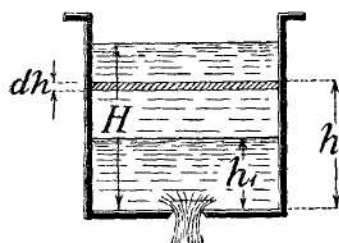
$$\mu = 0,60 (1 + 0,157 \cdot 0,63) = 0,66,$$

что незначительно отличается от принятого выше. Заметим, что для данного случая (тип G, истечение в лоток, см. таблицу № 6) опыты Lesbros дают $\mu = 0,604$.

3. Истечение при переменном напоре. До сих пор мы предполагали, что напор, под которым происходит истечение остается постоянным. Однако, в большинстве случаев практики либо напор переменный (опорожнение сосуда), либо уровень, под который совершается истечение, изменяется с течением времени (наполнение сосуда), либо, наконец, и тот и другой переменны. Рассмотрим случай такого истечения.

А. Опорожнение сосуда.

Пусть имеется призматический сосуд, площадью Ω , наполненный жидкостью до глубины H . Сосуд снабжен отверстием, площадь которого ω ; через это отверстие происходит истечение жидкости в атмосферу. Очевидно, свободная поверхность жидкости в сосуде будет понижаться.



Черт. 110.

Поставим задачу так: за какой промежуток времени свободная поверхность займет положение h_1 (черт. 110).

Пусть за бесконечно-малый промежуток времени dt свободная поверхность, занимавшая положение h , понижается на бесконечно-малую величину dh . Можно считать, что в продолжение каждого такого промежутка времени истечение происходит под постоянным напором h . Тогда расход через отверстие за бесконечно-малый промежуток времени будет:

$$dQ = \mu \omega \sqrt{2gh} dt \dots \dots \dots (21)$$

Изменение объема жидкости за тот же промежуток времени выразится:

$$- \Omega dh$$

Знак минус взят потому, что h уменьшается и, следовательно, $dh < 0$.

Очевидно, должно существовать равенство:

$$- \Omega dh = \mu \omega \sqrt{2gh} dt \dots \dots \dots (22)$$

Откуда

$$dt = - \frac{\Omega dh}{\mu \omega \sqrt{2gh}} \dots \dots \dots (23)$$

Чтобы найти время T_1 понижения горизонта от H до h_1 , нужно полученное выражение проинтегрировать в пределах от H до h_1 . Припоминая, что $\Omega = \text{const}$, получим:

$$T_1 = \int_H^{h_1} - \frac{\Omega dh}{\mu \omega \sqrt{2gh}} = \frac{2\Omega}{\mu \omega \sqrt{2g}} (\sqrt{H} - \sqrt{h_1}) \dots \dots \dots (24)$$

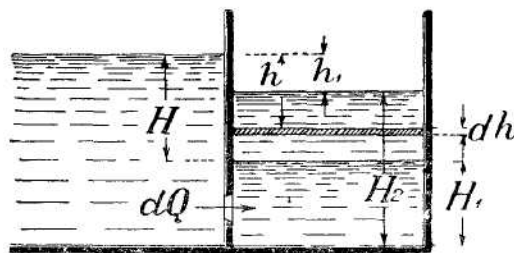
Если в последнем выражении положить $h_1 = 0$, то получим время полного опорожнения сосуда:

$$T = \frac{2 \Omega \sqrt{H}}{\mu \omega \sqrt{2g}} \dots \dots \dots (25)$$

Следует заметить, что как приведенный здесь вывод, так и последующие справедливы только в случае малых ускорений, т. е. когда вообще возможно применение уравнения Bernoulli.

В. Наполнение сосуда.

Пусть требуется определить время повышения свободной поверхности в сосуде с положения H_1 до H_2 , при чем уровень в резервуаре, из которого жидкость поступает в сосуд, остается постоянным (черт. 111). Если Ω — площадь сосуда (призматического), ω — площадь отверстия, через которое жидкость поступает в сосуд, то, применяя рассуждения предыдущего параграфа, получим для бесконечно малого промежутка времени dt :



Черт. 111.

$$- \Omega dh = \mu \omega \sqrt{2gh} dt$$

(dh — величина отрицательная).

Отсюда

$$dt = - \frac{\Omega dh}{\mu \omega \sqrt{2gh}}$$

Интегрируя это выражение в пределах от H до h_1 , получим, формулу (24). Время же полного наполнения сосуда определится, очевидно, формулой (25).

Таким образом, мы получили, что время наполнения и время опорожнения сосуда выражается одной и той же формулой.

4. Истечение при переменном напоре и при постоянном притоке. Рассмотрим теперь более сложный случай, когда в сосуд, из которого происходит истечение, притекает жидкость в постоянном количестве q_0 (черт. 112).

Определим напор H_0 , при котором из сосуда будет вытекать расход q_0 . Имеем:

$$q_0 = \mu \omega \sqrt{2gH_0} \dots \dots \dots (26)$$

Откуда

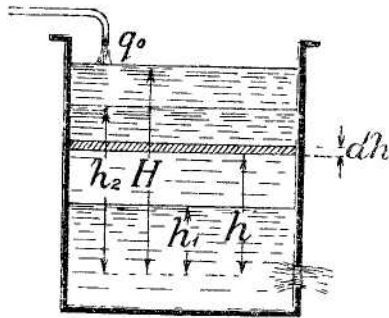
$$H_0 = \frac{q_0^2}{2g\mu^2\omega^2} \dots \dots \dots (27)$$

Очевидно, при

$$h_1 = H_0$$

где h_1 — начальный горизонт в сосуде, уровень в сосуде не изменяется, при $H_0 > h_1$ сосуд наполняется; при $H_0 < h_1$ сосуд опоражнивается.

Наполнение. H_0 h_1 . Имеем за бесконечно-малый промежуток времени dt :



приток $q_0 dt$,
 расход $\rho \omega \sqrt{2gh} dt$,
 изменение объема Ωdh .

Следовательно

$$\Omega dh = q_0 dt - \rho \omega \sqrt{2gh} dt,$$

откуда

$$dt = \frac{\Omega dh}{q_0 - \rho \omega \sqrt{2gh}} = \frac{\Omega}{\rho \omega \sqrt{2g}} \frac{dh}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h}} \quad (28)$$

Время, в течение которого уровень в сосуде поднимется с начального h_1 до некоторого h_2 , определится:

$$T = \frac{\Omega}{\rho \omega \sqrt{2g}} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h}} \quad (29)$$

Чтобы выполнить интегрирование в правой части этого выражения, введем новую переменную, положив:

$$\sqrt{H_0} - \sqrt{h} = z.$$

Тогда

$$dh = -2 dz (\sqrt{H_0} - z)$$

Пределы интегрирования для новой переменной будут:

$$z_1 = \sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}; \quad z_2 = \sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}.$$

Получим:

$$\begin{aligned} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h}} &= 2 \int_{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}}^{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}} \left(1 - \frac{\sqrt{H_0}}{z}\right) dz = \\ &= 2 \left(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} + \sqrt{H_0} \lg \frac{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}} \right) \quad (30) \end{aligned}$$

Подставляя это значение интеграла в уравнение (29), получим:

$$T = \frac{2 \Omega}{\omega \sqrt{2g}} \left(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} + \sqrt{H_0} \lg \frac{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}} \right) \dots (31)$$

Здесь необходимо рассмотреть три случая:

а) $H_0 = H$, где H — предельная глубина в сосуде.

Для всех конечных состояний $h_2 < H$ или же $h_2 < H_0$ время наполнения конечно и определяется формулой (31).

Для $h_2 = H_0 = H$, время наполнения $T = \infty$.

б) $H_0 > H$.

Для всех значений $h_2 \leq H$ время наполнения конечно.

в) $H_0 < H$.

Выражение для T при $h_2 > H_0$ не имеет смысла, следовательно, наполнение сосуда до $h_2 > H_0$ невозможно.

При $h_2 < H_0$ выражение для T конечно.

При $h_2 = H_0$ выражение для $T = \infty$.

Опорожнение. $H_0 < h_1$. Совершенно так же, как и для случая наполнения сосуда, получим:

$$T = \frac{2 \Omega}{\omega \sqrt{2g}} \left(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} + \sqrt{H_0} \lg \frac{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_1}}{\sqrt{H_0} - \sqrt{h_2}} \right)$$

где h_1 — начальная глубина, а h_2 — конечная.

Это выражение имеет смысл только при $h_2 \geq H_0$. При чем, при $h_2 > H_0$ время опорожнения конечно. При $h_2 = H_0$, время опорожнения $T = \infty$.

Таким образом, опорожнение возможно только до глубины H_0 .

5. Истечение при переменном напоре и медленном открытии водопропускных отверстий. При рассмотрении задач на определение времени наполнения и опорожнения шлюзовых камер часто предполагается, что водопропускные отверстия открываются мгновенно. Однако, с практической точки зрения, иногда бывает весьма полезно устраивать медленное открывание водопропускных отверстий, чем осуществляется плавный подъем (или спуск) судна, находящегося в камере и устраняются удары судна о стенки и ворота шлюза.

Рассмотрим этот случай. Пусть будет (черт. 113):

Ω — площадь шлюзовой камеры,

ω — площадь водопропускных отверстий,

t_1 — промежуток времени, в течение которого производится открывание отверстий,

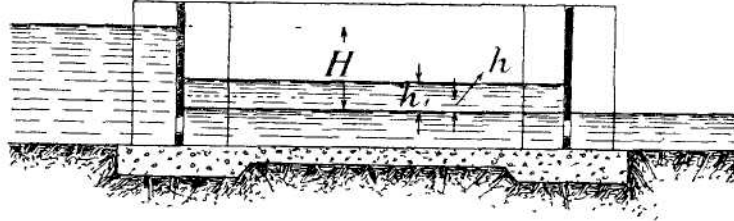
t_2 — время, необходимое для наполнения камеры, считая с момента полного открытия отверстий,

h_1 — высота, на которую поднимется горизонт воды в камере за промежуток времени t_1 .

Предполагая, что отверстие открывается пропорционально времени, за промежуток времени $t < t_1$ будет открыта следующая часть отверстия:

$$\frac{\omega t}{t_1}.$$

Пусть горизонт в камере за это время поднимется на некоторую вели-



Черт. 113.

чину h . Значит напор, под которым будет происходить истечение в конце рассматриваемого промежутка времени, будет:

$$H - h.$$

Приток воды за бесконечно-малый промежуток времени dt , следующий за моментом t , выразится:

$$dQ = \mu \frac{\omega}{t_1} t \sqrt{2g(H-h)} dt. \quad (32)$$

Горизонт в камере за этот же бесконечно-малый промежуток времени повысится на бесконечно-малую величину dh и объем воды в камере увеличится на Ωdh .

Следовательно, имеем:

$$\mu \frac{\omega}{t_1} t \sqrt{2g(H-h)} dt = \Omega dh, \quad (33)$$

откуда

$$t dt = \frac{\Omega t_1 dh}{\mu \omega \sqrt{2g(H-h)}} \quad (34)$$

Интегрируя в пределах от 0 до t_1 и соответственно от 0 до h_1 , получим:

$$\frac{t_1^2}{2} = \frac{\Omega t_1}{\mu \omega \sqrt{2g}} \int_0^{h_1} \frac{dh}{\sqrt{H-h}} = \frac{2 \Omega t_1}{\mu \omega \sqrt{2g}} \left(\sqrt{H} - \sqrt{H-h_1} \right),$$

откуда

$$t_1 = \frac{4 \Omega}{\mu \omega \sqrt{2g}} \left(\sqrt{H} - \sqrt{H-h_1} \right) \quad (35)$$

Дальше наполнение камеры совершается через полностью открытые отверстия под напором, изменяющимся от $H - h_1$ до 0. Время наполнения в этом случае определится по формуле (25):

$$t_2 = \frac{2 \Omega}{\rho \omega \sqrt{2g}} \sqrt{H - h_1}.$$

Таким образом, время полного наполнения камеры в случае медленного открытия отверстий будет:

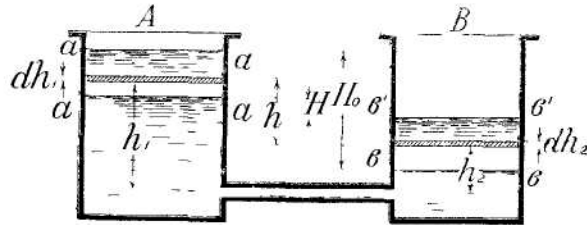
$$\begin{aligned} T = t_1 + t_2 &= \frac{4 \Omega}{\rho \omega \sqrt{2g}} \left(\sqrt{H} - \sqrt{H - h_1} \right) + \frac{2 \Omega}{\rho \omega \sqrt{2g}} \sqrt{H - h_1} = \\ &= \frac{2 \Omega}{\rho \omega \sqrt{2g}} \left(2 \sqrt{H} - \sqrt{H - h_1} \right). \end{aligned} \quad (36)$$

Не трудно видеть, что в последнем случае время полного наполнения камеры получается несколько больше, нежели в случае мгновенного открытия отверстий.

Очевидно, что ранее выведенная формула для T , именно, формула (25), получается из формулы (36), если положить в ней $h_1 = 0$, что соответствует $t_1 = 0$, т. е. мгновенному открытию отверстий.

6. Истечение при переменном напоре под переменный уровень.

Пусть имеется два призматических сосуда A и B , соединенных трубою поперечного сечения ω . Площади сечений сосудов Ω_1 и Ω_2 . Пусть в данный момент горизонт жидкости в сосуде A расположен по $a-a$, в сосуде B — по $b-b$; вертикальное расстояние между горизонтами равно H_0 . При открытии трубы жидкость из сосуда A начнет поступать в сосуд B .



Черт. 114

Определим промежуток времени, по истечении которого горизонты займут положение $a'-a'$ и $b'-b'$, в расстоянии друг от друга H (черт. 114).

Как было указано выше, можно посчитать, что в продолжение бесконечно-малого промежутка времени dt истечение происходит при постоянном напоре $h = h_1 - h_2$, соответствующем началу промежутка dt .

Тогда расход за этот промежуток времени

$$dQ = \rho_c \omega \sqrt{2gh} dt,$$

где ρ_c — коэффициент расхода системы.

За этот же бесконечно-малый промежуток времени горизонт в сосуде A понизится на dh_1 , в сосуде B повысится на dh_2 .

Очевидно, что

$$dQ = -\Omega_1 dh_1 = \Omega_2 dh_2.$$

Отсюда следует

$$dh_2 = -\frac{\Omega_1}{\Omega_2} dh_1,$$

Таким образом, получим:

$$dh = dh_1 - dh_2 = dh_1 \left(1 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2} \right)$$

откуда

$$dh_1 = \frac{\Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} dh,$$

Следовательно

$$dQ = -\Omega_1 dh_1 = -\frac{\Omega_1 \Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} dh,$$

или окончательно

$$-\frac{\Omega_1 \Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} dh = \rho_c \omega \sqrt{2gh} dt.$$

Отделяя переменные, получим:

$$dt = -\frac{\Omega_1 \Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2} \frac{1}{\rho_c \omega \sqrt{2g}} \frac{dh}{\sqrt{h}}.$$

Интегрируя в пределах от H_0 до H , получим:

$$t = \frac{2 \Omega_1 \Omega_2 (\sqrt{H_0} - \sqrt{H})}{(\Omega_1 + \Omega_2) \rho_c \omega \sqrt{2g}} \dots \dots \dots (37)$$

Промежуток времени T , в продолжение которого горизонты сравняются, получим из последнего выражения, если положим $H = 0$, т. е.

$$T = \frac{2 \Omega_1 \Omega_2 \sqrt{H_0}}{(\Omega_1 + \Omega_2) \rho_c \omega \sqrt{2g}} \dots \dots \dots (38)$$

При этом, очевидно, горизонт в первом сосуде понизится на величину

$$\Delta H_1 = H_0 \frac{\Omega_2}{\Omega_1 + \Omega_2}, \dots \dots \dots (39)$$

а во втором повысится на величину

$$\Delta H_2 = H_1 \frac{\Omega_1}{\Omega_1 + \Omega_2} \dots \dots \dots (40).$$

7. Задачи.

ЗАДАЧА № 73. Шлюзовая камера имеет ширину 10 м. и длину 60 м. В верхних и нижних воротах устроено по два прямоугольных отверстия размером $0,8 \times 1,6$ м. Определить время наполнения и опорожнения камеры,

если горизонт верхнего бьефа на 4 м. выше горизонта нижнего бьефа (черт. 115).

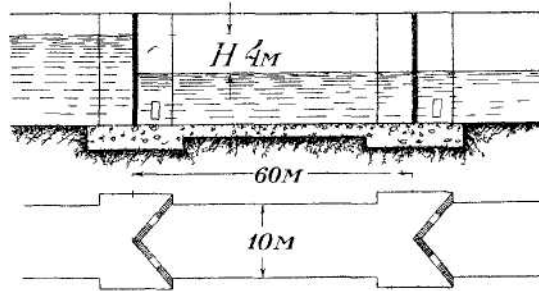
Имеем: площадь водопропускных отверстий

$$\omega = 2 \cdot 0,8 \cdot 1,6 = 2,56 \text{ м}^2,$$

площадь шлюзовой камеры

$$\Omega = 10 \cdot 60 = 600 \text{ м}^2.$$

Если пренебречь объемом воды, вытесняемой судном, то время наполнения камеры определится (форм. 25):



Черт. 115.

$$T = \frac{2 \Omega \sqrt{H}}{\mu \omega \sqrt{2g}}$$

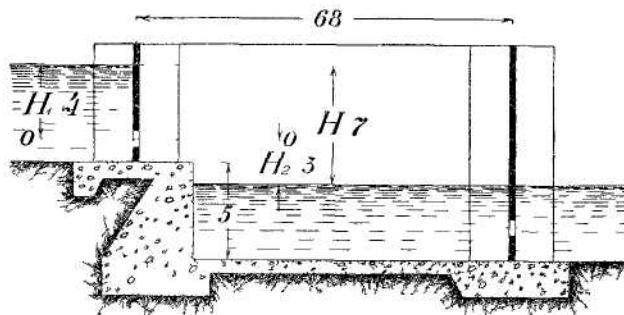
где μ — коэффициент расхода отверстий равный 0,60.

Следовательно, будем иметь:

$$T = \frac{2 \cdot 600 \cdot \sqrt{4}}{0,60 \cdot 2,56 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 353 \text{ сек.} = 5 \text{ мин. } 53 \text{ сек.}$$

Очевидно, что время опорожнения будет то же самое.

ЗАДАЧА № 74. Определить время наполнения и опорожнения шлюзовой камеры при следующих данных: ширина камеры 12 м., длина камеры 68 м, площадь водопропускных отверстий (верхних и нижних) $\omega = 3,2 \text{ м}^2$, центр



Черт. 116

тяжести верхних отверстий находится на глубине $H_1 = 4 \text{ м.}$, разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов составляет $H = 7 \text{ м.}$ В камере устроена стенка падения высотой 5 м. (черт. 116).

Наполнение камеры до горизонта, совпадающего с плоскостью 0—0, проходящей через центр тяжести отверстий, происходит под постоянным

напором H_1 и переменный горизонт в камере не оказывает влияния на истечение. Поэтому

$$\text{Откуда} \quad \mu \omega \sqrt{2g H_1} t_1 = \Omega H_2.$$

$$t_1 = \frac{\Omega H_2}{\mu \omega \sqrt{2g H_1}}$$

Дальше, горизонт воды в камере уже будет влиять на истечение; истечение будет происходить под переменный уровень и время наполнения определится по формуле:

$$t_2 = \frac{2 \Omega \sqrt{H_1}}{\mu \omega \sqrt{2g}}$$

Таким образом, время полного наполнения будет:

$$T = t_1 + t_2.$$

Имеем: площадь шлюзовой камеры

$$\Omega = 12 \cdot 68 = 816 \text{ м}^2.$$

$$t_1 = \frac{816 \cdot 3}{0,60 \cdot 3,2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 4}} = 144 \text{ сек.}$$

$$t_2 = \frac{2 \cdot 816 \cdot \sqrt{4}}{0,60 \cdot 3,2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 384 \text{ сек.}$$

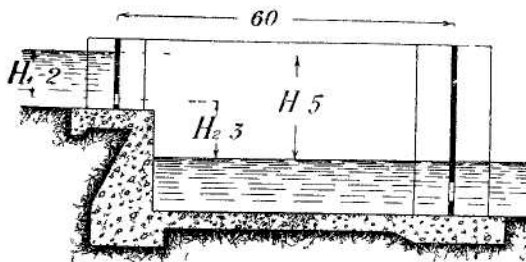
и

$$T = 144 + 384 = 528 \text{ сек} = 8 \text{ мин. } 48 \text{ сек.}$$

Время опорожнения камеры:

$$T_1 = \frac{2 \Omega \sqrt{H}}{\mu \omega \sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 816 \cdot \sqrt{7}}{0,60 \cdot 3,2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 508 \text{ сек.} = 8 \text{ мин. } 28 \text{ сек.}$$

ЗАДАЧА № 75. Шлюзовая камера имеет ширину 6 м. и длину 60 м. Разность горизонтов бьефов составляет $H = 5$ м. Верхние отверстия находятся на $H_1 = 2$ м. ниже уровня верхнего бьефа. В камере имеется стенка падения. Определить размеры верхних отверстий, если камера должна наполняться в 10 минут (черт. 117).



Черт. 117

Пусть площадь отверстий будет ω .

Площадь шлюзовой камеры

$$\Omega = 6 \cdot 60 = 360 \text{ м}^2.$$

Время наполнения

$$T = t_1 + t_2$$

где t_1 — время наполнения камеры на высоту H_2 ,
 t_2 — время наполнения камеры на высоту H_1 .

По предыдущему получаем:

$$t_1 = \frac{\Omega H_2}{\omega \sqrt{2g H_1}} = \frac{360 \cdot 3}{0,60 \cdot \omega \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2}} = \frac{288}{\omega} \text{ сек.}$$

$$t_2 = \frac{2 \Omega \sqrt{H_1}}{\omega \sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 360 \sqrt{2}}{0,60 \cdot \omega \sqrt{2 \cdot 9,81}} = \frac{383}{\omega} \text{ сек}$$

Подставляя, получим:

$$T = \frac{288}{\omega} + \frac{383}{\omega} = \frac{671}{\omega} = 600 \text{ сек}$$

Откуда

$$\omega = \frac{671}{600} = 1,12 \text{ м}^2.$$

При двух квадратных отверстиях сторона квадрата должна быть:

$$a = \sqrt{\frac{\omega}{2}} = \sqrt{\frac{1,12}{2}} = 0,75 \text{ м.}$$

Если нижняя отверстия будут такого же размера, как и верхняя, то время опорожнения камеры определится:

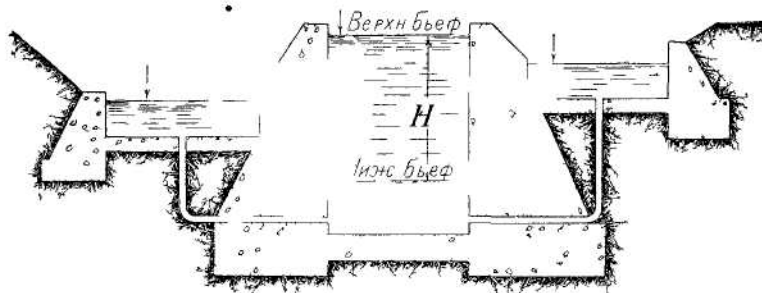
$$T_1 = \frac{2 \Omega \sqrt{H}}{\omega \sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 360 \sqrt{5}}{0,60 \cdot 1,12 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 541 \text{ сек.} \quad 9 \text{ мин. } 1 \text{ сек.}$$

ЗАДАЧА № 76. При данных задачи № 73 стр. 164 определить время наполнения камеры, если за время открытия отверстий горизонт воды в камере поднимается на высоту $h_1 = 1 \text{ м.}$

По формуле (36) имеем:

$$T = \frac{2 \cdot 600}{0,60 \cdot 2,55 \sqrt{2 \cdot 9,81}} (2 \sqrt{4} - \sqrt{4-1}) = 400 \text{ сек.} = 6 \text{ мин. } 40 \text{ сек.}$$

ЗАДАЧА № 77. Изображенный на чертеже 118 шлюз имеет два сберегательных бассейна. Камеры шлюза и бассейнов призматические, при чем



Черт 118

объемы последних одинаковы. Требуется определить время опорожнения и время наполнения шлюзовой камеры, если дано:

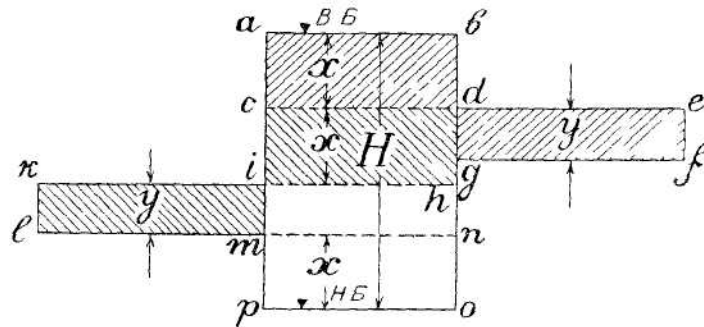
площадь шлюзовой камеры $\Omega_1 = 10 \times 70 = 700 \text{ м}^2$,

площадь бассейнов $\Omega = 900 \text{ м}^2$,

площадь водопроводных галлерей, соединяющих шлюзовую камеру с бьефами и с бассейнами $\omega = 3,0 \text{ м.}^2$,
коэф. расхода всей системы водопроводных галлерей $\rho = 0,60$,
разность горизонтов $H = 4,60 \text{ м.}$

Рассмотрим случай опорожнения камеры, т. е. случай перевода судна из верхнего бьефа в нижний.

Опорожнение камеры происходит следующим образом. Сначала камера сообщается с верхним бассейном и часть сливной призмы, обозначенная на чертеже 119 буквами $abcd$ переливается в этот бассейн. Затем производят переключение и вода начинает заполнять второй бассейн, при чем в него переливается часть сливной призмы, обозначенная на чертеже $cdih$.



Черт 119.

Остальная часть призмы, именно, часть $ihro$ сбрасывается в нижний бьеф. Таким образом, при наличии сберегательных бассейнов при опорожении камеры в нижний бьеф сбрасывается не вся сливная призма $abro$, а только ее часть i , следовательно, возможна экономия воды.

Подсчитаем возможную экономию в расходовании воды при заданных двух бассейнах.

При указанных на чертеже 119 высотных размерах имеем:

$$x \Omega_1 = y \Omega_2,$$

откуда

$$y = \frac{\Omega_1}{\Omega_2} x.$$

Так как

$$3x + y = H, \quad 1)$$

то

$$\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2} \right) x = H$$

и

$$x = \frac{H}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}}.$$

¹⁾ Высотный размер призмы $ihro$ составляет как раз величину x , ибо при наполнении камеры призма $kilm$, слившись в камеру, должна наполнить ее до высоты x .

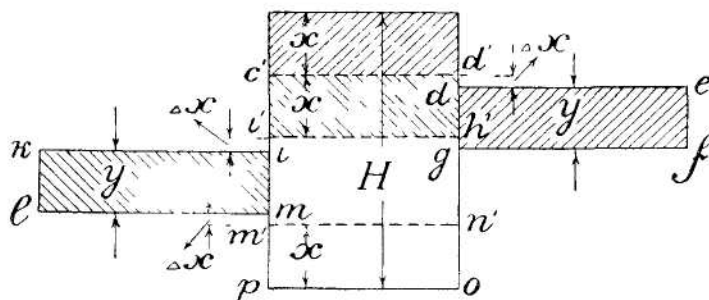
Экономия в расходовании воды в процентах получается:

$$\frac{2x}{H} 100 = \frac{200}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}} \dots \dots \dots (1)$$

Наибольшая экономия воды, при данном Ω_1 , будет иметь место при $\Omega_2 = \infty$, т. е.,

$$\frac{200}{3} = 66,7\%.$$

Приведенный здесь подсчет имеет в виду уравнивание горизонтов в камере и в бассейнах. Однако, на практике уровни обычно не выравнивают, так как при незначительных разностях горизонтов истечение происходит весьма медленно, что отражается известным образом на времени шлюзования. На основании этого переключение бассейнов производят при некоторой



Черт. 120

разности горизонтов Δx , т. е. в те моменты, когда вода в камере стоит на уровне $c'd'$ и $i'h'$. (черт. 120). Очевидно, в этом случае получается меньшая экономия в расходовании воды, но за то достигается некоторая экономия во времени шлюзования и тем самым увеличивается пропускная способность шлюза.

Подсчитаем экономию в расходовании воды в этом случае. Из чертежа 120 имеем:

$$3x + 2\Delta x + y = H.$$

Принимая во внимание, что

$$y = \frac{\Omega_1}{\Omega_2} x,$$

получим:

$$3x + 2\Delta x + \frac{\Omega_1}{\Omega_2} x = H,$$

или

$$\left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2} \right) x + 2\Delta x = H.$$

Откуда

$$x = \frac{H - 2\Delta x}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}}$$

Экономия в расходе воды в %:

$$\frac{2x}{H} \cdot 100 = \frac{2(H - 2\Delta x) \cdot 100}{H \left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2} \right)} = \left[\frac{200}{3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2}} - \frac{400 \cdot \Delta x}{H \left(3 + \frac{\Omega_1}{\Omega_2} \right)} \right] \% \quad (2)$$

Сравнивая формулы (1) и (2), мы видим, что во втором случае получается меньшая экономия в расходе воды.

Имея в виду численные данные нашей задачи, подсчитаем время опорожнения камеры.

Предположим сначала, что $\Delta x = 0$.

Тогда

$$x = \frac{4,6}{3 + \frac{700}{900}} = 1,218; \quad y = \frac{700}{900} \cdot 1,218 = 0,946.$$

И экономия в расходе воды составит:

$$\frac{2 \cdot 1,218}{4,6} \cdot 100 = 53\%.$$

Пусть теперь $\Delta x = 0,2$ м.

Тогда

$$x = \frac{4,6 - 2 \cdot 0,2}{3 + \frac{700}{900}} = 1,11; \quad y = \frac{700}{900} \cdot 1,11 = 0,865.$$

Экономия в расходе воды получится:

$$\frac{2 \cdot 1,11}{4,6} \cdot 100 = 48,3\%.$$

Время наполнения верхнего бассейна определится по формуле (38) стр. 164:

при $\Delta x = 0$

$$T_1 = \frac{2 \Omega_1 \Omega_2 \sqrt{x+y}}{(\Omega_1 + \Omega_2) \mu \omega \sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 700 \cdot 900 \sqrt{1,218 + 0,946}}{(700 + 900) 0,60 \cdot 3 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 145 \text{ сек.}$$

при $\Delta x = 0,2$ м. по формуле (37)

$$\begin{aligned} T_1' &= \frac{2 \Omega_1 \Omega_2 (\sqrt{x+y+\Delta x} - \sqrt{\Delta x})}{(\Omega_1 + \Omega_2) \mu \omega \sqrt{2g}} = \\ &= \frac{2 \cdot 700 \cdot 900 (\sqrt{1,11 + 0,865 + 0,2} - \sqrt{0,2})}{(700 + 900) \cdot 0,60 \cdot 3 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 101,3 \text{ сек.} \end{aligned}$$

Наполнение нижнего бассейна будет происходить при тех же условиях; следовательно, время наполнения соответственно будет:

$$\text{при } \Delta x = 0, \quad T_2 = T_1 = 145 \text{ сек.}$$

$$\text{при } \Delta x = 0,2 \text{ м.,} \quad T_2' = T_1' = 101,3 \text{ сек.}$$

Время спуска в нижний бьеф оставшейся части сливной призмы, именно части ihp , определится по формуле (25):

$$\text{при } \Delta x = 0$$

$$T_3 = \frac{2 \Omega_1 \sqrt{x} y}{\rho \omega \sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 700 \sqrt{1,218} \cdot 0,946}{0,60 \cdot 3 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 258 \text{ сек.}$$

$$\text{при } \Delta x = 0,2 \text{ м.}$$

$$T_3' = \frac{2 \Omega_1 \sqrt{x} y + \Delta x}{\rho \omega \sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 700 \sqrt{1,11} \cdot 0,865 + 0,200}{0,603 \cdot 3 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 271 \text{ сек.}$$

Следовательно, время полного опорожнения шлюзовой камеры получается:

$$\text{при } \Delta x = 0$$

$$T = T_1 + T_2 + T_3 = 145 + 145 + 258 = 548 \text{ сек.}$$

$$\text{при } \Delta x = 0,2 \text{ м.}$$

$$T' = T_1' + T_2' + T_3' = 101,3 + 101,3 + 271,0 = 474 \text{ сек.}$$

Для сопоставления полученных результатов определим время опорожнения камеры в случае, если бы сберегательные бассейны отсутствовали. В этом случае имели бы

$$T_0 = \frac{2 \Omega_1 \sqrt{H}}{\rho \omega \sqrt{2g}} = \frac{2 \cdot 700 \sqrt{4,6}}{0,60 \cdot 3 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 377 \text{ сек.,}$$

т. е. время опорожнения, а, следовательно, и время шлюзования было бы значительно меньше.

Таким образом, устраивая два сберегательных бассейна с $\Delta x = 0$, мы теряем во времени

$$\frac{548 - 377}{377} \cdot 100 = 45,4\%,$$

но за то экономим в расходе воды 53%. Эти же бассейны при разности горизонтов в $\Delta x = 0,2$ м. дают потерю во времени

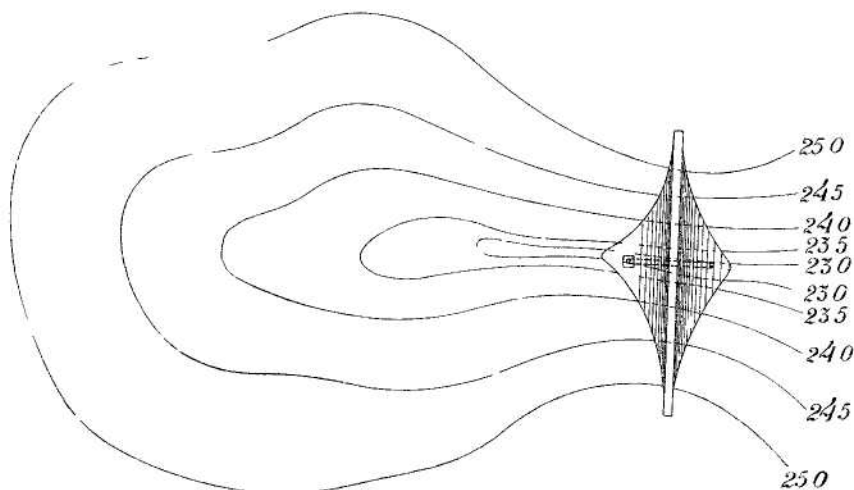
$$\frac{474 - 377}{377} \cdot 100 = 25,7\%$$

и экономии в воде 48,3%.

Наполнение камеры происходит в обратном порядке: сначала в камеру сливается вода из нижнего бассейна, затем из верхнего и уже потом камера сообщается с верхним бьефом для окончательного ее наполнения. Нетрудно

убедиться подсчетом, что время наполнения камеры получается равным времени ее опорожнения.

ЗАДАЧА № 78. На черт. 121 изображено в плане водохранилище. На черт. 122 дана зависимость площади зеркала водохранилища от его глубины H . Постоянный расход водохранилища $q = 0,35 \frac{\text{саж}^3}{\text{сек}}$. Толщина испаряющегося слоя воды в один месяц вегетационного периода $= 0,1$ саж. Определить, учитывая испарение и пренебрегая испарением, на сколько времени хватит воды в водохранилище при понижении горизонта с $H = 2,0$ саж. до $H = 0,6$ саж., а также для обоих случаев найти кривую понижения горизонта в зависимости от времени?



Черт 121

Определим кривую понижения горизонта, пренебрегая испарением.

В течение бесконечно-малого элемента времени dt из водохранилища вытекает

$$q dt \dots \dots \dots (1)$$

А уменьшение объема водохранилища за тот же элемент времени равно

$$- \Omega dH \dots \dots \dots (2)$$

Приравнявая выражения (1) и (2), получим:

$$q dt = - \Omega dH,$$

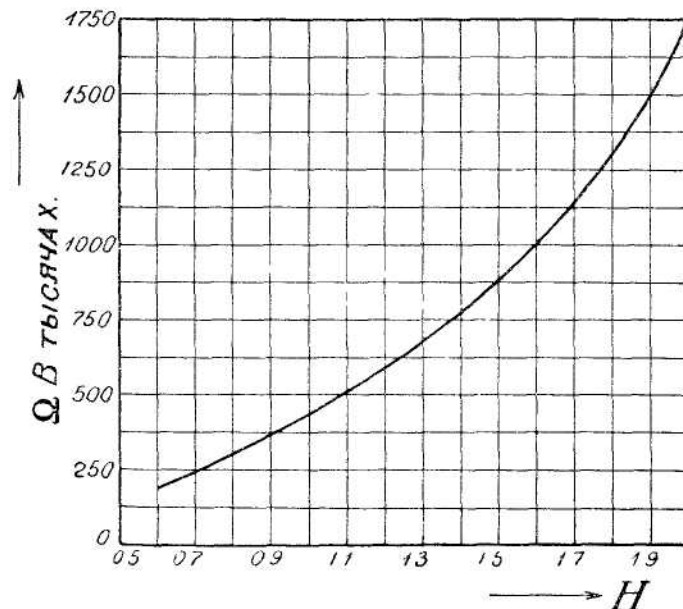
откуда

$$dt = - \frac{\Omega}{q} dH.$$

Опуская знак минус и интегрируя это выражение в пределах от $H = 0,6$ до $H = 2,0$, получим время, в течение которого водохранилище может работать:

$$T = \int_{0,6}^{2,0} \frac{\Omega}{q} dH.$$

Но так как обычно Ω является сложной функцией от H , то выполнить интегрирование не всегда возможно. С точностью, достаточной для практических целей, можно это интегрирование выполнить приближенно по способу трапеций. В самом деле, ведь этот интеграл представляет собою площадь, ограниченную кривой $y = \frac{\Omega}{q}$ и осью H . Всю глубину H в пределах от 0,6 до 2,0 разобьем на малые величины ΔH . Помощью чертежа 122 определим



Черт. 122.

площади Ω_i , соответствующие различным H_i . Проведем две ординаты, соответствующие двум смежным значениям H_i и H_{i+1} (очевидно $H_{i+1} - H_i = \Delta H$). Тогда площадь элементарной трапеции, ограниченной осью H , кривой $y = \frac{\Omega}{q}$ и этими двумя ординатами, определится следующим образом:

$$\Delta t = \frac{1}{2q} (\Omega_i + \Omega_{i+1}) \Delta H,$$

а площадь всей кривой в пределах от 0,6 до 2,0

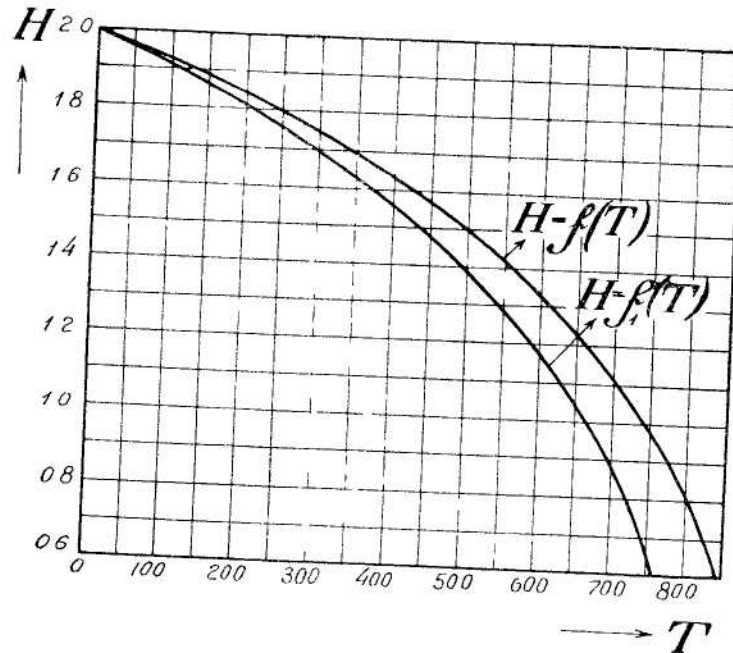
$$T = \sum \frac{1}{2q} (\Omega_i + \Omega_{i+1}) \Delta H.$$

В вычислениях принято $\Delta H = 0,1$ саж. и результаты вычислений приведены во 2, 3 и 4 столбцах таблицы. При чем расход q взят в саж.³/час., т. е.

$$q = 0,35 \cdot 3600 = 1260 \frac{\text{саж}^3}{\text{час}},$$

поэтому величины Δt и T получены также в часах. Таким образом, пренебрегая испарением, мы получили, что водохранилище сможет давать секундный расход $= 0,35$ саж.³ в течение 842 часов $\approx 35,10$ суток.

Одновременно же нами получена зависимость $H = f(T)$, нанесенная на чертеже 123.



Черт. 123

Определим полезную емкость водохранилища

$$W = 1260 \cdot 842 = 1\,060\,000 \text{ саж.}^3$$

Решим теперь задачу, учитывая испарение. Подобно предыдущему в течение бесконечно-малого элемента времени dt_1 вытекает из водохранилища

где

$$(q - k \Omega) dt_1 \dots \dots \dots (1')$$

$$k = 0,1 \frac{1}{30 \cdot 24} = \frac{1}{7200} \text{ саж.}$$

— толщина испаряющегося слоя воды в течение одного часа. Уменьшение объема водохранилища за тот же элемент времени

$$- \Omega dH \dots \dots \dots (2')$$

Приравнявая выражения (1') и (2'), получим:

$$(q - k \Omega) dt_1 = - \Omega dH.$$

Откуда

$$dt_1 = - \frac{\Omega}{q - k \Omega} dH.$$

H	Ω тысячи саж ²	Δt	T	Δt ₁	T ₁
2,0	1750		0		0
		128,0		108,3	
1,9	1475		128,0		108,3
		109,0		94,6	
1,8	1275		237,0		202,9
		95,2		84,1	
1,7	1125		332,2		287,0
		84,4		75,5	
1,6	1000		416,6		362,5
		74,5		67,4	
1,5	875		491,1		429,9
		65,5		59,8	
1,4	775		556,6		489,7
		57,6		53,1	
1,3	675		614,2		542,8
		50,1		46,7	
1,2	585		664,3		589,5
		43,1		40,6	
1,1	500		707,4		630,1
		37,7		35,8	
1,0	450		745,1		665,9
		32,2		30,7	
0,9	360		771,3		696,6
		26,2		25,3	
0,8	300		803,5		721,9
		21,4		20,8	
0,7	240		824,9		742,7
		17,1		16,7	
0,6	190		842,0		759,4

Интегрируя это выражение в указанных выше пределах, получим время опорожнения водохранилища:

$$T_1 = \int_{0,6}^{2,0} \frac{\Omega}{q + k\Omega} dH.$$

Этот интеграл вычислим также по способу трапеций, принимая $\Delta H = 0,1$ саж. Результаты вычислений приведены в 5 и 6 столбцах таблицы. Таким образом, время опорожнения водохранилища $T_1 = 759,4$ часа = 31,64 суток.

Одновременно же получаем зависимость $H = f_1(T)$, нанесенную на чертеже 123.

Теперь определим количество испаряющейся воды:

$$q_0 = (842,0 - 759,4) 1260 = 105\,900 \text{ саж.}^3,$$

что составляет около 10% от полезной емкости водохранилища.

Истечение через насадки.

Насадки различают:

- Наибольшее практическое значение имеют насадок Venturi и конический сходящийся.

- μ — коэффициент расхода насадка.

$$Q_H = p_w V \sqrt{2gH_0} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Опыт показывает, что если длина насадка

$$1 \cong (3,5-4) d, \dots \dots \dots (2)$$

Если сравнить расход насадка Q_n с расходом отверстия в тонкой стенке Q_0 , то при прочих равных условиях, получим:

$$\frac{Q_H}{Q_0} = \frac{0,82}{0,62} = 1,32, \dots \dots \dots (3)$$

т. е. насадок значительно увеличивает расход.

Подобное же сравнение скоростей дает:

$$\frac{v_H}{v_0} = \frac{0,82}{0,97} = 0,845, \dots \dots \dots (4)$$

т. е. скорость истечения при насадке меньше, чем при тонкой стенке.

Коэффициент сопротивления насадка

$$\zeta_n = \frac{1}{\varphi^2} - 1 = \frac{1}{0,82^2} - 1 \approx 0,5.$$

Напомним, что коэффициент сопротивления тонкой стенки $\zeta_0 = 0,06$ (стр. 143), т. е. почти в десять раз меньше, чем насадка.

Потеря напора в насадке

$$h_w^n = H - \frac{v_n^2}{2g} = H - 0,82^2 H = 0,328 H.$$

Потеря напора в тонкой стенке

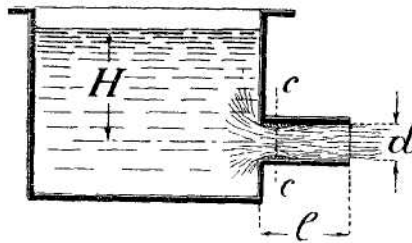
$$h_w^0 = H - \frac{v_0^2}{2g} = H - 0,97^2 H = 0,055 H.$$

Отношение

$$\frac{h_w^n}{h_w^0} = \frac{0,328}{0,055} \approx 6, \dots \dots \dots (5)$$

т. е. потеря напора в насадке в шесть раз больше, чем в тонкой стенке.

В отношении кинетической энергии подсчет показывает, что, несмотря на довольно значительное увеличение расхода, насадок дает общую потерю живой силы несколько большую (примерно на 7%), чем тонкая стенка.



Черт. 124.

Поступая в насадок, струя сжимается так же, как и в тонкой стенке, а затем расширяется и заполняет все сечения насадка. Этим фактом и объясняется значительная, против тонкой стенки, потеря напора в насадке. В сжатом сечении струи давление ниже атмосферного, при чем, при истечении в атмосферу (черт. 124) вакуум достигает величины

$$V_{ac.} = 0,75 H_0^1) \dots \dots \dots (6)$$

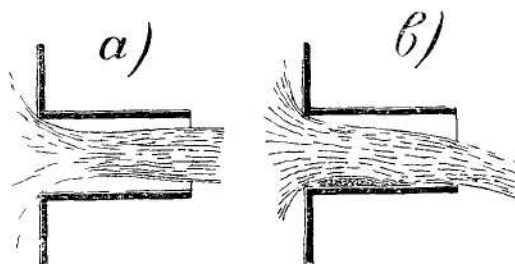
Из последнего выражения легко определить тот напор $H_{max.}$, при котором $V_{ac.}$ может достигнуть максимальной теоретической величины, равной, как известно, 10 м. вод. столба.

Имеем:

$$H_{max.} = \frac{V_{ac. max}}{0,75} = \frac{10}{0,75} = 13,33 \text{ м.} \dots \dots \dots (7)$$

¹⁾ Проф. Б. А. Бахметев считает $V_{ac.} = 0,8 H$.

При напоре большем 13,33 м., очевидно, произойдет „срыв“ вакуума и насадок уже не будет работать полным сечением. Струя в этом случае принимает: либо устойчивую форму, изображенную на черт. 125а, которая ничем не отличается от струи при тонкой стенке, либо неустойчивую — черт. 125б, где струя как бы прилипает к нижней поверхности насадка.



Черт 125

В первом случае коэффициент расхода насадка одинаков с коэффициентом расхода тонкой стенки (0,62); во втором — он несколько больше, благодаря частичному сжатию струи.

Если истечение из насадка происходит под уровень (черт. 126), то расход определяется формулой:

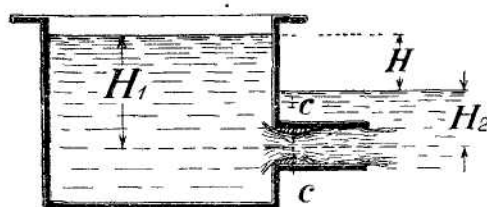
$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_0} \dots \dots \dots (8)$$

где

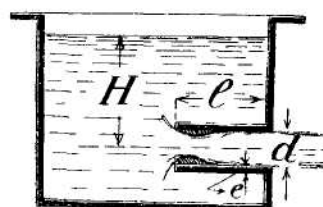
$$H_0 = H_1 - H_2 + \frac{v_0^2}{2g} \dots \dots \dots (9)$$

Вакуум в сжатом сечении струи (сечение С — С) в этом случае

$$V_{ac.} = 0,75 H_0 - H_2 \dots \dots \dots (10)$$



Черт 126.



Черт 127

Итак, для того, чтобы данный патрубок работал как насадок, т. е. полным сечением, необходимо удовлетворить следующим условиям:

- 1) длина патрубка не должна быть менее (3,5—4) d, где d его диаметр,
- 2) вакуум не должен превосходить практически допускаемой величины, за которую можно принимать 7—7,5 м. вод. столба.

Коэффициент расхода в этом случае можно считать (с запасом) $\mu = 0,80$.

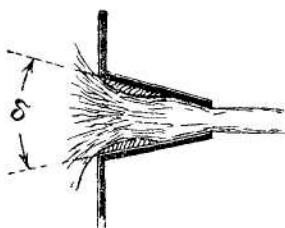
Если же подсчет не дает уверенности в том, что насадок будет работать полным сечением, то истечение нужно считать как в тонкой стенке (устойчивая форма, черт. 125а) с коэффициентом расхода $\mu = 0,60$ (с запасом).

Можно, однако, и в этом последнем случае заставить насадок работать полным сечением: для этого нужно лишь устроить закругленный вход или иначе, вместо насадка Venturi применить насадок коноидальный (см. ниже).

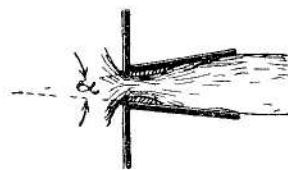
2. Насадок Borda ¹⁾ Под этим названием известен внутренний цилиндрический насадок, имеющий длину не менее $3d$, где d — диаметр отверстия (черт. 127). При этой длине насадок работает полным сечением и коэффициент расхода равен $\mu = 0,71$. Так как сжатие струи отсутствует ($\alpha = 1$), то $\varphi = 0,71$ и коэффициент сопротивления получается:

$$\zeta = \frac{1}{0,71^2} - 1 \approx 1.$$

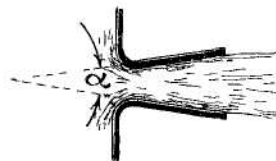
Если длина насадка невелика ($l < 2,5d$) и толщина стенки насадка значительна ($e > 0,2d$), то истечение происходит как из отверстия в тонкой стенке с коэффициентом расхода $\mu = 0,62$.



Черт 128.



Черт 129.



Черт 130

3. Конический сходящийся насадок (черт. 128) при известных углах сходимости дает довольно высокий расход и весьма большую выходную скорость. В опытах d'Aubuisson'a и Castel'я наибольший коэффициент расхода $\mu = 0,946$ соответствовал углу сходимости $\delta = 13^\circ 24'$; коэффициент скорости при этом был $\varphi = 0,963$. Как уменьшение, так и увеличение угла сходимости вызывало уменьшение коэффициента расхода.

Отметим, что в пожарных брандспойтах коэффициент расхода достигает величины $\mu = 0,98 - 0,99$ (по опытам Freeman'a).

4. Конический расходящийся насадок (черт. 129) дает небольшую выходную скорость, но расход в таком насадке достигает значительной величины. При угле расходимости, не превосходящем 8° коэффициент расхода, отнесенный к наиболее узкому сечению, равен $\mu = 0,95$.

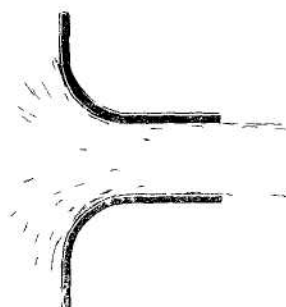
Заметим, что при больших углах α , а также при больших напорах или недостаточной длине насадка происходит срыв вакуума, истечение совершается как в тонкой стенке ($\mu = 0,62$) и насадок никакого влияния на истечение не оказывает.

Округление входного ребра в коническом расходящемся насадке (черт. 130) весьма значительно увеличивает расход: при угле $\alpha = 5^\circ - 8^\circ$, коэффициент расхода, отнесенный к узкому сечению, равен $\mu = 1,50$.

¹⁾ Некоторые американские авторы называют насадком Borda внутренний цилиндрический насадок, имеющий длину l равную половине диаметра, при чем считают для такого насадка $\varphi = 0,99$ и $\mu = 0,53$, [См напр., Slocum S. S. „Elements of Hydraulics“ p. 68, 1917 г.]

5. Конoidalный насадок, как уже упоминалось выше, представляет из себя насадок Venturi с округленным входом (черт. 131). Также называют и насадки, очерченные по форме сжатой струи. Коэффициент расхода этих насадков колеблется в пределах от 0,92 до 0,98, в зависимости от тщательности выполнения округления. В среднем принимают $\mu = 0,95 - 0,96$. Тогда коэффициент скорости $\varphi = 0,95 - 0,96$ (так как коэффициент сжатия $\alpha = 1$) и коэффициент сопротивления соответственно будет $\zeta = 0,10 - 0,08$.

При выборе типа насадка следует помнить, что наибольшей живой силой обладает струя при конoidalном насадке, затем при коническом сходящемся. Этим объясняется, применение конических сходящихся насадков в тангенциальных турбинах (колеса Pelton'a) и пожарных брандспойтах. При коническом расходящемся насадке живая сила струи наименьшая.

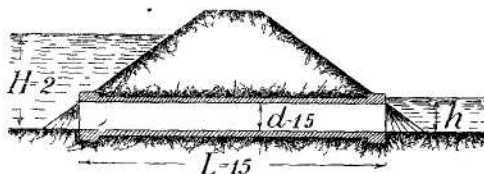


Черт. 131

6. Задачи.

ЗАДАЧА № 79. Определить расход через бетонную трубу диаметром $d = 1,50$ м. и длиной $L = 15$ м. под насыпью железной дороги, если $H = 2,0$ м., предполагая:

- 1) в отводящем лотке воды нет совсем,
- 2) глубина воды в лотке (бытовая глубина) равна $h = 0,6$ м,
- 3) глубина воды в лотке равна $h = 1,2$ м (черт. 132).



Черт. № 132.

1) Рассматривая трубу как цилиндрический насадок, расход определим по формуле:

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2g \left(H - \frac{d}{2} \right)}$$

где μ_c — коэффициент расхода системы ¹⁾.

Так как истечение свободно, то μ_c будет:

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_c}}$$

¹⁾ Коэффициент μ_c определяется:

при истечении под уровень $\mu_c = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c}}$

» » в атмосферу $\mu_c = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta_c}}$

Имеем

$$\zeta_c = \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{тр}} = 0,50 + 0,02 \frac{15}{1,5} = 0,70^1)$$

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{1 - 0,70}} = 0,77.$$

Следовательно

$$Q = 0,77 \frac{\pi \cdot 1,5^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (2 - 0,75)} = 6,74 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

2) Так как бытовая глубина h меньше половины диаметра трубы, то подтоп не оказывает влияния на истечение и, следовательно, расход в этом случае будет такой же, как и в случае 1.

3) В этом случае расход будет несколько меньше, ибо $h > \frac{d}{2}$ и, следовательно, подтоп будет оказывать влияние на истечение.

Расход определится по формуле:

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2g(H - h)},$$

где

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c}},$$

так как труба затоплена.

Имеем:

$$\zeta_c = \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{тр}} + \zeta_{\text{вых}} = 0,50 + 0,02 \frac{15}{1,5} + 1,00 = 1,70$$

$$\mu_c = 0,77.$$

И расход

$$Q = 0,77 \frac{\pi \cdot 1,5^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (2 - 1,2)} = 5,39 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

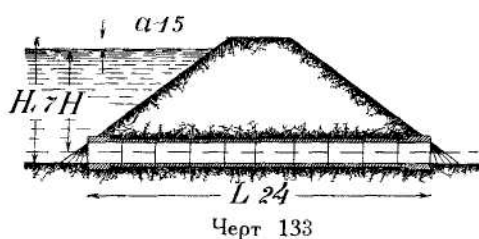
Во всех трех случаях мы считали, что труба работает полным сечением (как насадок); в самом деле, величина вакуума в первом случае (наибольшая) составляет:

$$V_{\text{ас}} = 0,75H = 0,75 \cdot 1,25 = 0,94 \text{ м.},$$

что обеспечивает работу трубы полным сечением.

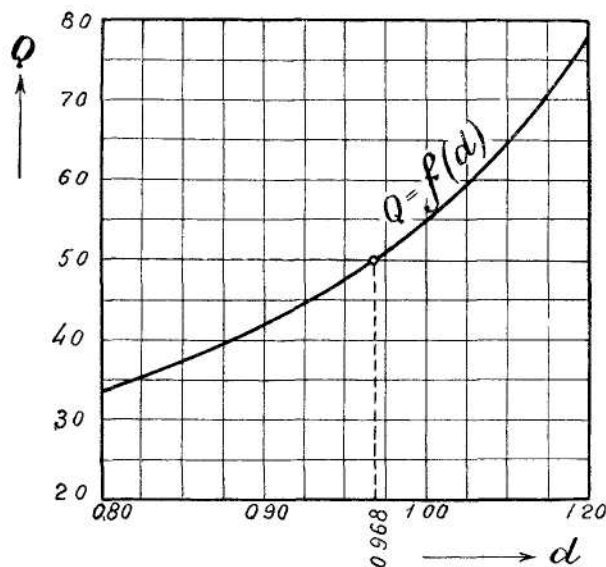
ЗАДАЧА № 80. Определить диаметр железной клепанной трубы так,

чтобы при $Q = 5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ горизонт верхнего бьефа стоял бы на $a = 1,50$ м. ниже бровки насыпи. Длина трубы $L = 24$ м. Высота насыпи $H_1 = 7$ м. В нижнем бьефе воды нет. (черт. 133).



¹⁾ В задачах №№ 79—86 потери напора по длине учтены по Darcy

В виду того, что коэффициент сопротивления ζ_c , а, следовательно, и коэффициент расхода μ_c зависят от диаметра трубы, задачу приходится решать подбором. Будем задаваться различными значениями диаметра трубы и, рассматривая трубу как цилиндрический насадок, определять им соответствующие значения расхода. Далее из построенной кривой $Q = f(d)$ найдем диаметр, отвечающий заданному расходу.



Черт. 134.

Пусть, для примера, $d = 1,0$ м. Тогда напор, под которым происходит истечение, определится:

$$H = H_1 - a - \frac{d}{2} = 7,0 - 1,5 - 0,5 = 5,0 \text{ м.}$$

Площадь живого сечения трубы:

$$\omega = 0,785 \text{ м}^2.$$

Коэффициент сопротивления системы:

$$\zeta_c = \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{тр}} = 0,50 + 0,025 \frac{24}{1} = 1,1.$$

Коэффициент расхода системы:

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1,0}{1,0 + 1,1}} = 0,69.$$

И расход:

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2gH} = 0,69 \cdot 0,785 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5} = 5,36 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

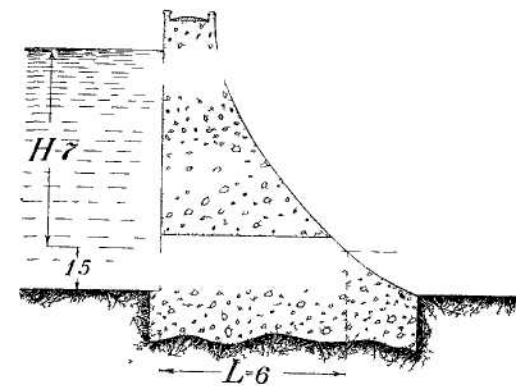
Результаты вычислений сведем в таблицу; из построенной по данным этой таблицы кривой $Q = f(d)$ (черт. 134) видно, что данному расходу $Q = 5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ соответствует диаметр трубы $d = 0,968$ м. При этом скорость в трубе получается $v = 6,76 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.

d	H	ω	μ_c	$\mu_c \omega$	Q
0,80	5,10	0,503	1,250	0,666	3,35
0,90	5,05	0,636	1,167	0,679	4,28
1,00	5,00	0,785	1,100	0,690	5,36
1,20	4,90	1,130	1,000	0,707	7,83

Заметим, что изменение действующего напора H с изменением диаметра трубы весьма незначительно; поэтому можно считать, что с изменением диаметра

изменяются лишь величины ω и μ_c , а напор остается постоянным. Тогда задачу можно решить, подбирая произведение $\mu_c \omega$, соответствующее данным задачи.

ЗАДАЧА № 81. Из водохранилища вода выводится трубами, уложенными на $H = 7$ м. ниже уровня воды в водохранилище; в нижнем бьефе воды нет. Определить число и диаметр (d) труб, если расход $Q = 80 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ и длина труб $L = 6$ м. (черт. 135).



Черт. 135

Для того, чтобы труба работала как цилиндрический насадок, т. е. пол-

ным сечением, в отношении диаметра трубы должно быть выполнено следующее условие:

$$L \geq (3,5 - 4) d.$$

Отсюда, задаваясь величиной отношения L к d , можно определить наибольший допускаемый диаметр трубы при данной ее длине. Примем

$$\frac{L}{d} = 4.$$

Тогда

$$d = \frac{L}{4} = \frac{6}{4} = 1,5 \text{ м.}$$

Определим теперь общую пропускную площадь труб Ω . Имеем:

$$Q = \nu \Omega \sqrt{2gH}$$

откуда, приняв $\mu = 0,80$ (трением в трубе пренебрегаем), получим:

$$\Omega = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}} = \frac{80}{0,80 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7}} = 8,52 \text{ м}^2.$$

Предполагая 5 труб, получим пропускную площадь одной трубы

$$\omega = \frac{\Omega}{5} = \frac{8,52}{5} = 1,71 \text{ м}^2.$$

И, следовательно, диаметр трубы

$$d = \sqrt{\frac{4\omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,71}{\pi}} = 1,43 \text{ м}.$$

Вакуум в трубе

$$V_{ac.} = 0,75 H = 0,75 \cdot 7 = 5,25 \text{ м}.$$

ЗАДАЧА № 82. Из водоема расходуется вода в количестве $Q = 12 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$. Для пропуска этого расхода в плотине уложены трубы на глубине $H_1 = 15,50 \text{ м}$, считая от поверхности воды в водоеме до оси труб. Горизонт воды за плотиной стоит на $H_2 = 2,00 \text{ м}$ выше оси труб. Длина труб $L = 12 \text{ м}$. Определить диаметр труб и их число. (черт. 136).

Посмотрим прежде всего, будут ли трубы работать полным сечением. Если задать практически допускаемый вакуум, обеспечивающий, при выполнении прочих необходимых условий, работу труб полным сечением, в 6,0 м. вод. столба, то глубина затопления труб должна быть:

$$\begin{aligned} H_2 &= 0,75 H - V_{ac.} = \\ &= 0,75 \cdot 13,5 - 6,0 = 4,12 \text{ м}. \end{aligned}$$

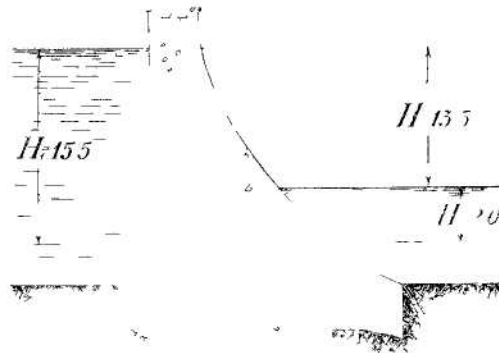
Так как, заданная величина затопления $H_2 = 2,0 \text{ м}$ недостаточна для обеспечения работы труб полным сечением, то при определении расхода труб необходимо считать, что истечение происходит неполным сечением и коэффициент расхода следует принять $\mu = 0,60$.

Определим необходимую площадь труб:

$$\Omega = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}} = \frac{12}{0,60 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 13,5}} = 1,23 \text{ м}^2.$$

Если поставить две трубы, то пропускная площадь каждой трубы должна быть:

$$\omega = \frac{\Omega}{2} = \frac{1,23}{2} = 0,615 \text{ м}^2$$



Черт 136

И, следовательно, диаметр определится:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,615}{\pi}} = 0,89 \text{ м.}$$

Мы можем, однако, и при заданных величинах H_1 и H_2 заставить трубы работать полным сечением — для этого нужно устроить закругленный вход. Коэффициент расхода в этом случае можно считать $\mu = 0,95$. Тогда площадь отверстий, необходимая для пропуска всего расхода, будет:

$$\Omega = \frac{120}{0,95 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 13,5}} = 0,78 \text{ м}^2.$$

При двух трубах, диаметр труб должен быть:

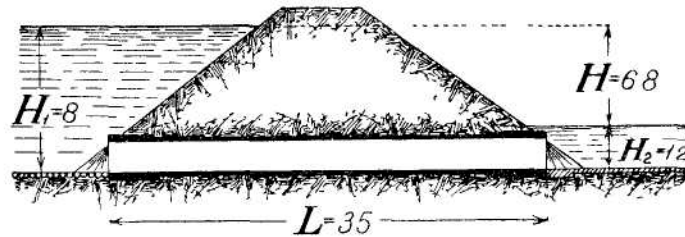
$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,78}{2 \pi}} = 0,70 \text{ м.}$$

При радиусе закругления входа $r = 0,2 d$ наружный диаметр входного отверстия труб получается:

$$D = 1,4d = 1,4 \cdot 0,7 = 0,98 \text{ м.}$$

Вопрос об окончательном выборе тех или иных труб, удовлетворяющих условиям задачи, решается в совокупности с вопросом экономическим.

ЗАДАЧА № 83. Определить диаметр железобетонной трубы, пропускающей расход $Q = 8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$, если максимальная глубина воды в верхнем бьефе $H_1 = 8$ м, глубина воды в отводящем лотке $H_2 = 1,20$ м, длина трубы $L = 35$ м. Отводящий лоток бетонирован (черт. 137).



Черт 137

Решим задачу, исходя из величины допускаемой скорости в отводящем лотке.

Так как лоток бетонирован, то выходную скорость можно принять равной $v = 10 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.

Тогда сечение трубы должно быть:

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{8}{10} = 0,8 \text{ м}^2.$$

и диаметр трубы:

$$d = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 0,8} = 1,01 \text{ м.}$$

Принимаем $d = 1,0$ м. Теперь проверим, пропустит ли труба принятого диаметра требуемый расход при заданном напоре?

Глубина воды в лотке $h > \frac{d}{2}$; следовательно, истечение будет происходить под уровень.

Будем иметь:

$$\zeta_c = \zeta_{вх} + \zeta_{тр} + \zeta_{вых} = 0,50 + 0,02 \frac{35}{1} + 1,0 = 2,2.$$

$$\mu_c = \sqrt{\frac{1}{2,2}} = 0,675$$

и необходимый напор

$$H = \frac{Q^2}{\mu_c^2 \omega^2 2g} = \frac{8^2}{0,675^2 \cdot 0,785^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 11,60 \text{ м.}$$

Но по условию $H_{\max} = 6,80$ м. Следовательно, для пропуска данного расхода необходимо увеличить сечение трубы. Будем исходить из заданной величины напора H .

Определим по данным задачи при напоре $H_{\max} = 6,80$ произведение $\mu_c \omega$. Получим:

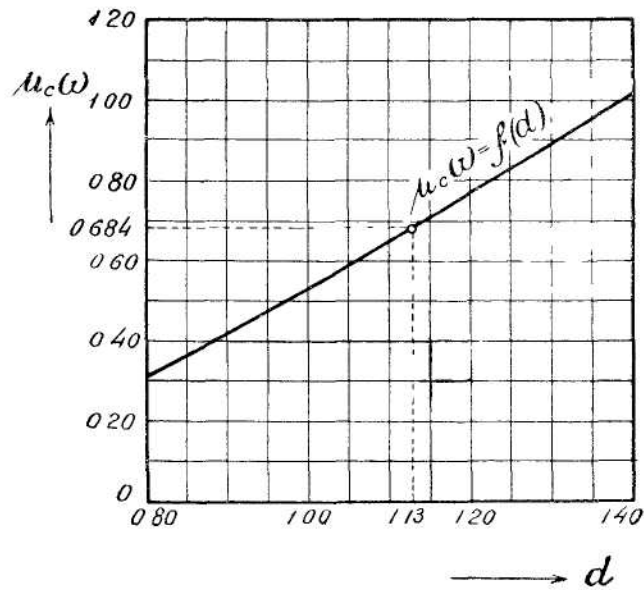
$$\mu_c \omega = \frac{Q}{\sqrt{2gH}} = \frac{8}{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 6,8}} = 0,684 \text{ м}^2.$$

Теперь, задаваясь различными значениями диаметра (d), будем определять им соответствующие величины ω , ζ_c , μ_c и, наконец, $\mu_c \omega$. Результаты вычислений сведем в таблицу.

d	ω	ζ_c	μ_c	$\mu_c \omega$
1,4	1,54	2,000	0,707	1,088
1,2	1,13	2,084	0,692	0,782
1,0	0,78	2,200	0,675	0,530
0,8	0,50	2,373	0,650	0,327

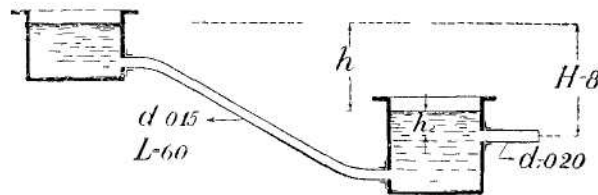
Далее, по данным этой таблицы построим кривую $\mu_{с\omega} = f(d)$ (черт. 138), по которой найдем, что заданному значению $\mu_{с\omega} = 0,684$ соответствует диаметр трубы $d = 1,13$ м. При этом скорость получается

$$v = 7,97 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$



Черт. 138.

ЗАДАЧА № 84. На чертеже 139 изображена система, состоящая из двух искусственных водоемов, соединенных трубопроводом. Из второго водоема, расположенного ниже первого, расходуется вода через цилиндриче



Черт. 139.

ский насадок. Дано: $H = 8$ м. = const.; длина трубопровода $L = 60$ м; диаметр трубопровода $d = 0,15$ м; диаметр насадка $d_1 = 0,20$ м. Определить расход и положение уровня в нижнем водоеме.

Имеем: расход верхнего водоема:

$$Q_1 = \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g h_1} \dots \dots \dots (1)$$

где

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{1}{\zeta_{с}}},$$

при чем коэффициент ζ_c учитывает сопротивления от входного сечения трубопровода до выходного включительно.

Расход второго водоема:

$$Q_2 = \mu_2 \omega_2 \sqrt{2g h_2} \dots \dots \dots (2)$$

где μ_2 — коэффициент расхода насадка.

Кроме того имеем:

$$H = h_1 + h_2 \dots \dots \dots (3)$$

Определяя из (1) — h_1 , из (2) — h_2 и подставляя найденные значения в (3), получим, имея в виду, что $Q_1 = Q_2 = Q$:

$$\frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\mu_1^2 \omega_1^2} + \frac{1}{\mu_2^2 \omega_2^2} \right) = H,$$

откуда

$$Q = \sqrt{2g H} \sqrt{\frac{1}{\sum \frac{1}{\mu_1^2 \omega_1^2}}} \dots \dots \dots (4)$$

Вычислим μ_1 .

$$\zeta_1 = \zeta_{\text{вх.}} + 2 \zeta_{\text{кол.}} + \zeta_{\text{гр.}} + \zeta_{\text{вых.}} = 0,50 + 2 \cdot 0,15 + 0,023 \frac{60}{15} + 1,0 = 11.$$

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{1}{11}} = 0,302.$$

Далее имеем:

$\omega_1 = 1,77 \text{ дм}^2$; $\omega_2 = 3,14 \text{ дм}^2$; $\mu_2 = 0,80$ (в предположении, что насадок работает полным сечением).

Следовательно

$$\sum \frac{1}{\mu_1^2 \omega_1^2} = \frac{1}{0,302^2 \cdot 1,77^2} + \frac{1}{0,80^2 \cdot 3,14^2} = 3,74.$$

И, наконец, расход по уравнению (4):

$$Q = \sqrt{\frac{1}{3,74}} 2 \cdot 98,1 \cdot 80 = 64,75 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

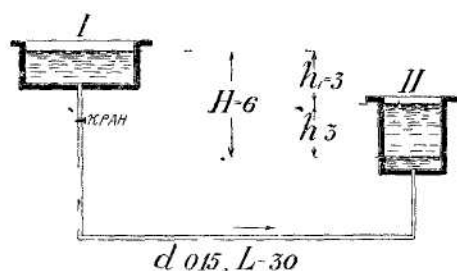
Теперь из уравнения (2) найдем:

$$h_2 = \frac{Q^2}{\mu_2^2 \omega_2^2 2g} = \frac{64,75^2}{0,80^2 \cdot 3,14^2 \cdot 2 \cdot 98,1} = 3,42 \text{ дм} = 0,34 \text{ м.}$$

и из уравнения (3) —

$$h_1 = H - h_2 = 8 - 0,34 = 7,66 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 85. Дана система, состоящая из двух баков и трубопровода, диаметр которого $d = 0,15$ м. и длина $L = 30$ м. Уровень в баке I остается постоянным. Определить, в течение какого промежутка времени уровень в баке II поднимется на высоту 3 м, если площадь сечения бака II постоянна и равна $\Omega = 2$ м², а первоначальная разность горизонтов $H = 6$ м. (черт. 140).



Черт 140

Время наполнения определяется формулой 24 (гл. III).

$$T = \frac{2\Omega (V\overline{H} - V\overline{h_1})}{\nu_c \omega \sqrt{2g}}$$

В этой формуле в данном случае под ν_c нужно подразумевать коэффициент расхода системы, определяемый соотношением:

$$\nu_c = \sqrt{\frac{1}{\zeta_c}}$$

где ζ_c — коэффициент сопротивления системы.

$$\zeta_c = \zeta_{вх} + \zeta_{кр.} + \zeta_{тр} + 2\zeta_{к} + \zeta_{вых.} = 0,5 + 5 + 0,023 \frac{30}{0,15} + 2 \cdot 0,2 + 1 = 11,5^1)$$

Следовательно, коэффициент расхода системы:

$$\nu_c = \sqrt{\frac{1}{11,5}} = 0,295.$$

И, значит, искомое время определится:

$$T = \frac{2 \cdot 2 (V\overline{6} - V\overline{3}) 4}{0,295 \cdot \pi \cdot 0,15^2 \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 124 \text{ сек.} = 2 \text{ мин. 4 сек.}$$

ЗАДАЧА № 86. Для опорожнения железобетонного резервуара, имеющего форму усеченного конуса, в дне его уложена короткая чугунная труба диаметром $d = 0,15$ м. (6'). Диаметр дна резервуара $D = 40$ м., глубина воды $H = 4$ м., откосы одиночные. Определить время полного опорожнения? (черт. 141).



Черт 141

Для решения этой задачи воспользуемся формулой (23), приведенной на стр. 158

$$dt = - \frac{\Omega dh}{\nu_c \omega \sqrt{2gh}}$$

¹⁾ В виду малости отношения $\frac{\omega}{\Omega}$ потеря на выход принята $= \frac{v^2}{2g}$

где Ω — площадь сечения водоема, соответствующая глубине h ,

ω — площадь сечения трубы,

$\mu = 0,80$ — коэффициент расхода трубы (насадка).

Имеем:

$$\Omega = \frac{\pi (D + 2h)^2}{4}; \quad \omega = \frac{\pi d^2}{4}.$$

Следовательно

$$dt = - \frac{(D + 2h)^2 dh}{\mu d^2 \sqrt{2gh}}.$$

Время полного опорожнения получим, если это выражение проинтегрируем в пределах от H до 0. Меняя пределы и опуская минус, получим:

$$T = \int_0^H \frac{(D + 2h)^2 dh}{\mu d^2 \sqrt{2gh}} = \frac{2 \sqrt{H}}{\mu d^2 \sqrt{2g}} \left(D^2 + \frac{4}{3} DH + \frac{4}{5} H^2 \right).$$

Подставляя численные значения, имеем:

$$T = \frac{2 \sqrt{4}}{0,8 \cdot 0,15^2 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \left(40^2 + \frac{4}{3} \cdot 40 \cdot 4 + \frac{4}{5} \cdot 4^2 \right) = 91\,640 \text{ сек.} =$$

$= 25 \text{ ч. } 27 \text{ м. } 20 \text{ сек.}$

ГЛАВА V.

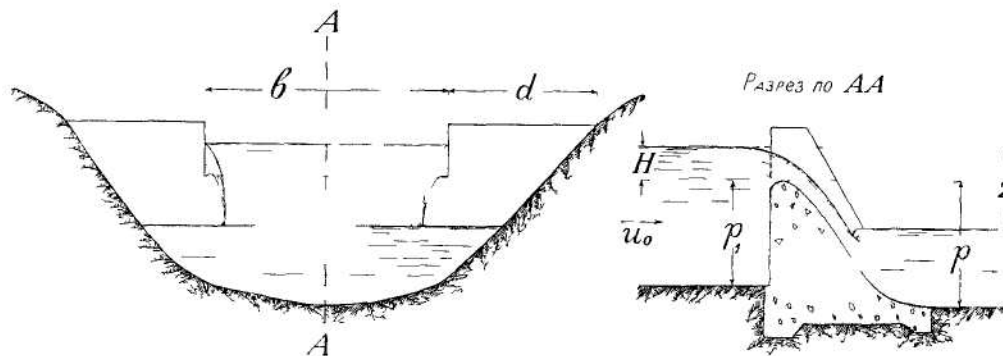
Истечение через водосливы.

1. Определения. Стенка, перегораживающая канал, через которую переливается движущаяся по каналу жидкость, наз. водосливом (напр. плотина в реке).

Примем обозначения (черт. 142):

H — напор на водосливе;

u_0 — скорость подхода — средняя скорость потока, измеренная в сечении достаточно удаленном от стенки, где понижение уровня верхнего бьефа не заметно;



Черт 142

z — перепад (разность уровней в верхнем и нижнем бьефах);

b — ширина водослива;

p_1 — высота стенки водослива со стороны верхнего бьефа;

p — " " " " " " нижнего "

Q — расход через водослив.

Водосливы различают:

А. По типу стенки:

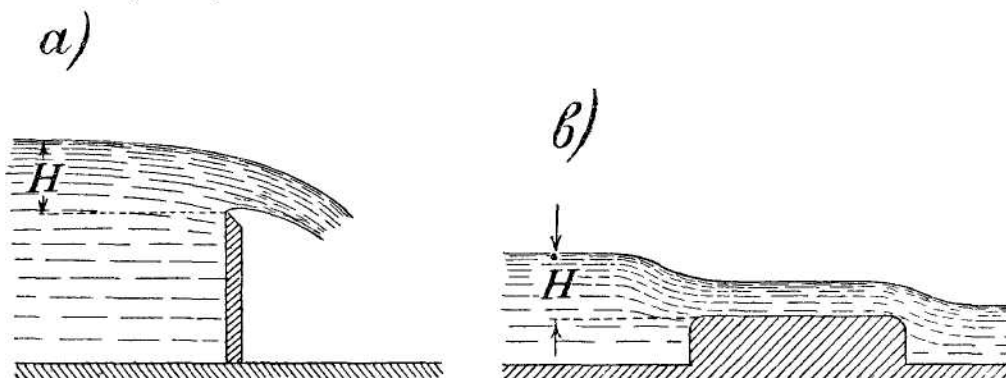
а) водослив с тонкой стенкой (черт. 143а).

б) " " практического профиля (черт. 142).

в) " " с широким порогом (черт. 143б).

В. По типу сопряжения бьефов:

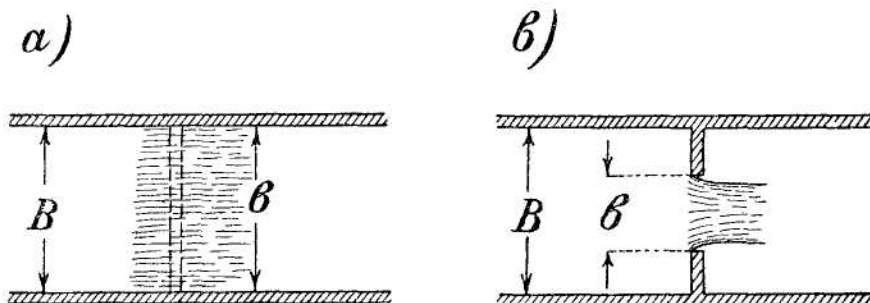
- а) водосливы незатопленные.
- б) „ затопленные.



Черт. 143.

С. По расположению в плане:

- а) водослив без бокового сжатия (ширина водослива b равна ширине B подводящего русла) (черт. 144 а).
- б) водослив с боковым сжатием (черт. 144 б).



Черт. 144.

2. Водослив с тонкой стенкой.

- а) Водослив незатопленный имеет место в том случае, когда уровень нижнего бьефа расположен ниже ребра водослива, т. е. при $h < 0$ (черт. 145).

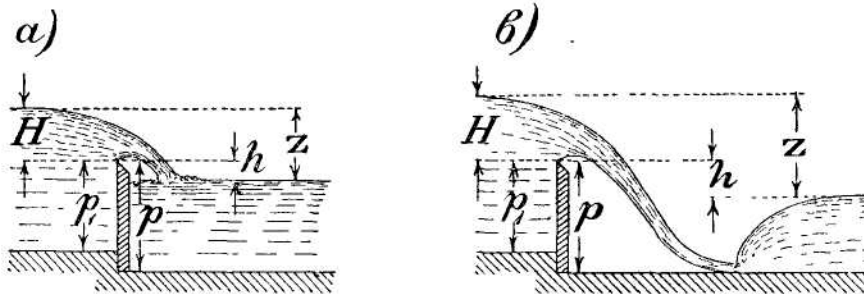
В этом случае, независимо от того, будет ли струя покрытая ($\frac{z}{p} < 0,7$; черт. 145а)¹⁾ или струя с отогнутым прыжком ($\frac{z}{p} > 0,7$; черт. 145б) уровень воды нижнего бьефа не оказывает влияния на расход и последний определяется следующей формулой:

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

¹⁾ См подробности в § 4.

где m_0 — коэффициент расхода водослива и по Bazin'у (для метрового размера):

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \left[1 + 0,55 \frac{H^2}{(H + p_1)^2} \right] \dots \dots \dots (2)$$



Черт. 145.

б) Водослив затопленный имеет место в том случае, когда уровень нижнего бьефа расположен выше ребра водослива, т. е. при $h > 0$ (черт. 146а) и кроме того, когда $\frac{z}{p} < 0,7$.

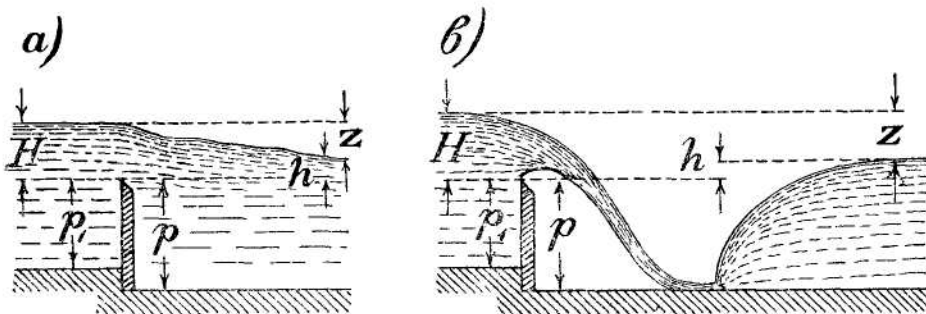
При выполнении этих условий расход определяется формулой:

$$Q = \sigma_n m_0 b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (3)$$

где m_0 определяется по формуле (2);

σ_n — коэффициент затопления, определяемый формулой Bazin'a:

$$\sigma_n = \left(1 + 0,2 \frac{h}{p} \right)^3 \sqrt{\frac{z}{H}} \dots \dots \dots (4)$$

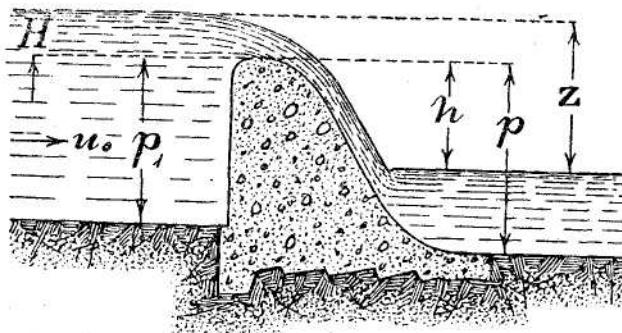


Черт. 146.

Если второе условие не выполнено, т. е. если $\frac{z}{p} > 0,7$, то даже и при $h > 0$, водослив будет незатопленным, ибо в этом случае получается струя с отогнанным прыжком (черт. 146б), уровень нижнего бьефа никакого влияния на расход не оказывает и последний определяется формулой (1).

Ниже приведена таблица № 1 значений коэффициента затопления σ_n по формуле Bazin'a (формула 4) в зависимости от отношений $\frac{h}{p}$ и $\frac{z}{p}$ 1).

3. Водосливы практических профилей. Практически водосливом с тонкой стенкой приходится пользоваться лишь как измерителем расхода воды. Водосливы же каменных и бетонных плотин, предназначенные для пропуска больших масс воды, обычно имеют профиль подобный изображенному на черт. 147.



Черт. 147 а.

Так же, как и в водосливах с тонкой стенкой здесь различают водосливы затопленные и незатопленные, при чем критерием в этом отношении служат те же соотношения, что и для водослива с тонкой стенкой.

а) При незатопленном водосливе расход определяется:

$$Q = M b H_0^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (5)$$

где H_0 — напор на водосливе, исправленный на скорость подхода u_0 , т. е.

$$H_0 = H + \frac{u_0^2}{2g}$$

и

$$M = m \sqrt{2g}.$$

Коэффициент расхода m для высоких профилей с плавным очертанием водосливного ребра (черт. 147) можно принимать (в среднем) 0,45; для профилей низких растянутых, приближающихся к профилям деревянных и ряжевых водосливных плотин (черт. 171)—0,40. При этих значениях m получаем:

m	M	
	метры	сажени
0,45	2,00	1,35
0,40	1,75	1,20

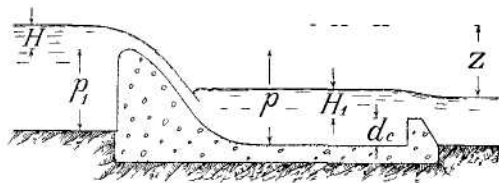
1) Проф. Н. Н. Павловский. Гидравлический справочник, стр. 154.

ТАБЛИЦА № 1
значений коэффициента затопления σ_n по формуле Bazin'a.

$$\sigma_n = \left(1 + 0,2 \frac{h}{p}\right)^3 \sqrt{\frac{z}{H}}$$

$\frac{z}{p}$	$\frac{h}{p}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
0,05		0,80	0,70	0,65	0,61	0,55	0,51	0,49	0,48	0,46	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,42	0,42	0,41
0,10		0,88	0,81	0,76	0,72	0,67	0,63	0,61	0,58	0,57	0,55	0,54	0,54	0,53	0,52	0,52	0,51	0,51
0,15		0,91	0,86	0,82	0,78	0,73	0,70	0,67	0,66	0,64	0,63	0,62	0,61	0,60	0,60	0,59	0,59	0,58
0,20		0,93	0,89	0,86	0,83	0,78	0,75	0,72	0,70	0,68	0,67	0,66	0,66	0,66	0,65	0,65	0,64	0,64
0,25		0,95	0,91	0,87	0,86	0,82	0,78	0,76	0,74	0,73	0,71	0,71	0,70	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67
0,30		0,96	0,92	0,89	0,87	0,84	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73	0,73	0,72	0,72	0,71	0,71
0,35		0,96	0,93	0,91	0,89	0,86	0,84	0,82	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	0,76	0,75	0,75	0,75	0,74
0,40		0,97	0,94	0,92	0,90	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77
0,45		0,97	0,95	0,93	0,91	0,89	0,87	0,86	0,85	0,83	0,83	0,82	0,81	0,81	0,80	0,80	0,80	0,80
0,50		0,98	0,96	0,94	0,93	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,85	0,84	0,83	0,83	0,83	0,82	0,82	0,82
0,55		0,98	0,96	0,95	0,93	0,91	0,89	0,88	0,87	0,86	0,86	0,86	0,85	0,85	0,84	0,84	0,84	0,84
0,60		0,98	0,97	0,95	0,94	0,93	0,91	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,85
0,65		0,99	0,97	0,96	0,95	0,93	0,92	0,91	0,90	0,88	0,88	0,88	0,87	0,87	0,87	0,87	0,86	0,86
0,70		0,99	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,91	0,91	0,90	0,89	0,89	0,89	0,88	0,88	0,88	0,88	0,87

Выше было указано, что по Bazin'у струя с отогнутым прыжком имеет место при $\frac{z}{p} > 0,70$. Однако, как показал проф. Бахметев ¹⁾, это отношение $\frac{z}{p}$ не является величиною постоянной и то критическое его значение $\left(\frac{z}{p}\right)_0$, при котором образуется отогнутый прыжок, зависит от φ , m и $\frac{H}{p}$. В дальнейшем мы сохраним Базеново отношение $\frac{z}{p} = 0,70$



Черт. 149.

как первое приближение, а в тех случаях, когда надо будет составить более точное представление о форме сопряжения бьефов, будем пользоваться критерием проф. Бахметева. На черт. 150 приведены кривые Бахметева, дающие зависимость $\left(\frac{z}{p}\right)_0$ от $\frac{H}{p}$ при следующих значениях φ и m :

$$\varphi = 0,95 \text{ и } m = 0,385; 0,42; 0,45; 0,48.$$

$$\varphi = 0,90 \text{ и } m = 0,35.$$

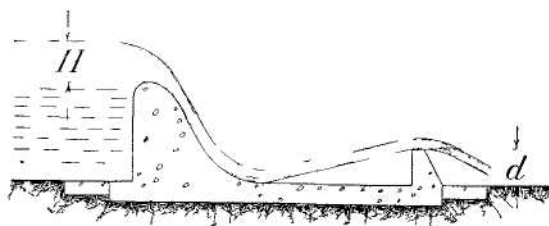
Вопрос расчета водобойного колодца заключается, либо в определении глубины d_k колодца (черт. 148), удовлетворяющей условию:

$$\frac{z}{p + d_k} < \left(\frac{z}{p}\right)_0 \dots \dots \dots (9)$$

либо в определении высоты d_c стенки (черт. 149), удовлетворяющей условию:

$$\frac{p - d_c}{p} < \left(\frac{z}{p}\right)_0 \dots \dots \dots (10)$$

Заметим, что последнее неравенство получается при $H_1 = H$ (черт. 149). Следует иметь в виду, что при недостаточной глубине колодца ниспадающая струя выскакивает из колодца (черт. 151) и получается явление более опасное в смысле размыва, чем даже струя с отогнутым прыжком.



Черт. 151.

5. Водослив с широким порогом. Движение воды через глубокие донные спуски в плотинах при достаточной длине нижнего порога по сравнению с напором

на водосливе (черт. 152; $s > 2H$) можно рассматривать как движение через водослив с широким порогом. Сюда же можно отнести движение воды через

¹⁾ Проф. Б. А. Бахметев, „К вопросу о расчете перепадов“, 1916 г.

открытые мостики и безнапорное движение в трубах, укладываемых под насыпями ¹⁾).

Проф. Бахметев, рассматривая явление истечения через водослив с широким порогом с энергетической точки зрения и пользуясь понятием „удельной энергии“, полагает, что на пороге водослива устанавливается глубина, соответствующая минимуму удельной энергии. Эта глубина, называемая критической, определяется уравнением:

$$h_{кр} = k H_0, \dots \dots \dots (11)$$

где k —некоторый коэффициент, зависящий от устройства входного ребра водослива,

H_0 —напор, исправленный на скорость подхода.

Коэффициент k связан с коэффициентом скорости φ и коэффициентом расхода m , следующими равенствами:

$$k = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} \dots \dots \dots (12)$$

$$m = \varphi k \sqrt{1 - k} \dots \dots \dots (13)$$

$$k = \sqrt[3]{2m^2} \dots \dots \dots (14)$$

Если положить $\varphi = 1$, т. е. пренебречь потерями, то формула (12) дает:

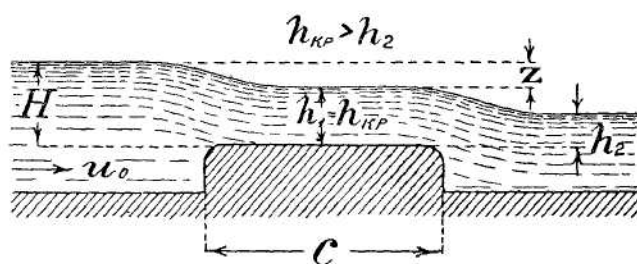
$$k = 0,667$$

и, следовательно,

$$h_{кр} = 0,667 H_0 \dots \dots \dots (15)$$

Этот результат совпадает с принципом наибольшего расхода, предложенным Bélanger.

а) Водослив с широким порогом получается незатопленный (свободное истечение) в том случае, когда уровень воды нижнего бьефа ниже



Черт. 152 а.

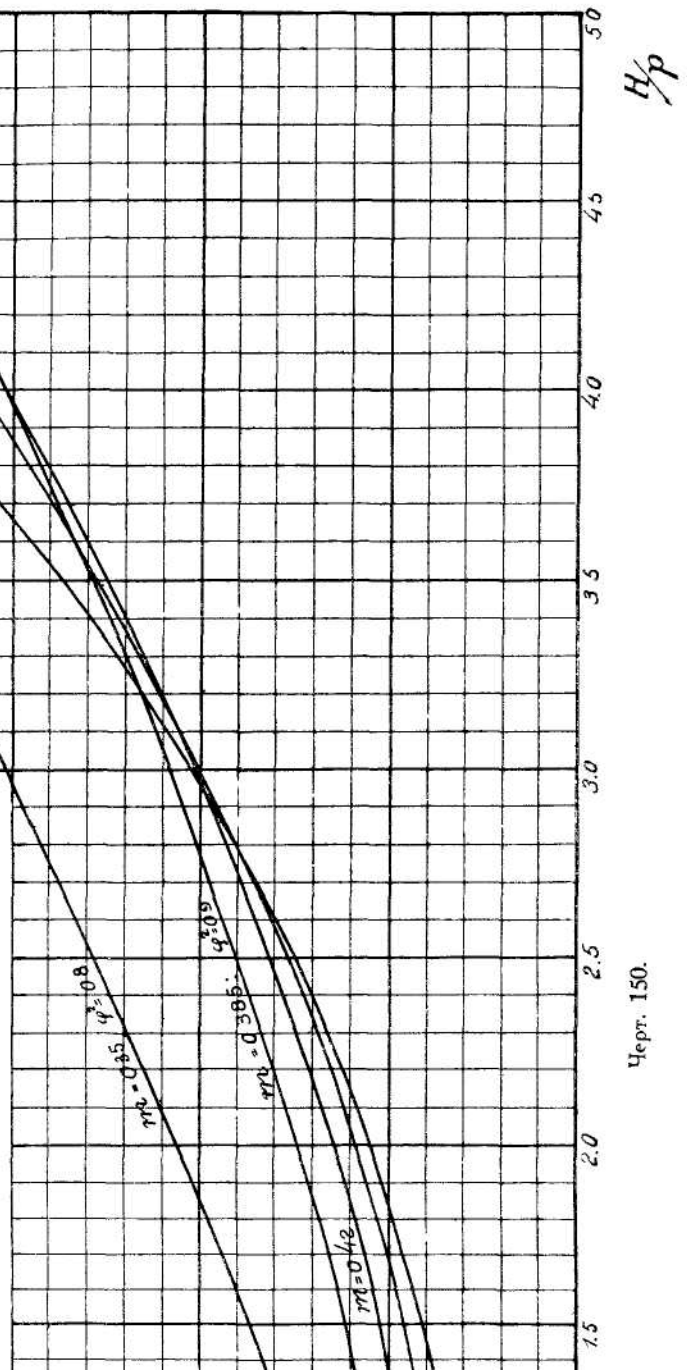
уровня воды на пороге, определяемого критической глубиной, т. е. когда $h_{кр} > h_2$ (черт. 152 а). В этом случае, истечение происходит с двумя перепа-

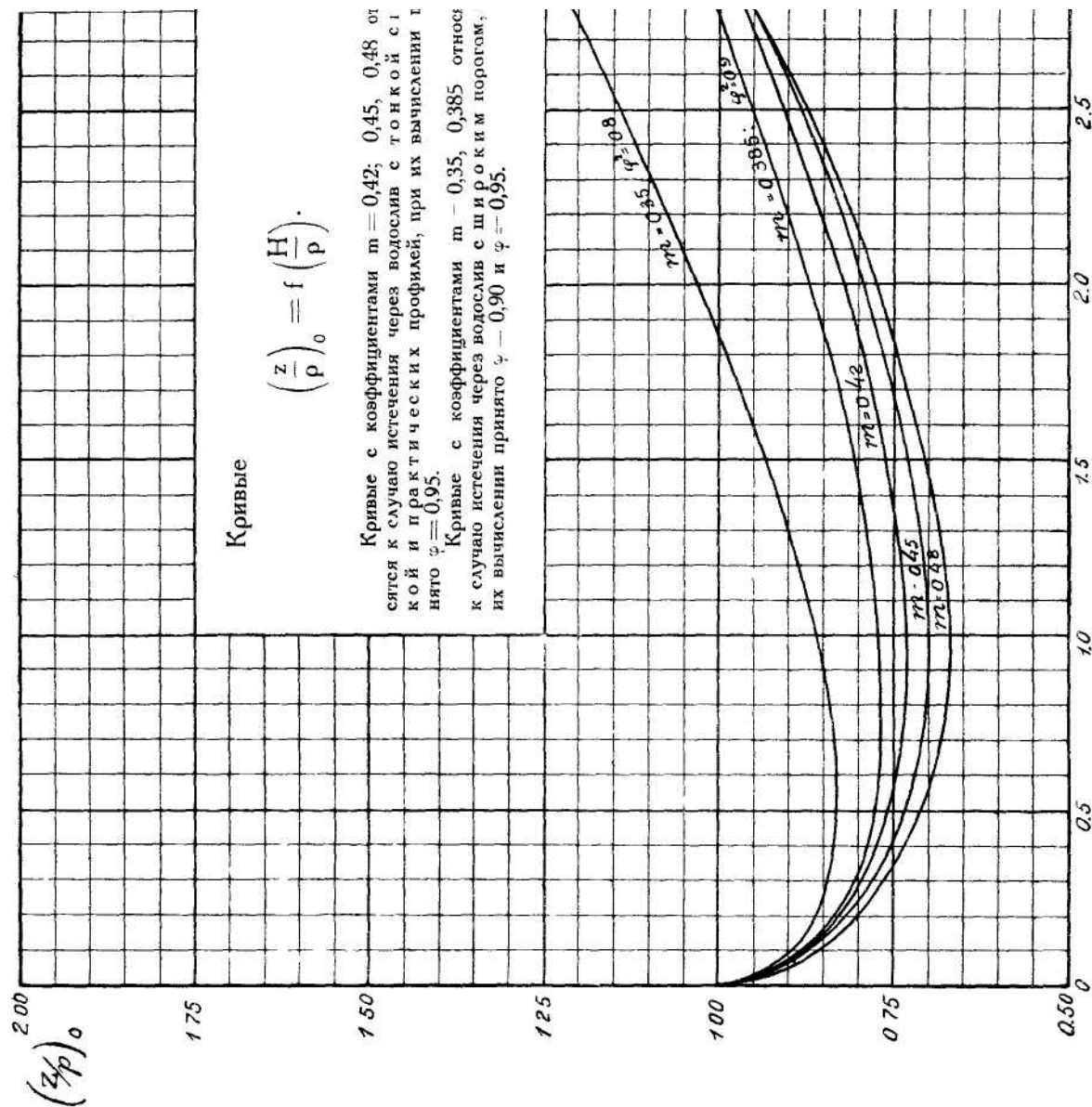
¹⁾ В дальнейшем водослив предполагается прямоугольным.

ивые

$$\left(\frac{z}{\rho}\right)_0 = f\left(\frac{H}{\rho}\right).$$

вые с коэффициентами $m = 0,42; 0,45, 0,48$ отно-
учаю истечения через водослив с тонкой стеной
рактических профилей; при их вычислении при-
1,95.
вые с коэффициентами $m = 0,35; 0,385$ относятся
истечения через водослив с широким порогом; при
эни принято $\varphi = 0,90$ и $\varphi = 0,95$.





дами и на пороге устанавливается глубина h_1 , равная критической, определяемой уравнением (11), а также еще и следующими двумя:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \dots \dots \dots (16)$$

$$h_{кр} = \frac{u^2}{g} \dots \dots \dots (17)$$

Расход в случае незатопленного водослива определяется формулой того же вида, как и в случае водослива практического профиля, т. е.

$$Q = Mb H_0^{\frac{3}{2}}, \dots \dots \dots (18)$$

при чем

$$M = \varphi k \sqrt{1-k} \sqrt{2g} \dots \dots \dots (19)$$

Как уже замечено выше, коэффициент k , а также и коэффициенты φ и m зависят от типа входного ребра. Проф. Бахметев предлагает в расчетах принимать:

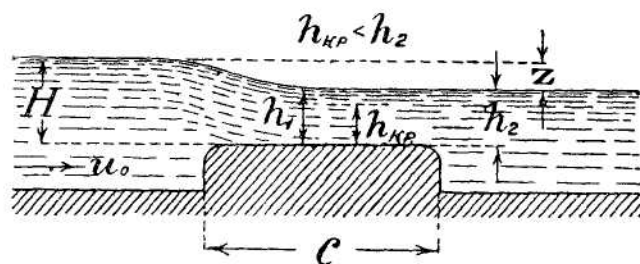
для порога с острым входным ребром:

$$k = 0,59; \quad \varphi = 0,85; \quad m = 0,32; \quad M = 1,42 \text{ (метры)}$$

для порога с закругленным входным ребром:

$$k = 0,63; \quad \varphi = 0,92; \quad m = 0,35; \quad M = 1,55 \text{ (метры)}.$$

б) В том случае, когда $h_{кр} < h_2$, уровень воды нижнего бьефа почти полностью надвигается на порог, истечение происходит с одним перепадом (черт. 152 б) и получается затопленный водослив с широким порогом (несво-



Черт. 152 б.

бодное истечение). Надо отметить, что в этом случае происходит частичное восстановление живой силы, однако, оно так ничтожно, что практически им можно пренебречь и считать, что на пороге устанавливается глубина $h_1 = h_2$.

Таким образом, в водосливе с широким порогом влияние нижнего бьефа на величину расхода сказывается только тогда, когда глубина $h_2 > h_{кр}$.

Скорость в случае затопленного водослива определяется из уравнения:

$$u = \varphi \sqrt{2g z_0}, \quad (20)$$

где z_0 — перепад, исправленный на скорость подхода, т. е.

$$z_0 = z + \frac{u^2}{2g} \quad (21)$$

Расход определяется:

$$Q = \varphi b h_2 \sqrt{2g z_0} \quad (22)$$

Из уравнений (20) и (21) можно определить перепад:

$$z = \frac{1}{2g} \left(\frac{u^2}{\varphi^2} - u_0^2 \right) \quad (23)$$

или приближенно

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \frac{u^2 - u_0^2}{2g} \quad (24)$$

По этим же формулам определяется первый перепад z (черт. 152 а) в случае незатопленного водослива.

6. Влияние бокового сжатия. Во всех, приведенных выше, формулах введена ширина в свету b . На самом же деле, благодаря происходящему сжатию струи, работает не вся ширина водослива b , а лишь некоторая ее часть b_c . Поэтому, при расчете водослива, в тех случаях, когда имеет место сжатие струи, в формулы для определения расхода вводят некоторую ширину водослива b_c , равную

$$b_c = \varepsilon b, \quad (25)$$

где $\varepsilon = 0,85 - 0,95$ в зависимости от степени сжатия.

По Francis'у, при $d \geq 3H$ (черт. 142) ширина b_c составляет:

$$b_c = b - 0,1 n H_0 \quad (26)$$

где n — число отдельных сжатий.

По Creager'у

$$b_c = b - 0,1 \xi n H_0 \quad (27)$$

где ξ — некоторый коэффициент ≤ 1 , зависящий от степени сжатия. Для весьма плавной формы устоев и быков Creager принимает $\xi = 0,40$.

7. Уточнения в расчете водосливов практических профилей. Приведенное выше значение коэффициента расхода m для водосливов практических профилей следует рассматривать лишь как среднее, достаточное для приближенных, предварительных подсчетов. Для окончательного расчета водосливных плотин расход следует определять более точно. Подобное уточнение в определении расхода при истечении через водосливы практических профилей сделано проф. Павловским¹⁾ на основании систематизации имеющихся материалов.

¹⁾ Проф. Н. Н. Павловский Гидравлический справочник, стр. 46—60.

Проф. Павловский предлагает для определения расхода при истечении через водосливы—с тонкой стенкой, практических профилей и с широким порогом обобщенную формулу следующего вида:

$$Q = m_r \sqrt{2g} \sigma_f \cdot \sigma_n \cdot \sigma_n b_c H_0^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (28)$$

где m_r — „приведенный“ коэффициент расхода (т. е. при условии: $\sigma_f = \sigma_n = \sigma_n = 1$).

σ_f — коэффициент формы,

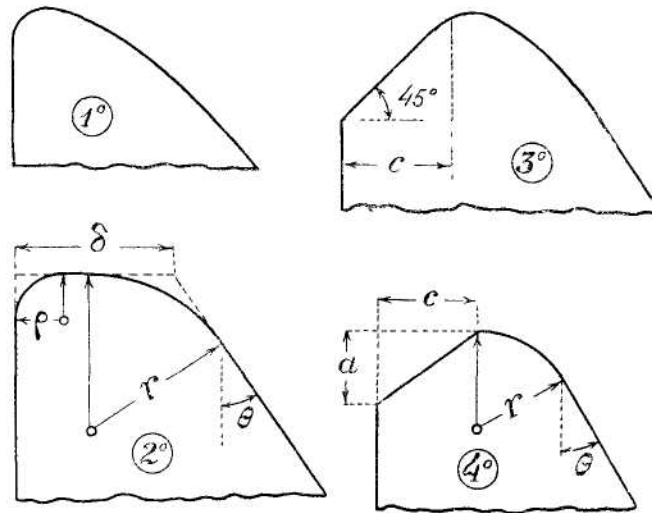
σ_n — „ „ полноты напора,

σ_n — „ „ затопления,

b_c — ширина водослива с учетом сжатия,

H_0 — напор на водосливе, исправленный на скорость подхода.

Приведем по Павловскому значения коэффициентов, входящих в формулу (28); для высоких, криволинейных профилей с наиболее употребительными очертаниями оголовка, изображенными на черт. 153.



Черт. 153.

а) Водослив незатопленный. В этом случае для всех типов $\sigma_n = 1$.
Тип 1°.

$$m_r = 0,49; \quad \sigma_f = 1 \dots \dots \dots (29)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= 0,785 + 0,25 \frac{H}{H_{\max}} \left(\text{при } \frac{H}{H_{\max}} = 0,1 - 0,8 \right) \\ \sigma_n &= 0,88 + 0,12 \sqrt{\frac{H}{H_{\max}}} \left(\text{при } \frac{H}{H_{\max}} > 0,8 \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (30)$$

Здесь $H_{\max}$ — наибольший напор, на который проектируется плотина;

H — какой либо напор ($H < H_{\max}$), для которого желательно определить σ_n .

Тип 2°. $m_r = 0,49; \quad \sigma_f = 0,97 \dots \dots \dots (31)$

Коэффициент σ_n можно брать по (30).

Тип 3°. $m_r = 0,48; \quad \sigma_f = 1 \dots \dots \dots (32)$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= 0,805 + 0,31 \frac{H}{H_{\max}} \left(\text{при } \frac{H}{H_{\max}} = 0,1 \quad 0,5 \right) \\ \sigma_n &= \sqrt[20]{\frac{H}{H_{\max}}} \left(\text{при } \frac{H}{H_{\max}} > 0,5 \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (33)$$

Таблица значений $\sqrt[20]{N}$

N	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\sqrt[20]{N}$	0,965	0,975	0,982	0,989	0,995	1,000

Тип 4°. $m_r = 0,47 \dots \dots \dots (34)$

$$\sigma_f = 1,02 - 0,02s - 0,02 \left(\frac{a}{r} - 1 \right), \dots \dots \dots (35)$$

где $s = \frac{c}{a}$.

σ_n можно брать по (33).

Таблица значений σ_f по (35)

$\frac{a}{r} \backslash s$	1	2	4
1	1,00	0,98	0,94
2	0,98	0,96	0,92
4	0,94	0,92	0,88

б) Водослив затопленный. В этом случае коэффициенты m_r , σ_n и σ_f сохраняют те же значения, что и в водосливе незатопленном.

Коэффициент затопления σ_n можно определять либо по Bazin'у (формула 4), либо по способу американских инженеров ¹⁾, которые величину σ_r ставят в зависимость от отношения $\frac{h}{H}$ (черт. 147 б). Ниже приведена таблица № 2 значений σ_n , согласно данным американской практики.

¹⁾ Этому способу отдает предпочтение проф Павловский.

ТАБЛИЦА № 2.

$\frac{h}{H}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
σ_n	1 000	0 991	0,983	0,972	0 956	0,937	0,907	0,856	0,778	0 621	0

8. Боковой водослив. Проф. Engels рекомендует следующую формулу для расчета бокового водослива обычного типа (ребро водослива параллельно оси и дну канала; черт. 179)):

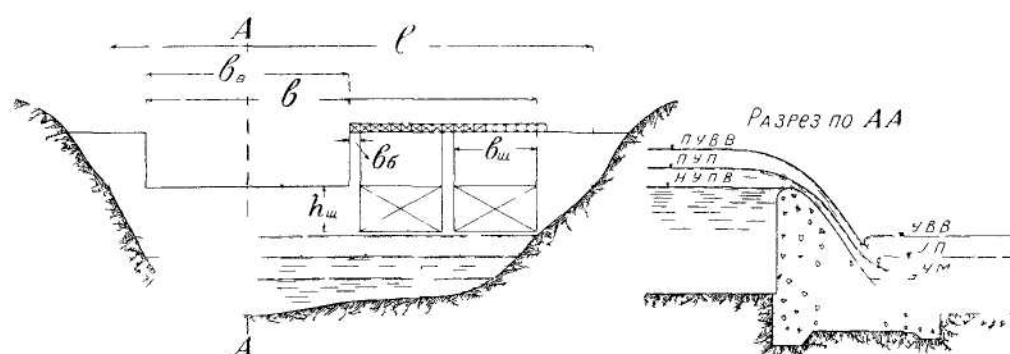
$$Q = 0,4 V \sqrt{2g} \sqrt[3]{l^{2,5} a^5} \dots \dots \dots (36)$$

где Q — расход через водослив,

l — длина водослива,

a — напор в низовом (по течению) конце водослива.

9. Обозначения, принятые в задачах (черт. 154).



Черт 154

У. М. — уровень межени,

У. П. — уровень паводка,

У. В. В. — уровень высоких вод,

Н. У. П. В. — нормальный уровень подпертых вод,

П. У. М. — подпертый уровень межени,

П. У. П. — " " паводка,

П. У. В. В. — " " высоких вод,

Q_m — расход в межень,

Q_p — " " паводок,

Q_{vv} — " " высокую воду,

Q_v — расход водосливной части плотины,

Q_w — расход щитовых отверстий,

l — ширина реки на уровне Н. У. П. В.,

b — общая длина рабочей части плотины,

b_v — длина водосливной части плотины,

¹⁾ Известия Научно-Мелиорационного Института, 1924 г., вып 8—9 стр 200

$b_{\text{щ}}$ — ширина щитового отверстия,

$b_{\text{д}}$ — ширина донного щитового отверстия,

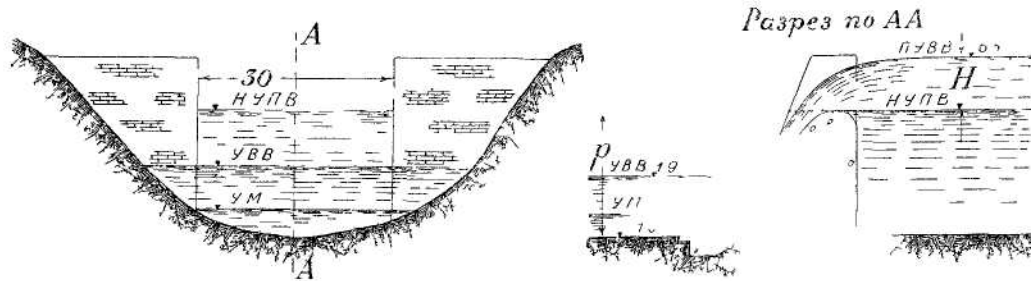
b_0 — толщина быка,

$h_{\text{щ}}$ — высота щитового отверстия.

Во всех задачах отметки, длины и расходы указаны в метровой системе.

10. Задачи.

ЗАДАЧА № 87. Определить П. У. В. В. (подпертый уровень высоких вод) каменной водосливной плотины, пропускающей расход $Q_{\text{пв}} = 110 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при длине водосливной части плотины $b_{\text{в}} = 30$ м (черт. 155).



Черт 155

Нормальный уровень подпертых вод Н. У. П. В. = 5,0.

Уровень межи У. М. = 0.

Уровень высоких вод (ниже плотины) У. В. В. = 1,9.

Так как уровень воды в нижнем бьефе ниже ребра плотины, то истечение будет происходить как через незатопленный водослив и расход определяется формулой (5):

$$Q = Mb_{\text{в}} H^{\frac{3}{2}}.$$

Из этой формулы определяем напор, с которым проходят высокие воды:

$$H = \left(\frac{Q}{Mb_{\text{в}}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{110}{2 \cdot 30} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,5 \text{ м.}$$

Следовательно, отметка П. У. В. В. определится:

$$\text{П. У. В. В.} = \text{Н. У. П. В.} + H = 5,0 + 1,5 = 6,5 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 88. Определить $Q_{\text{п}}$ (расход в паводок) каменной водосливной плотины, изображенной на чертеже 156, если рабочая длина ее $b_{\text{в}} = 135$ мтр.; Н. У. П. В. = 8,0; П. У. П. (подпертый уровень паводка) = 9,2 и У. П. (уровень паводка) = 1,2. Водосливное ребро очерчено по типу 2° (черт. 153).

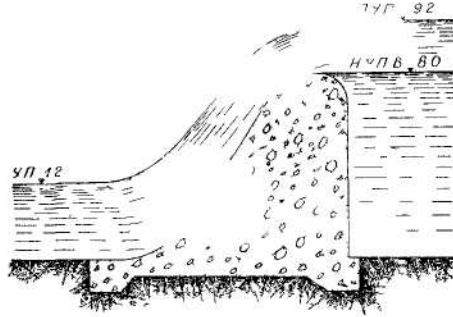
В данном случае имеет место водослив незатопленный, ибо У. П. ниже ребра водослива.

Напор на водосливе определится:

$$H = \text{П. У. П.} - \text{Н. У. П. В.} = \\ = 9,2 - 8,0 = 1,2 \text{ м.}$$

Пренебрегая скоростью подхода и боковым сжатием, по уравнению (28) имеем расход:

$$Q = m_f \sqrt{2g} \sigma_n \sigma_f \sigma_n b_n H^{\frac{3}{2}}.$$



Черт. 156.

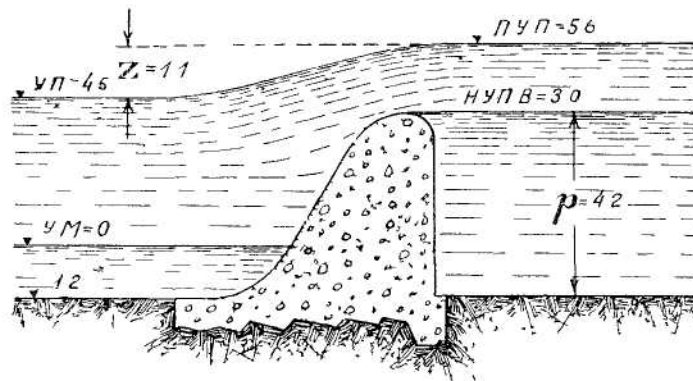
Так как водослив незатопленный, то $\sigma_n = 1$; по ур. (31) $m = 0,49$; $\sigma_f = 0,97$; предполагая, что $H_{\max} = 2$ м. по ур. (30) имеем:

$$\sigma_n = 0,785 + 0,25 \frac{1,2}{2} = 0,935.$$

Следовательно, расход плотины:

$$Q_n = 0,49 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,97 \cdot 0,935 \cdot 1,2^{\frac{3}{2}} = 349 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

ЗАДАЧА № 89. Определить расход в паводок Q_n каменной водосливной плотины, изображенной на чертеже 157 при длине рабочей части плотины



Черт. 157.

$b_n = 60$; Н. У. П. В. = 3,0; У. М. = 0; У. П. = 4,5; П. У. П. = 5,6. Отметка дна реки — 1,2.

Так как $У. П. > Н. У. П. В.$, то водослив может быть либо незатопленный $\left(\frac{z}{p} > 0,7\right)$, либо затопленный $\left(\frac{z}{p} < 0,7\right)$. Имеем:

$$z = П. У. П. - У. П. = 5,6 - 4,5 = 1,1 \text{ м.}$$

$$p = Н. У. П. В. + 1,2 = 3 + 1,2 = 4,2 \text{ м.}$$

$$\frac{z}{p} = \frac{1,1}{4,2} = 0,262 < 0,70.$$

Следовательно, перепад недостаточен для того, чтобы отогнать прыжок. Сопряжение бьефов будет происходить по типу покрытой струи и расход водослива определится уравнением (8).

Подсчитаем величину коэффициента затопления:

$$h = У. П. - Н. У. П. В. = 4,5 - 3,0 = 1,5 \text{ м.}$$

$$H = П. У. П. - Н. У. П. В. = 5,6 - 3,0 = 2,6 \text{ м.}$$

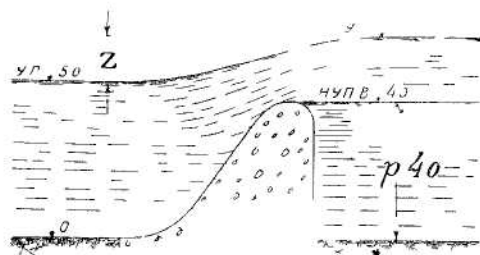
По Bazin'у (уравнение 4):

$$\sigma_n = \left(1 + 0,2 \frac{h}{p}\right) \sqrt[3]{\frac{z}{H}} = \left(1 + 0,2 \frac{1,5}{4,2}\right) \sqrt[3]{\frac{1,1}{2,6}} = 0,804.$$

Следовательно, расход (без учета скорости подхода):

$$Q = \sigma_n M b_B H^{\frac{3}{2}} = 0,804 \cdot 2 \cdot 60 \cdot 2,6^{\frac{3}{2}} = 405 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

ЗАДАЧА № 90. Определить П. У. П. каменной водосливной плотины (черт. 158), пропускающей в паводок расход $Q_n = 335 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при длине рабочей части плотины



Черт 158.

$$b_B = 45 \text{ м.; } У. П. = 5,0;$$

$$\text{и } Н. У. П. В. = 4,0.$$

Имеем, $У. П. > Н. У. П. В.$; но так как П. У. П. неизвестен, то неизвестен и перепад z , а следовательно, нельзя выяснить, будет ли водослив затопленный или нет.

Предположим сперва, что водослив незатопленный, т. е. что $\frac{z}{p} > 0,70$.

Тогда из ур. (5) будем иметь (пренебрегая скоростью подхода):

$$H = \left(\frac{Q}{M b_B}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{335}{2 \cdot 45}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,4 \text{ м.}$$

и

$$П. У. П. = Н. У. П. В. + H = 4,0 + 2,4 = 6,4.$$

Проверим теперь наше предположение. Имеем:

$$z = \text{П. У. П.} - \text{У. П.} = 6,4 - 5,0 = 1,4 \text{ м.}$$

и

$$\frac{z}{\rho} = \frac{1,4}{4} = 0,36 < 0,70.$$

Следовательно, наше основное предположение неверно и водослив будет затопленный.

Так как П. У. П. неизвестен, то нельзя определить величины z , а следовательно, и коэффициента затопления σ_n . Задачу будем решать графически. Будем задаваться различными значениями П. У. П. и по уравнению:

$$z = \text{П. У. П.} - \text{У. П.} = \text{П. У. П.} - 5,0$$

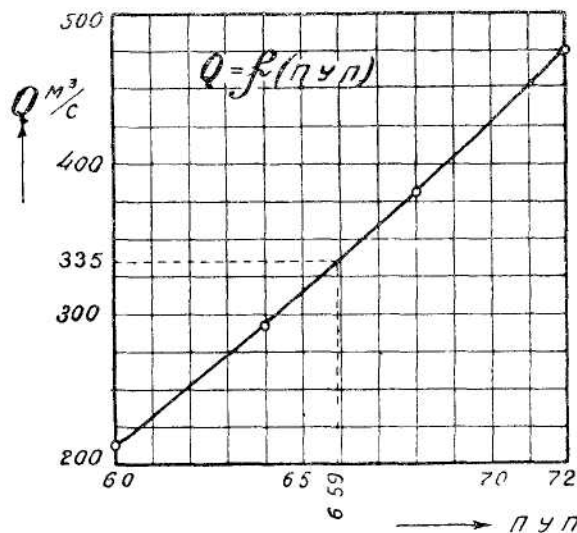
будем определять z . Затем определим соответствующие H из уравнения:

$$H = \text{П. У. П.} - \text{Н. У. П. В.} = \text{П. У. П.} - 4,0.$$

Далее определим коэффициент σ_n и, наконец, по уравнению (8) — расход Q_n . Результаты вычисления приведены в таблице, по данным которой построена кривая $Q_n = f(\text{П. У. П.})$ (черт. 159).

По этой кривой находим, что расходу $Q_n = 335$ соответствует П. У. П. = 6,59.

П. У. П.	H	ρ	h	z	σ_n	Q
7,2	3,2	4,0	1,0	2,2	0,925	416
6,8	2,8	"	"	1,8	0,905	382
6,4	2,4	"	"	1,4	0,876	293
6,0	2,0	"	"	1,0	0,832	212



Черт. 159.

При этом перепад

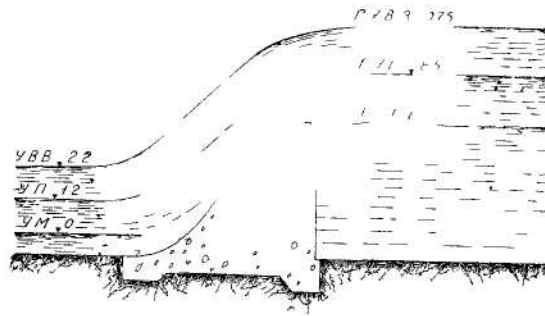
$$z = \text{П. У. П} - 5,0 = 6,59 - 5,0 = 1,59 \text{ м.}$$

и относительный перепад

$$\frac{z}{p} = \frac{1,59}{4,0} = 0,39 \sim 0,70.$$

Следовательно, наше предположение о влиянии нижнего бьефа на истечение справедливо, а потому и весь расчет верен.

ЗАДАЧА № 91. Определить отметку ребра водосливной каменной плотины, изображенной на чертеже 160, пропускающей в паводок расход



Черт. 160

$Q_{\text{н}} = 80 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$; в высокую воду $Q_{\text{вв}} = 320 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при длине рабочей части плотины $b_{\text{в}} = 75 \text{ м.}$; У. П. = 1,2; У. В. В. = 2,2; У. М. = 0. В нормальное время плотина должна подпирать воду возможно выше с тем, однако, чтобы П. У. П. $\leq 8,5$ и П. У. В. В. $\leq 9,75$.

Определим сперва отметку ребра водослива из условия прохождения паводка. Из уравнения (5) имеем (пренебрегая скоростью подхода):

$$H_{\text{п}} = \left(\frac{Q_{\text{п}}}{M b_{\text{в}}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{80}{2 \cdot 75} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,66 \text{ м.}$$

и

$$H. \text{ У. П. В.} = \text{П. У. П.} - H_{\text{п}} = 8,5 - 0,66 = 7,84.$$

Так как $H. \text{ У. П. В.} > \text{У. П.}$, то плотина в паводок действительно работает как незатопленный водослив.

Определим теперь высоту плотины из условия прохождения высоких вод. Из уравнения (5) имеем:

$$H_{\text{вв}} = \left(\frac{Q_{\text{вв}}}{M b_{\text{в}}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{320}{2 \cdot 75} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,66 \text{ м.}$$

и

$$H. \text{ У. П. В.} = 9,75 - 1,66 = 8,09.$$

Так как $H. У. П. В. > У. В. В.$, то и в высокую воду плотина работает как незатопленный водослив.

Для того чтобы и высокие воды и паводок прошли бы с отметками не выше указанных в условии задачи, окончательно выбираем высоту плотины из условия прохождения паводка, т.-е. принимаем $H. У. П. В. = 7,84$ и, очевидно, $П. У. П. = 8,50$.

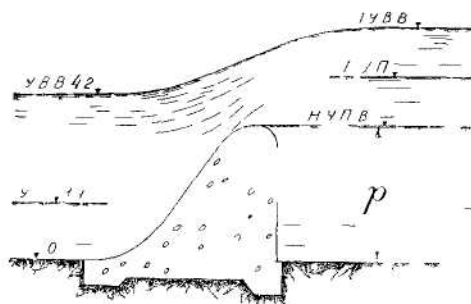
Так как принятый $H. У. П. В. > У. В. В.$, то плотина в высокую воду работает как незатопленный водослив при напоре $H_{вв} = 1,66$ м. и подпертый уровень высоких вод определится:

$$П. У. В. В. = H. У. П. В. + H_{вв} = 7,84 + 1,66 = 9,50.$$

Лучшего решения глухая водосливная плотина дать не может.

ЗАДАЧА № 92. Определить отметку ребра бетонной водосливной плотины, пропускающей в паводок расход $Q_1 = 120 \frac{м^3}{сек}$ и в высокую воду $Q_{вв} = 340 \frac{м^3}{сек}$, при длине рабочей части плотины $b_a = 50$ м; $У. П. = 1,4$; $У. В. В. = 4,2$. В нормальное время плотина должна подпирать воду возможно выше с тем, однако, чтобы $П. У. П. \leq 3,7$ и $П. У. В. В. \leq 5,0$ (черт. 161).

Определим высоту плотины из условия прохождения паводка, предполагая, что в паводок плотина работает как незатопленный водослив. Из уравнения (5) имеем:



Черт 161.

$$H_n = \left(\frac{Q_1}{Mb_n} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{120}{2 \cdot 50} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,13 \text{ м.}$$

и

$$H. У. П. В. = П. У. П. - H_n = 3,70 - 1,13 = 2,57.$$

Так как $H. У. П. В. < У. П.$, то в паводок плотина работает действительно как незатопленный водослив.

Определим теперь высоту плотины из условия прохождения высоких вод, предполагая, что и в высокую воду плотина работает как незатопленный водослив. Из уравнения (5) имеем:

$$H_{вв} = \left(\frac{Q_{вв}}{Mb_v} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{340}{2 \cdot 50} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,27 \text{ м.}$$

$$H. У. П. В. = П. У. В. В. - H_{вв} = 5,00 - 2,27 = 2,73.$$

Отметка определяется, таким образом, условиями прохождения паводка. Принимаем $H. У. П. В. = 2,57$, тогда

$$П. У. В. В. = 2,57 + 2,27 = 4,84.$$

При этом будем иметь перепад

$$z = 4,84 - 4,2 = 0,64 \text{ м.}$$

и относительный перепад

$$\frac{z}{\rho} = \frac{0,64}{2,57} = 0,25 < 0,70.$$

Следовательно, наше предположение, что в высокую воду плотина работает как незатопленный водослив, неверно, и напор, с которым проходят высокие воды должен быть определен из уравнения (8).

Задачу можно решить графически. Задаваясь различными значениями Н. У. П. В., можно определить им соответствующие значения $h, z, H, \sigma_n, Q_{\text{вв}}$ и затем построить кривую $Q_{\text{вв}} = f(\text{Н. У. П. В.})$, по которой легко найти значение Н. У. П. В., отвечающее заданному расходу $Q_{\text{вв}} = 340 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$.

Однако, практически решение несколько упрощается, ибо при изменении Н. У. П. В. в небольших пределах, коэффициент затопления σ_n изменяется незначительно и его можно считать независимым от Н. У. П. В. Последнее обстоятельство очевидно из прилагаемой таблицы. Принимаем $\sigma_n = 0,776 = \text{const}$. Тогда из уравнения (8) будем иметь:

Н. У. П. В.	ρ	h	z	H	σ_n
2,5	2,5	1,7	0,8	2,5	0,775
2,4	2,4	1,8	"	2,6	0,776
2,3	2,3	1,9	"	2,7	0,777
2,2	2,2	2,0	"	2,8	0,778

$$H_{\text{вв}} = \left(\frac{Q_{\text{вв}}}{\sigma_n M b_{\text{в}}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{340}{0,776 \cdot 2 \cdot 50} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,67 \text{ м.}$$

и

$$\text{Н. У. П. В.} = \text{П. У. В. В.} - H_{\text{вв}} = 5,00 - 2,67 = 2,33.$$

Далее проверяем наши предположения. Имеем:

$$\text{Н. У. П. В.} < \text{У. В. В.}$$

$$\rho = \text{Н. У. П. В.} = 2,33 \text{ м.}$$

$$\frac{z}{\rho} = \frac{0,8}{2,33} = 0,345 < 0,70.$$

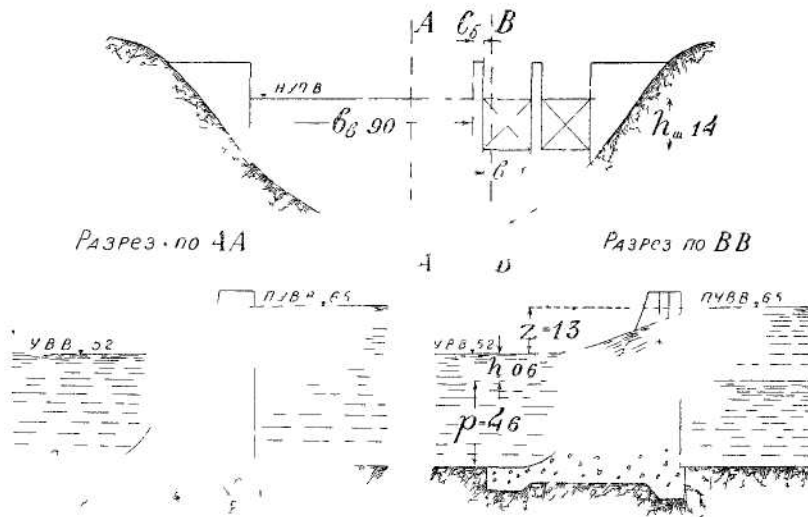
Следовательно, произведенный расчет верен.

Для того, чтобы и высокие воды и паводок прошли бы с отметками, не выше указанных в условии задачи, окончательно выбираем высоту плотины из условия прохождения высоких вод, т.-е. принимаем Н. У. П. В. = 2,33 и, очевидно, П. У. В. В. = 5,00.

Так как $H.У.П.В. > У.П.$, то в паводок плотина работает как незатопленный водослив при напоре $H_т = 1,13$ м. и, следовательно, паводок проходит с отметкой

$$П.У.П. = H.У.П.В. + H_т = 2,33 + 1,13 = 3,46 < 3,70.$$

ЗАДАЧА № 93. Определить расход в высокую воду бетонной плотины, изображенной на чертеже 162, состоящей из водосливной части, длина которой $b_в = 90$ м. и двух щитовых водоспусков, ширина каждого из которых $b_{щ} = 8$ м, а глубина $h_{щ} = 1,4$ м. Дано: $H.У.П.В. = 6,0$; $У.В.В. = 5,2$; $П.У.В.В. = 6,5$ м. (при открытых щитовых водоспусках).



Черт. 162

Так как $H.У.П.В. > У.В.В.$, то водосливную часть плотины можно рассматривать как незатопленный водослив и расход этой части плотины определить по формуле (5).

Имеем напор на водосливе

$$H_в = П.У.В.В. - H.У.П.В. = 6,5 - 6,0 = 0,5 \text{ м.}$$

и расход водосливной части (не учитывая скорости подхода)

$$Q_в = Mb_в (H_в)^{\frac{3}{2}} = 2 \cdot 90 \cdot 0,5^{\frac{3}{2}} = 63,6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Определим теперь расход через водоспуски. Отметка ребра водоспуска

$$6,0 - 1,4 = 4,6.$$

Так как $4,60 < У.В.В.$, то возможно, что водоспуски работают как затопленные водосливы. Проверим это.

Имеем:

и

$$z = 6,5 - 5,2 = 1,3 \text{ м.; } \rho = 4,6 \text{ м.}$$

$$\frac{z}{\rho} = \frac{1,3}{4,6} = 0,283 < 0,70.$$

Следовательно, перепад недостаточен для отгона прыжка и расход через водоспуски определяется по формуле (8).

Определим теперь коэффициент затопления σ_n . Имеем:

$$h = 5,2 - 4,6 = 0,6 \text{ м.}$$

$$H_{\text{ш}} = 6,5 - 4,6 = 1,9 \text{ м.}$$

$$\sigma_n = \left(1 + 0,2 \frac{h}{\rho}\right) \sqrt[3]{\frac{z}{H_{\text{ш}}}} = \left(1 + 0,2 \frac{0,6}{4,6}\right) \sqrt[3]{\frac{1,3}{1,9}} = 0,91$$

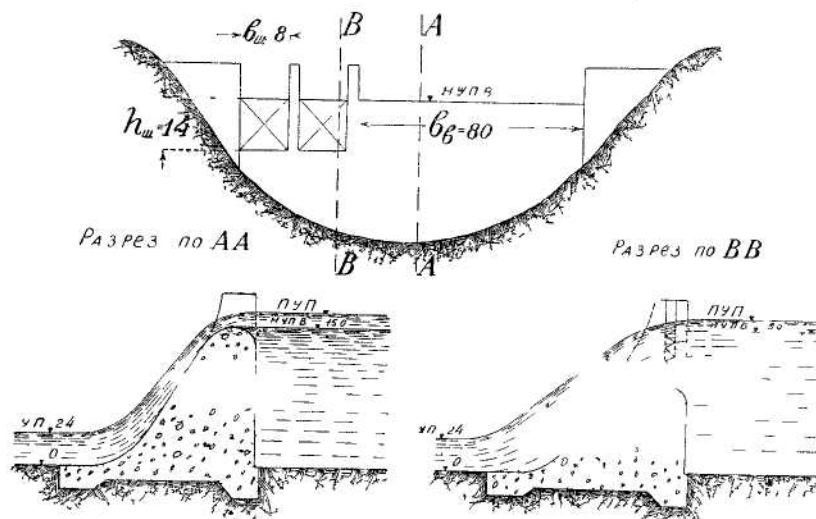
и расход через водоспуски

$$Q_{\text{ш}} = 2\sigma_n M b_{\text{ш}} H_{\text{ш}}^{\frac{3}{2}} = 2 \cdot 0,91 \cdot 2,8 \cdot 1,9^{\frac{3}{2}} = 76,0 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Таким образом, расход в высокую воду через всю плотину получается:

$$Q_{\text{вв}} = Q_{\text{в}} + Q_{\text{ш}} = 63,6 + 76,0 = 139,6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

ЗАДАЧА № 94. В реке устроена плотина, изображенная на черт. 163, которая состоит из водосливной части и двух щитовых водоспусков.



Черт 163

Длина водосливной части $b_{\text{в}} = 80$ м; ширина каждого водоспуска $b_{\text{ш}} = 8$ м; глубина водоспусков $h_{\text{ш}} = 1,40$ м. Кроме того дано: Н. У. П. В. = 15; У. П. = 2,4. Определить при каком П. У. П. плотина пропустит при открытых щитах расход паводка $Q_{\text{п}} = 180 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$

Так как отметки гребней и водосливной части плотины, и разборчатой больше У.П., то и первая и вторая части плотины работают как незатопленные водосливы и расход всей плотины определится из уравнения (пренебрегая влиянием подходной скорости):

$$Q_{\text{п}} = Q_{\text{в}} + Q_{\text{ш}} = Mb_{\text{в}} H^{\frac{3}{2}} + 2Mb_{\text{ш}} (H + 1,4)^{\frac{3}{2}}$$

или

$$180 = 2 \left[80 H^{\frac{3}{2}} + 2 \cdot 8 (H + 1,4)^{\frac{3}{2}} \right]$$

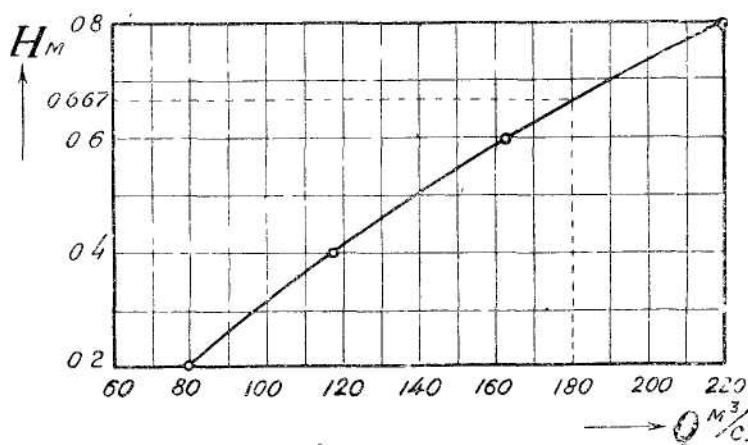
Отсюда можно определить H . Решить полученное уравнение, однако, лучше графически. Задавая различные значения H , вычислим им соответствующие $Q_{\text{п}}$. Результаты всех вычислений приведены в таблице

H	0,2	0,4	0,6	0,8
$Q_{\text{п}}$	79,1	117,8	164,8	219,4

Далее построим кривую $H = f(Q_{\text{п}})$ (черт. 164), по которой находим, что $Q_{\text{п}} = 180$ соответствует $H = 0,667$.

Тогда П. У. П. определится:

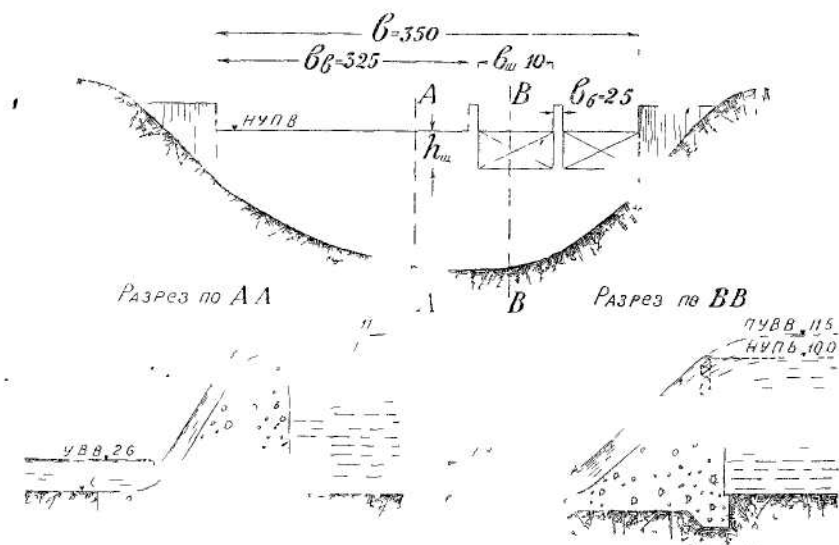
$$\text{П. У. П.} = \text{Н. У. П. В.} - H \cong 15,00 - 0,67 = 14,33 \text{ м.}$$



Черт. 164.

ЗАДАЧА № 95. Река перегораживается бетонной плотиной, длина которой $b = 350$ м. Предполагается спроектировать часть этой плотины водосливной, а часть разборчатой. Длина водосливной части должна быть $b_{\text{в}} = 325$ м. Разборчатая часть предполагается состоящей из двух водоспусков, ширина каждого из которых $b_{\text{ш}} = 10$ м; толщина быка $b_{\text{б}} = 2,50$ м. Определить необходимую глубину водоспуска $h_{\text{ш}}$ для того чтобы расход высоких вод

$Q_{\text{вв}} = 1790 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ проходил бы с отметкой П. У. В. В. $\leq 11,5$. Кроме того дано: Н. У. П. В. $\leq 10,0$; У. В. В. = 2,6 (черт. 165).



Черт. 165

Если бы проектировалась глухая водосливная плотина, то решение задачи было бы менее удовлетворительно, так как в глухой плотине, вообще говоря, либо П. У. В. В., либо Н. У. П. В. был бы меньше, указанных в задаче, пределов. Последнее неравенство особенно невыгодно в том случае, когда основная цель сооружения заключается в возможно большем подпоре воды в реке. Разборчатая плотина дает более гибкие решения: глубину щитов можно подобрать так, что плотина пропустит данный расход с наибольшими подпорными отметками.

Принимая Н. У. П. В. = 10,0, определим сначала расход водосливной части. Так как Н. У. П. В. $>$ У. В. В., то расход определится по формуле (5).

Напор на водосливе

$$H_{\text{в}} = \text{П. У. В. В.} - \text{Н. У. П. В.} = 11,5 - 10,0 = 1,5 \text{ м.}$$

и расход водослива (без учета подходной скорости)

$$Q_{\text{в}} = Mb_{\text{в}} H_{\text{в}}^{\frac{3}{2}} = 2 \cdot 325 \cdot 1,5^{\frac{3}{2}} = 1190 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Следовательно, щитами надо пропустить

$$Q_{\text{щ}} = 1790 - 1190 = 600 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Предполагая движение воды через водоспуски как через незатопленные водосливы, получим на основании уравнения (5):

$$O_{\text{ш}} = 2 M \varepsilon b_{\text{ш}} (H_{\text{в}} + h_{\text{ш}})^{\frac{3}{2}},$$

ибо истечение происходит под напором $H_{\text{в}} + h_{\text{ш}}$. Коэффициент $\varepsilon = 0,90$ в этом выражении учитывает боковое сжатие струи.

Решая последнее уравнение относительно $h_{\text{ш}}$, получим:

$$h_{\text{ш}} = \left(\frac{600}{2 \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot 10} \right)^{\frac{2}{3}} - 1,5 = 5,0 \text{ м.},$$

при чем водоспуски действительно работают как незатопленные водосливы, ибо

$$H_{\text{У.П.В.}} - h_{\text{ш}} = 10 - 5 = 5 > \text{У.В.В.}$$

ЗАДАЧА № 96. Определить форму сопряжения бьефов в задаче № 87
Перепад

$$z = \text{П.У.В.В.} - \text{У.В.В.} = 6,5 - 1,9 = 4,6 \text{ м.}$$

$$\rho = H_{\text{У.П.В.}} - 1 = 5 - 1 = 4 \text{ м.}$$

относительный перепад

$$\frac{z}{\rho} = \frac{4,6}{4} = 1,15 > 0,70,$$

т. е. по Bazin'у имеет место струя с отогнанным прыжком. Определим точнее, по Бахметеву.

$$\frac{H}{\rho} = \frac{1,5}{4} = 0,375.$$

По кривой (черт. 150) при $\varphi = 0,95$ и $m = 0,45$ этому значению $\frac{H}{\rho}$ соответствует $\left(\frac{z}{\rho}\right)_0 = 0,8$.

Итак, более точный подсчет показывает, что в данном случае сопряжение бьефов происходит по типу покрытой струи.

ЗАДАЧА № 97. Определить расход $Q_{\text{вв}}$, а также выяснить форму сопряжения бьефов каменной водосливной плотины, изображенной на чертеже 166, при длине рабочей части плотины $b_{\text{в}} = 85$ м, если дано: площадь живого сечения реки на уровне Н.У.П.В. $\omega = 347 \text{ м}^2$; У.В.В. = 4,45; П.У.В.В. = 7,75 и Н.У.П.В. = 4,20.

Так как У.В.В. > Н.У.П.В., то возможен затопленный водослив. Имеем:

$$z = \text{П.У.В.В.} - \text{У.В.В.} = 7,75 - 4,45 = 3,30 \text{ м.}$$

$$\frac{z}{\rho} = \frac{3,30}{4,20} = 0,785,$$

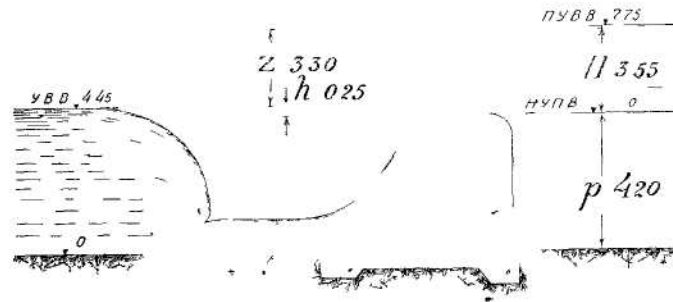
Следовательно, по Bazin'у получается струя с отогнутым прыжком. Определим теперь точное критическое отношение $\left(\frac{z}{p}\right)_0$ по Бахметеву. Имеем:

$$H = \text{ПУВ.В.} - \text{Ч.У.П.В.} = 7,75 - 4,20 = 3,55 \text{ м.}$$

$$\frac{H}{p} = \frac{3,55}{4,20} = 0,845.$$

По кривой (черт. 150) при $\varphi = 0,95$ и $m = 0,45$ этому значению $\frac{H}{p}$ соответствует

$$\left(\frac{z}{p}\right)_0 = 0,70,$$



Черт 166

т. е. в данном случае и по Бахметеву получается результат Bazin'a. Следовательно, отогнутый прыжок действительно имеет место и расход надо считать как при незатопленном водосливе по формуле (5).

$$Q_{\text{вв}} = M b_{\text{в}} H^{\frac{3}{2}} = 2,85 \cdot 3,55^{\frac{3}{2}} = 1135 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Учтем теперь влияние скорости подхода. Площадь живого сечения реки на уровне П.У.В.В. определим приблизительно так:

$$\Omega = \omega \quad b_{\text{в}} H = 347 + 3,55 \cdot 85 = 649 \text{ м}^2.$$

Тогда скорость подхода

$$u = \frac{Q_{\text{вв}}}{\Omega} = \frac{1135}{649} = 1,75 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Напор, исправленный на скорость подхода

$$H_0 = H - \frac{u_0^2}{2g} = 3,55 - \frac{1,75^2}{2 \cdot 9,81} = 3,70 \text{ м.}$$

и, наконец, расход

$$Q_{\text{вв}} = 2,85 \cdot 3,7^{\frac{3}{2}} = 1210 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Так как полученное $Q_{\text{вв}}$ отличается от $Q_{\text{вв}}$ только на 7%, то на этом приближении можно остановиться; в противном случае нужно было бы снова определить u'_0 и затем вновь найти $Q''_{\text{вв}}$.

Для уничтожения струи с отогнанным прыжком можно устроить водобойный колодец в дне флютбета (черт. 167). Определим его глубину d_k .

По уравнению (9) имеем:

$$\frac{z}{\rho - d_k} < \left(\frac{z}{\rho} \right)_0$$

Откуда, подставляя числа, получим:

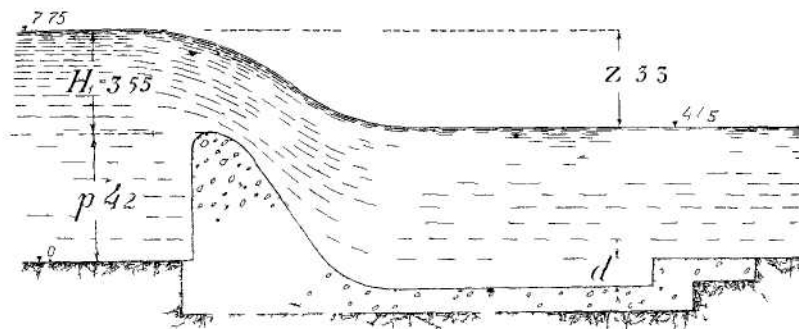
$$\frac{3,3}{4,2 - d_k} < 0,7$$

$$d_k > 0,515.$$

Примем $d_k = 0,55$ м. и проверим достаточность этой глубины.

Имеем:

$$\frac{\rho}{\rho} \frac{H}{d} = \frac{3,55}{4,20} \frac{3,55}{0,55} = 0,747.$$



Черт. 167.

По Бахметеву этому отношению соответствует $\left(\frac{z}{\rho} \right)_0 = 0,71$, между тем как при $d_k = 0,55$ имеем:

$$\frac{z}{\rho - d_k} = \frac{3,3}{4,2 - 0,55} = 0,694,$$

что обеспечивает затопление струи с некоторым запасом ¹⁾.

Затопление ниспадающей струи может быть достигнуто, как указывалось выше, помощью стенки высотой d_c , поставленной ниже плотины (черт. 168).

По уравнению (10) имеем:

$$\frac{\rho - d_c}{\rho} < \left(\frac{z}{\rho} \right)_0$$

или

$$\frac{4,2 - d_c}{4,2} < 0,7,$$

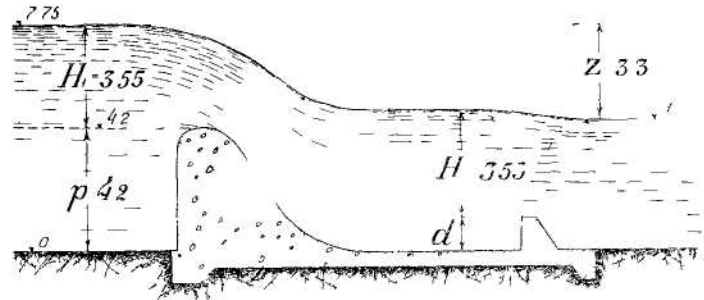
откуда

$$d_c > 1,26 \text{ м.}$$

¹⁾ Очевидно, после затопления струи расход уменьшится

Примем $d_c = 1,3$ м., что опять с некоторым запасом обеспечивает затопление струи, ибо

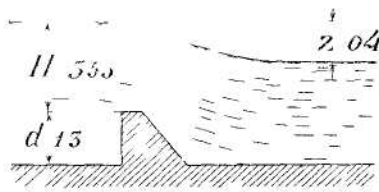
$$\frac{p - d_c}{p} = \frac{4,2 - 1,3}{4,2} = 0,69.$$



Черт. 168

Далее необходимо проверить — не получается ли отогнанного прыжка ниже стенки. Считая, что $H_1 = H_2$, перепад ниже стенки определится (черт. 169):

$$z = 3,55 + 1,3 - 4,45 = 0,4 \text{ м.}$$



Черт. 169.

Далее имеем:

$$\frac{H_2}{p} = \frac{3,55}{1,30} = 2,73.$$

По Бахметеву

$$\left(\frac{z}{p} \right)_0 = 0,94.$$

В нашем случае

$$\frac{z}{p} = \frac{0,4}{1,3} = 0,308.$$

Следовательно, прыжка ниже стенки не будет.

ЗАДАЧА № 98. Определить общую ширину временных отверстий строящейся плотины ¹⁾ с тем, чтобы расход паводка $Q_{п} = 200 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ проходил бы с П.У.П. = 4,0 и определить подпор в межень при $Q_{м} = 80 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$

¹⁾ Часто постро́йка плотины совершается в два (и больше) строительных сезона в первый половина реки заключается в перемычку, за которой сооружается первая половина плотины и в теле ее оставляются временные отверстия. В этот строительный сезон паводок и межень пропускаются оставшейся свободной частью реки. Во второй сезон первая перемычка снимается, а бывшая в первую компанию свободная часть реки заключается в перемычку и достраивается вторая половина плотины. В этот строительный период паводок и межень пропускаются временными отверстиями. После окончания постройки плотины временные отверстия заделываются кладкой.

Дано: У.П. = 3,0; У.М. = 1,4; площадь живого сечения реки на У.М. — $\omega = 115 \text{ м}^2$ и ширина реки на том же самом уровне $l_m = 120 \text{ м}$ (черт. 170).

Прежде всего определим ширину временных отверстий. Движение воды через отверстия будем рассматривать как истечение через водослив с широким порогом. Дно отверстий предположим лежащим на отметке 0,50.

Напор на водосливе определится:

$$H_n = \text{П.У.П.} - 0,5 = 4,0 - 0,5 = 3,5 \text{ м.}$$

Глубина воды в нижнем бьефе

$$h_2 = \text{У.П.} - 0,5 = 3,0 - 0,5 = 2,5 \text{ м.}$$

Площадь живого сечения реки в паводок (приблизленно)

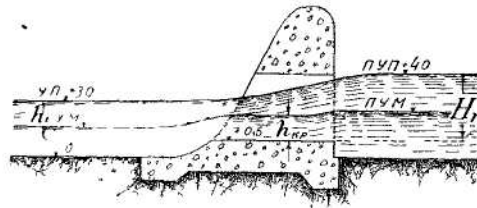
$$\Omega_n = 115 + 120 \cdot 2,6 = 427 \text{ м}^2,$$

Скорость подхода

$$u_0 = \frac{Q_n}{\Omega_n} = \frac{200}{427} = 0,47 \frac{\text{м}}{\text{сек}} \text{ (можно пренебречь).}$$

Критическая глубина, по уравнению (11), в предположении, что входное ребро водослива имеет плохое округление ($\varphi = 0,85$)

$$h_{кр} = k H_n = 0,59 \cdot 3,5 = 2,06 < h_2.$$



Черт. 170

Следовательно, временные отверстия работают как затопленный водослив с широким порогом и движение будет происходить с одним перепадом. В этом случае имеет место уравнение (22).

Подпор у плотины

$$z = \text{П.У.П.} - \text{У.П.} = 4,0 - 3,0 = 1,0 \text{ м.}$$

Из уравнения (22) определим общую ширину отверстий:

$$b_c = \frac{Q_n}{\varphi h_2 \sqrt{2gz}} = \frac{200}{0,85 \cdot 2,5 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1}} = 21,2 \text{ м.}$$

Оценивая сжатие струи коэффициентом $\varepsilon = 0,90$, получим необходимую ширину отверстий:

$$b = \frac{b_c}{\varepsilon} = \frac{21,2}{0,90} = 23,6 \text{ м.}$$

Определим теперь подпор у плотины в межень. Имеем:

$$h_2 = \text{У.М.} - 0,5 = 1,4 - 0,5 = 0,9 \text{ м.}$$

Критическая глубина определится по уравнению (16):

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q_m^2}{b_c^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{80^2}{21,2^2 \cdot 9,81}} = 1,13 \text{ м.}$$

Так как $h_{кр} > h_2$, то истечение будет свободное с двумя перепадами. Из уравнения (11) определится напор на водосливе:

$$H = \frac{h_{кр}}{k} = \frac{1,13}{0,59} = 1,92 \text{ м.}$$

Таким образом, межень проходит с отметкой

$$\text{П.У.М.} = H + 0,50 = 1,92 + 0,50 = 2,42.$$

ЗАДАЧА № 99. Определить подпор, создаваемый паводком $Q_{п} = 680 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ вследствие стеснения реки перемычкой в первый строительный сезон ¹⁾, если У.П. = 2,4; ширина реки в паводок ниже плотины $l_{п} = 300 \text{ м}$; ширина реки в суженной части $l_c = 130 \text{ м}$.

Предполагая подпор незначительным, рассматриваем движение воды как истечение через затопленный водослив с широким порогом.

Первое приближение.

Сначала, при определении скорости подхода, предположим, что подпор $z = 0$. Тогда площадь сечения реки (приближенно):

$$\omega_{п} = 2,4 \cdot 300 = 720 \text{ м}^2.$$

Скорость подхода

$$u_0 = \frac{Q_{п}}{\omega_{п}} = \frac{680}{720} = 0,945 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Площадь сечения реки в ее суженной части (приближенно).

$$\omega_c = 2,4 \cdot 130 = 312 \text{ м}^2.$$

Скорость в этом же сечении

$$u = \frac{Q_{п}}{\omega_c} = \frac{680}{312} = 2,18 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Примем с запасом $\frac{1}{\varphi^2} = 1,50$; тогда по уравнению (24) будем иметь:

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \frac{u^2 - u_0^2}{2g} = 1,5 \frac{2,18^2 - 0,945^2}{2 \cdot 9,81} = 0,3 \text{ м.}$$

¹⁾ См. выноску на стр 224

Второе приближение.

Теперь при определении скорости подхода учтем полученный выше перепад.

Площадь сечения реки выше перемычки (приближенно):

$$\omega_{\pi} = (2,4 + 0,3) 300 = 810 \text{ м}^2.$$

Скорость подхода

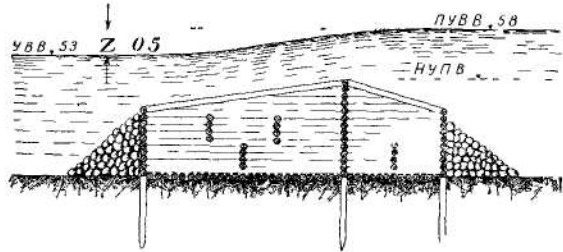
$$u'_0 = \frac{680}{810} = 0,842 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

и перепад

$$z = 1,5 \frac{2,18^2 - 0,842^2}{2 \cdot 9,81} = 0,31 \text{ м}$$

Как видим это значение z' весьма мало отличается от найденного выше, поэтому вторым приближением можно ограничиться.

ЗАДАЧА № 100. Определить расход в высокую воду ряжевой водосливной плотины, изображенной на черт. 171, если П.У.В.В. = 5,8; У.В.В. = 5,3; Н.У.П.В. = 4,0; длина плотины $b_{\text{в}} = 68$ м; ширина реки на уровне Н.У.П.В. — $l = 74$ м, а площадь сечения реки на том же уровне $\omega_0 = 200 \text{ м}^2$ ¹⁾.



Черт. 171.

Так как перепад z незначительный, то движение воды через плотину нужно рассматривать как движение через затопленный водослив. Коэффициент затопления σ_n определим по таблице 2.

Имеем:

$$H = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5,8 - 4,0 = 1,8 \text{ м.}$$

$$h = \text{У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5,3 - 4,0 = 1,3 \text{ м.}$$

$$\frac{h}{H} = \frac{1,3}{1,8} = 0,722.$$

Следовательно, $\sigma_n = 0,839$ и расход определяется по формуле (8) с коэффициентом $M = 1,75$.

$$Q_{\text{вв}} = \sigma_n M b H^{\frac{3}{2}} = 0,839 \cdot 1,75 \cdot 68 \cdot 1,8^{\frac{3}{2}} = 241 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Учтем теперь скорость подхода, которая определяется приближенно так:

$$u_0 = \frac{Q_{\text{вв}}}{\omega_0 - Hl} = \frac{241}{200 - 1,8 \cdot 74} = 0,723 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

¹⁾ При сильно растянутых профилях движение воды через ряжевые плотины можно рассматривать, как истечение через водослив с широким порогом. (Проф. Бахметев, Гидравлика, ч. II, стр. 139—140).

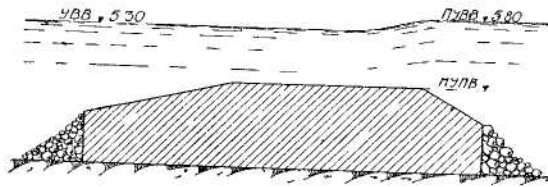
Тогда скоростной напор

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{0.723^2}{2 \cdot 9.81} = 0.027 \text{ м.}$$

и расход определится

$$Q_{\text{вв}} = \sigma_n \cdot M b H_0^{\frac{3}{2}} = 0.839 \cdot 1.75 \cdot 68 \cdot 1.827^{\frac{3}{2}} = 246 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

ЗАДАЧА № 101. Определить отметку ребра водоспусков деревянной плотины, изображенной на чертеже 172, пропускающей расход в высокую воду $Q_{\text{вв}} = 247 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при ширине водоспусков $b = 38 \text{ м.}$; У.В.В. = 5,3; П.У.В.В. = 5,8; площадь сечения реки на отметке П.У.В.В. $\omega = 220 \text{ м}^2$.



Черт. 172.

Определим скорость подхода и скоростной напор.

$$u_0 = \frac{Q_{\text{вв}}}{\omega} = \frac{247}{220} = 1,12 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{1,12^2}{2 \cdot 9,81} = 0,064 \text{ м.}$$

Предполагая водослив с широким порогом незатопленным, находим по уравнению (18):

$$H = \left(\frac{Q_{\text{вв}}}{M b} \right)^{\frac{2}{3}} - \frac{u_0^2}{2g} = \left(\frac{247}{1,42 \cdot 38} \right)^{\frac{2}{3}} - 0,064 \cong 2,70 \text{ м.}$$

и, следовательно,

$$Н.У.П.В. = П.У.В.В. - H \cong 5,80 - 2,70 = 3,10.$$

Проверим теперь: действительно ли плотина работает как незатопленный водослив?

Имеем:

$$h_2 = У.В.В. - Н.У.П.В. = 5,30 - 3,10 = 2,20 \text{ м.}$$

По уравнению (11) при $k = 0,59$

$$h_{\text{кр}} = k H_0 = 0,59 (2,70 + 0,064) = 1,63 \text{ м.}$$

Так как получилось $h_{кр} < h_2$, то наше основное допущение неправильно, а потому и весь расчет неверен.

Предполагая теперь, что имеет место несвободное истечение, из уравнения (22) получим:

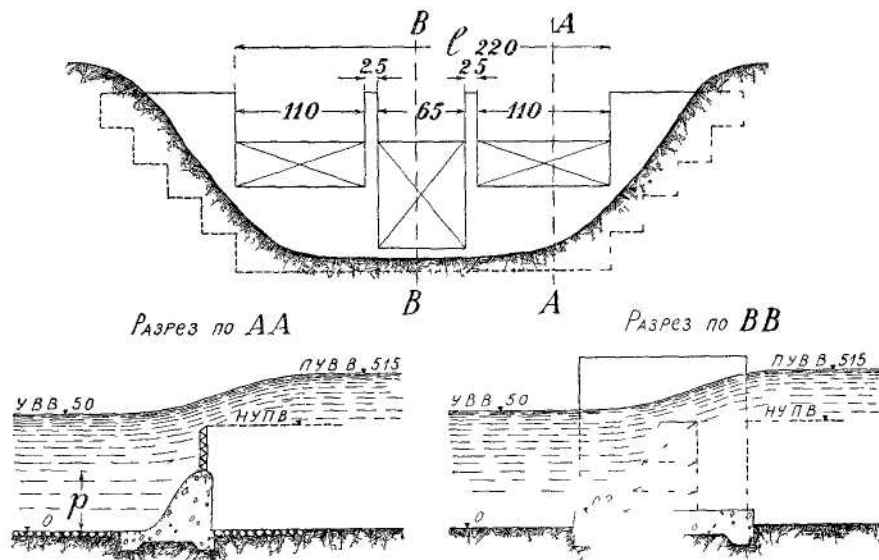
$$h_2 = \frac{Q_{вв}}{\varphi b \sqrt{2g \left(z + \frac{u_0^2}{2g} \right)}} = \frac{247}{0,85 \cdot 38 \sqrt{2 \cdot 9,81 (0,5 + 0,064)}} = 2,30 \text{ м.}$$

и затем

$$Н.У.П.В. = У.В.В. - h_2 = 5,30 - 2,30 = 3,00 \text{ м.}$$

Так как $h_2 > h_{кр}$, то наше предположение о несвободном истечении правильно и расчет верен.

ЗАДАЧА № 102. Судоводная плотина, изображенная на чертеже 173, состоит из судового хода шириною $b_d = 65$ м., перекрываемого фермами Poirée и целого ряда водоспусков с общей шириной $b_{ш} = 200$ м, перекрываемых плоскими щитами. Дано: $У.В.В. = 5,0$; $Q_{вв} = 1200 \frac{м^3}{сек}$; площадь живого сечения реки на Н.У.П.В. — $\omega = 1100 \text{ м}^2$; отметка порога судового хода $0,2$; $l_{в} = 290$ м. Определить отметку ребра водоспусков так, чтобы при наибольшем перепаде $z \leq 0,15$ м. скорость в судовом ходе была бы $\leq 2,0 \frac{м}{сек}$ ¹⁾.



Черт 173

Исходя из наибольшего допускаемого перепада $z = 0,15$ м., определяем отметку ребра водоспусков, а затем, полученный результат проверяем на скорость.

Судовой ход рассматриваем как водослив с широким порогом с коэффициентом $\varphi = 0,85$.

¹⁾ Условия судоходства ограничивают перепад и скорость.

Имеем:

$$\text{П.У.В.В.} = \text{У.В.В.} + z = 5,00 + 0,15 = 5,15$$

$$H = \text{П.У.В.В.} - 0,2 = 5,15 - 0,2 = 4,95 \text{ м.}$$

Скорость подхода (приближенно):

$$u_0 = \frac{1200}{1100 + 290 \cdot 0,15} = 1,05 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

и соответственно

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{1,05^2}{2 \cdot 9,81} = 0,056 \text{ м.}; \quad H_0 = 4,95 + 0,056 \approx 5,01 \text{ м.}$$

Коэффициенту $\varphi = 0,85$ соответствует $k = 0,59$ и, следовательно,

$$h_{кр} = k H_0 = 0,59 \cdot 5,01 = 2,96 \text{ м.}$$

$$h_2 = \text{У.В.В.} - 0,2 = 5,0 - 0,2 = 4,8 \text{ м.}$$

Так как $h_2 > h_{кр}$, то водослив будет затопленный и движение будет происходить с одним перепадом.

Скорость в судовом ходе определим по уравнению (20):

$$u = \varphi \sqrt{2g z_0} = 0,85 \sqrt{2 \cdot 9,81 (0,15 + 0,056)} = 1,71 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

Так как полученная скорость меньше допускаемой, то перепад $z = 0,15$ м. допустим.

Расход судового хода (учитывая сжатие)

$$Q_1 = \varepsilon b_d h_2 u = 0,95 \cdot 65 \cdot 4,8 \cdot 1,71 = 507 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Водоспуски должны пропустить

$$Q_2 = Q_{вв} - Q_1 = 1200 - 507 = 693 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Предположим, что водоспуски работают как затопленные водосливы. Тогда расход водоспусков определится:

$$Q_2 = \sigma_n M \varepsilon b_{ш} H_0^{\frac{3}{2}}$$

где $b_{ш} = 200$ — общая ширина водоспусков,

$\varepsilon = 0,85$ — коэффициент, учитывающий сжатие.

По этому уравнению, зная Q_2 , можно определить H_0 , а следовательно и отметку водосливного ребра водоспусков. Решить это уравнение можно графически: задаваясь различными значениями H_0 и вычисляя соответствующие значения Q_2 , построим кривую $H_0 = f(Q_2)$, по которой и найдем искомую величину H_0 .

Подсчеты собраны в таблице.

ρ	z	h	H	σ_n	Q_2
24	0,15	2,6	2,75	0,460	731
26	"	2,4	2,55	0,461	636
30	"	2,0	2,15	0,465	517
34	"	1,6	1,75	0,481	396

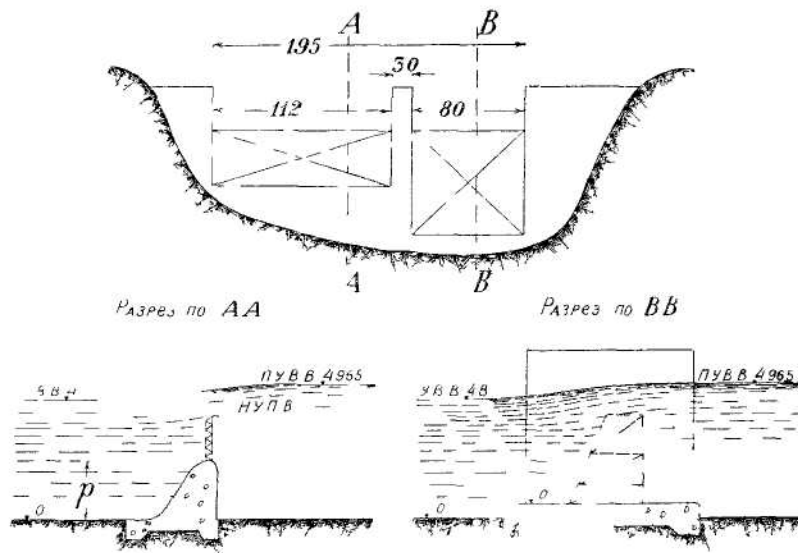
Из построенной кривой $\rho = f(Q)$ следует, что расходу $Q_2 = 693 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ соответствует $\rho = 2,54$ м.

Так как $У.В.В. > \rho$ и

$$\frac{z}{\rho} = \frac{0,15}{2,54} = 0,059 < 0,70,$$

то сделанное нами предположение о работе водоспусков как затопленных водосливов правильно и, следовательно, отметка водосливного ребра водоспусков должна быть 2,54.

ЗАДАЧА № 103. Судоводная плотина (черт. 174) состоит из судового хода шириною $b_d = 80$ м. и водоспусков с общей рабочей шириной $b_{\text{ш}} = 112$ м.



Черт. 174

Дано: $У.В.В. = 4,8$; $Q_{\text{вв}} = 900 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$; площадь живого сечения реки на Н.У.П.В. — $\omega = 740$ м². Определить отметку ребра водоспусков так, чтобы высокие воды проходили бы с перепадом $z = 0,25$ м. со скоростью в судовом ходе $u \leq 2 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$

Так же, как и в задаче № 102 исходим из наибольшего допустимого перепада $z = 0,25$ м. Судовой ход рассматриваем как водослив с широким порогом с коэффициентом $\varphi = 0,85$. Здесь так же, как и в предыдущей задаче можно показать, что водослив будет затопленным.

Скорость подхода при $l_B = 250$ м (приближенно):

$$u_0 = \frac{900}{740 + 0,25 \cdot 250} = 1,12 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

и соответственно

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{1,12^2}{2 \cdot 9,81} = 0,064 \text{ м.}$$

Скорость в судовом ходе по уравнению (20):

$$u = 0,85 \sqrt{2 \cdot 9,81 (0,25 - 0,064)} = 2,11 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Так как полученная скорость больше предельной допускаемой, то перепад надо уменьшить. Будем исходить теперь из наибольшей допускаемой скорости $u = 2,0 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Из уравнения (24) определим необходимый перепад, приняв во внимание несколько повышенное значение $\varphi = 0,92$ с тем, чтобы не получить в действительности большей скорости.

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \frac{u^2 - u_0^2}{2g} = \frac{1}{0,92^2} \frac{2,0^2 - 1,12^2}{2 \cdot 9,81} = 0,165 \text{ м.}$$

Расход судового хода по уравнению (20 и 22)

$$Q_1 = \varepsilon b_n h_2 u = 0,95 \cdot 80 \cdot 4,5 \cdot 2 = 684 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

где

$$h_2 = \text{У.В.В.} - 0,3 = 4,8 - 0,3 = 4,5 \text{ м } ^1).$$

Тогда расход водоспусков

$$Q_2 = Q_{\text{ав}} - Q_1 = 900 - 684 = 216 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Далее, так же как и в предыдущей задаче, рассматривая водоспуски как затопленные водосливы, будем задаваться различными значениями ρ и по уравнению

$$Q_2 = \varepsilon \sigma_n M b_{\text{ш}} H_0^{\frac{3}{2}}$$

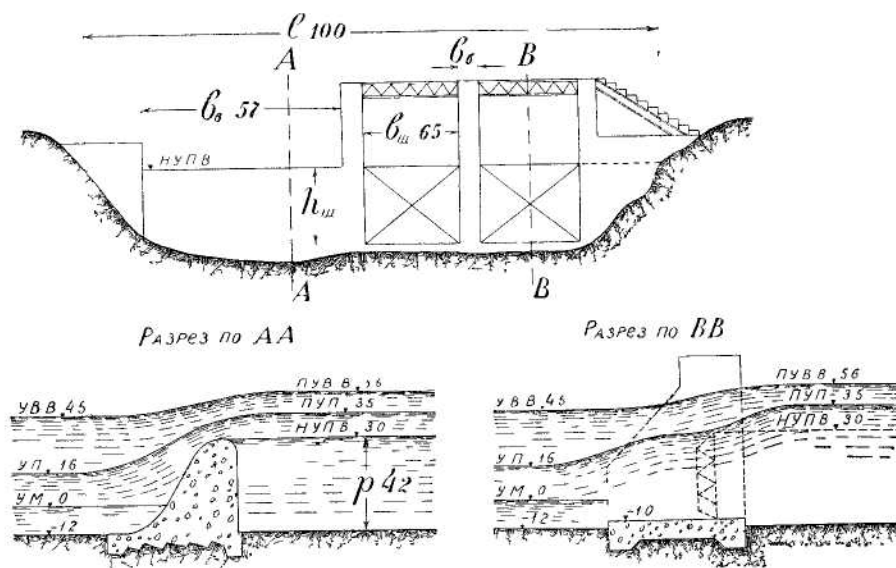
определять соответствующие значения Q_2 ($\varepsilon = 0,85$). Результаты этих вычислений собраны ниже в таблицу.

ρ	h	z	H	σ_n	Q_2
3,7	1 1	0 165	1 265	0 529	138
3 4	1 4	"	1 565	0,504	179
3 1	1 7	"	1 865	0 486	221
2,8	2 0	"	2 165	0 484	273

¹⁾ Отметка порога судового хода принята 0 3

Из построения затем кривой $\rho = f(Q_2)$ находим, что $Q_2 = 216 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ соответствует $\rho = 3,14$ м. Далее убеждаемся в справедливости сделанного предположения о работе водоспуска как затопленного водослива.

ЗАДАЧА № 104. Определить расход в паводок и в высокую воду плотины, изображенной на чертеже 175. Плотина состоит из глухой водосливной



Черт 175.

части и двух донных спусков, перекрываемых щитами Stoney'я. Дано: У.М. = 0; У.П. = 1,6; У.В.В. = 4,5; Н.У.П.В. = 3,0; П.У.В.В. = 5,6; П.У.П. = 3,5; отметка дна реки — 1,2; отметка порога данных спусков — 1,0; длина водосливной части $b_v = 57$ м; ширина донного спуска $b_d = 6,5$ м; ширина реки на уровне Н.У.П.В. — $l = 100$ м. Водосливное ребро очерчено по типу 1° (черт. 153).

Определение Q_p .

Водосливная часть работает как незатопленный водослив, ибо
У.П. < Н.У.П.В.

Расход водосливной части плотины определяем по уравнению (28). Имея в виду, что для заданного очертания водослива коэффициенты m , σ_f и σ_n определяются по формулам (29 и 30), имеем:

$$m = 0,49; \quad \sigma_f = 1; \quad \sigma_n = 1.$$

$$H_{\max} = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5,6 - 3,0 = 2,6 \text{ м.}$$

$$H = \text{П.У.П.} - \text{Н.У.П.В.} = 3,5 - 3,0 = 0,5 \text{ м.}$$

$$\frac{H}{H_{\max}} = \frac{0,5}{2,6} = 0,193$$

Следовательно

$$\sigma_n = 0,785 \quad 0,25 \quad 0,193 = 0,833.$$

Пренебрегая подходной скоростью и сжатием, будем иметь:

$$Q_v = 0,49 \sqrt{2,9,81} \cdot 0,833 \cdot 57 \cdot 0,5^{\frac{3}{2}} = 36,4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Донные спуски рассматриваем как водосливы с широким порогом.

$$h_2 = \text{У.П.} + 1 = 1,6 + 1 = 2,6 \text{ м.}$$

$$H - \text{П.У.П.} + 1 = 3,5 - 1 = 4,5 \text{ м.}$$

Предполагая хорошее закругление, можем принять $k = 0,63$ и тогда

$$h_{кр} = kH = 0,63 \cdot 4,5 = 2,84 \text{ м.}$$

Так как $h_{кр} < h_2$, то истечение через водослив будет свободным с двумя перепадами и расход донных спусков определится по уравнению (18).

Принимая $\sigma = 0,92$ и $\sigma = 0,95$, получим:

$$Q_{ш} = 2 \cdot 1,55 \cdot 0,95 \cdot 6,5 \cdot 4,5^{\frac{3}{2}} = 182,4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Тогда расход всей плотины в паводок

$$Q_{п} = Q_v + Q_{ш} = 36,4 + 182,4 = 218,8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Определение $Q_{вв.}$

Имеем:

$$\text{У.В.В.} \quad \text{Н.У.П.В.}$$

$$p = \text{Н.У.П.В.} + 1,2 = 3,0 + 1,2 = 4,2 \text{ м.}$$

$$z = \text{П.У.В.В.} - \text{У.В.В.} = 5,6 - 4,5 = 1,1 \text{ м.}$$

$$\frac{z}{p} = \frac{1,1}{4,2} = 0,262 \quad 0,70.$$

Следовательно, водосливная часть в высокую воду работает как затопленный водослив. Далее, имеем:

$$h = \text{У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 4,5 - 3,0 = 1,5 \text{ м.}$$

$$H = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5,6 - 3,0 = 2,6 \text{ м.}$$

$$\frac{h}{H} = \frac{1,5}{2,6} = 0,577.$$

Этому значению отношения $\frac{h}{H}$ по таблице на стр. 209 соответствует коэффициент затопления

$$\sigma_n = 0,914.$$

Далее имеем:

$$m_f = 0,49; \quad \sigma_f = 1; \quad \sigma_n = 1.$$

Расход водосливной части определится:

$$Q_B = 0,49 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,914 \cdot 57 \cdot 2,6^{\frac{3}{2}}} = 474,2 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}^1).$$

Переходим к донным спускам. Имеем:

$$h_2 = \text{У.В.В.} + 1,0 = 4,5 + 1,0 = 5,5 \text{ м}$$

$$H = \text{П.У.В.В.} + 1,0 = 5,6 + 1,0 = 6,6 \text{ м.}$$

Критическая глубина при $k = 0,63$

$$h_{кр} = 0,63 \cdot 6,6 = 4,16 \quad h_2.$$

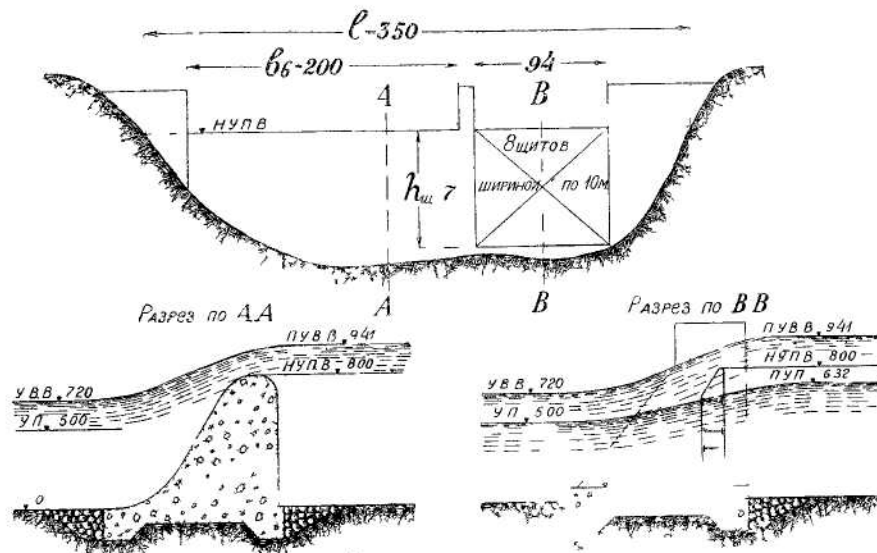
Следовательно, донные спуски работают, как затопленные водосливы с одним перепадом и расход определится по формуле (22). Принимая $\varepsilon = 0,95$, получим:

$$Q_{ш} = 2 \cdot 0,92 \cdot 0,95 \cdot 6,5 \cdot 5,5 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,1} = 290,4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Расход всей плотины в высокую воду

$$Q_{вв} = Q_B + Q_{ш} = 474,2 + 290,4 = 764,6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

ЗАДАЧА № 105. Изображенная на чертеже 176 плотина состоит из водосливной части, длина которой $b_B = 200$ м. и восьми донных спусков



Черт 176

размерами $10 \text{ м} \times 7 \text{ м}$, перекрываемых щитами Stoney'я. Дано: Н.У.П.В. = 8,0; У.В.В. = 7,2; У.П. = 5,0; отметка порога донных спусков 1,0; ширина реки на Н.У.П.В. — $l = 350$ м. Определить с какими подпорными горизонтами проходят $Q_{вв} = 3680 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ и $Q_{п} = 1560 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$

¹⁾ Заметим, что по Bazin'у (формуле 4) $\sigma_n = 0,804$ и $Q_B = 417 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$

Определение П.У.П.

Выясним прежде всего, можно ли пропустить паводок одними щитовыми отверстиями? Имеем:

$$h_2 = 5,0 - 1,0 = 4,0 \text{ м.}$$

$$H = 8,0 - 1,0 = 7,0 \text{ м.}$$

Пренебрегая скоростью подхода и предполагая хорошее округление, получим:

$$h_{кр} = kH = 0,63 \cdot 7 = 4,41 > h_2.$$

Следовательно, возможный расход через щитовые отверстия определится по уравнению (18) (пренебрегая сжатием):

$$Q_{щ} = M b_{щ} H^{\frac{3}{2}} = 1,55 \cdot 80 \cdot 7^{\frac{3}{2}} = 2300 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Так как $Q_{щ} > Q_{п}$, то паводок пропускается одними щитовыми отверстиями с отметкой $< \text{Н.У.П.В.}$

Предположим теперь, что при пропуске паводка водослив работает как незатопленный. Тогда из уравнения (18), определим напор:

$$H = \left(\frac{Q_{п}}{M b_{щ}} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{1560}{1,55 \cdot 80} \right)^{\frac{2}{3}} = 5,4 \text{ м.}$$

$$h_{кр} = 0,63 \cdot 5,4 = 3,4 < h_2.$$

Следовательно, наше предположение неверно: водослив будет затопленный. В соответствии с этим определим перепад из уравнения (22)

$$z = \frac{Q_{п}^2}{\varphi^2 b_{щ}^2 h_2^2 2g} = \frac{1560^2}{0,92^2 \cdot 80^2 \cdot 4^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 1,32 \text{ м.}$$

Таким образом, паводок проходит с отметкой

$$\text{П.У.П.} = \text{У.П.} + z = 5,00 + 1,32 = 6,32.$$

Определение П.У.В.В.

Так как $Q_{вв} \approx 2300$, то высокие воды проходят и донными спусками и водосливной частью. Последняя работает как незатопленный водослив, ибо $\text{У.В.В.} < \text{Н.У.П.В.}$ и ее расход определится по уравнению (5)

$$Q_{в} = 2 \cdot 200 \cdot H^{\frac{3}{2}}.$$

Теперь надо выяснить, как работают донные спуски. Имеем:

$$h_2 = \text{У.В.В.} - 1 = 7,2 - 1,0 = 6,2 \text{ м.}$$

Очевидно, при

$$k(H + h_{щ}) > h_2,$$

т.е. при

$$H > \frac{h_2}{k} - h_{\text{ш}} = \frac{6,2}{0,63} - 7 = 2,85 \text{ м,}$$

донные спуски работают как незатопленные водосливы и наоборот, при $H = 2,85$ — как затопленные водосливы.

Полагая $H = 2,85$, определим расход плотины. Если этот расход окажется 3680, то действительное значение H будет $< 2,85$; в противном случае — $> 2,85$.

$$Q = Q_{\text{в}} + Q_{\text{ш}} = 2 \cdot 200 \cdot 2,85^{\frac{3}{2}} + 1,55 \cdot 80 \cdot 9,85^{\frac{3}{2}} = 5750 > 3680,$$

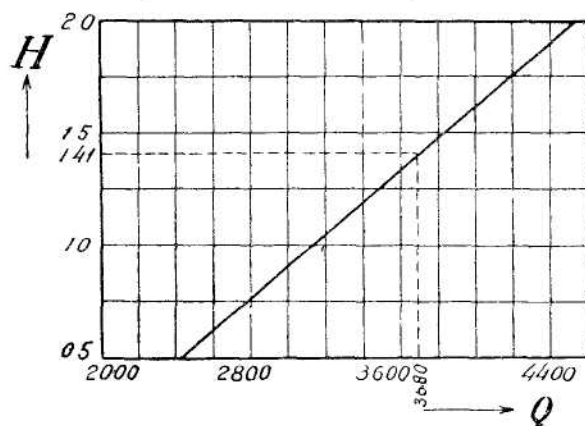
следовательно, высокие воды проходят с напором $H < 2,85$, при чем донные спуски работают как затопленные водосливы. Расход плотины

$$Q = 2 \cdot 200 \cdot H^{\frac{3}{2}} + 0,92 \cdot 80 \cdot 6,2 \sqrt{2 \cdot 9,81 (H + 0,8)} \dots (1)$$

ибо

$$z = H + (H.У.П.В. - У.В.В.) = H + 0,8.$$

Уравнение (1) проще всего решить графически. Задаваясь различными значениями H и определяя соответствующие значения Q , можно построить кривую $H = f(Q)$, по которой легко определить H . Результаты таких подсчетов собраны ниже в таблицу, а на черт. 177 построена кривая $H = f(Q)$.



Черт 177.

H	Q _в	Q _ш	Q _{вв}
0,5	141	2290	2431
1,0	400	2710	3110
1,5	735	3060	3795
2,5	1130	3380	4510

По этой кривой находим, что $Q_{\text{вв}} = 3680$ соответствует $H = 1,41 \text{ м.}$

и следовательно

$$П.У.В.В. = H.У.П.В. + 1,41 = 8,00 + 1,41 = 9,41.$$

Действительный П.У.В.В. будет несколько ниже найденного, так как мы пренебрегали скоростью подхода.

ЗАДАЧА № 106. Определить длину водосливной и разборчатой частей плотины (черт. 178), если общая длина плотины $b = 80 \text{ м.}$; толщина быков $b_6 = 2,5 \text{ м.}$; ширина реки на Н.У.П.В. — $l = 90 \text{ м.}$; Н.У.П.В. = 3,4; П.У.В.В. = 5,8; У.В.В. = 4,4; отметка порога донных спусков 0,6 и $Q_{\text{вв}} = 800 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$. Водосливная часть очерчена по типу 3° (черт. 153).

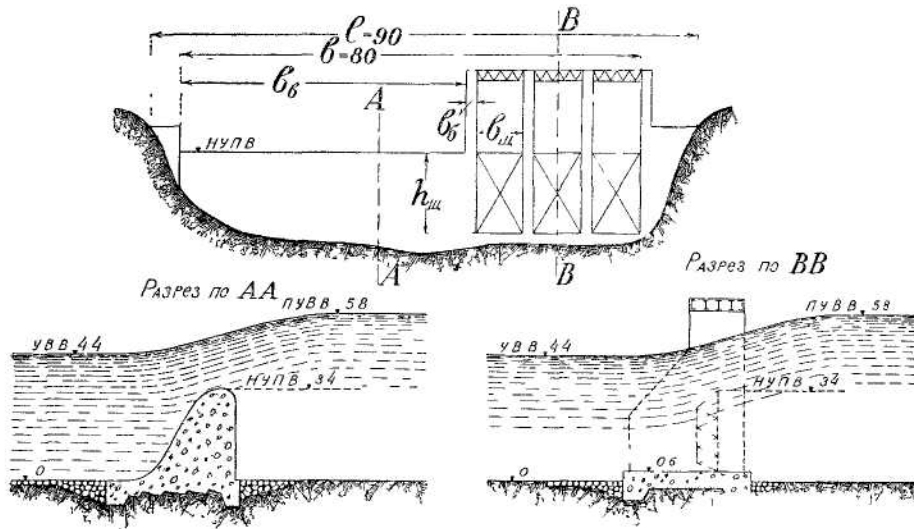
Определим расход на единицу ширины водосливной части. Имеем:

$$H = \text{П.У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 5,8 - 3,4 = 2,4 \text{ м.}$$

$$h = \text{У.В.В.} - \text{Н.У.П.В.} = 4,4 - 3,4 = 1,0 \text{ м.}$$

$$z = \text{П.У.В.В.} - \text{У.В.В.} = 5,8 - 4,4 = 1,4 \text{ м.}$$

$$\rho = 3,4 \text{ м}$$



Черт 178.

Так как $\text{У.В.В.} > \text{Н.У.П.В.}$ и $\frac{z}{\rho} = \frac{1,4}{3,4} = 0,412 < 0,70$, то водосливная часть плотины работает как затопленный водослив. Имеем: скорость подхода (приближенно)

$$u_0 = \frac{Q_{\text{ВВ}}}{\omega} = \frac{800}{90 \cdot 5,8} = 1,53 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

$$\frac{u_0^2}{2g} = \frac{1,53^2}{2 \cdot 9,81} = 0,12 \text{ м.}$$

$$H_0 = H + \frac{u_0^2}{2g} = 2,40 + 0,12 = 2,52 \text{ м.}$$

$$\frac{h}{H} = \frac{1,0}{2,4} = 0,417.$$

Соответственно этому значению отношения $\frac{h}{H}$ коэффициент затопления по таблице на стр. 209 получается

$$\sigma_n = 0,953.$$

Кроме того, по формулам (32 и 33) имеем:

$$m_t = 0,48; \quad \sigma_t = 1; \quad \sigma_n = 1.$$

В соответствии с этими коэффициентами расход на единицу ширины водослива определится по уравнению (28):

$$q_v = 0,48 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,953 \cdot 2,52^{\frac{3}{2}}} = 8,1 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Определим теперь расход на единицу ширины донного спуска. Имеем:

$$h_2 = \text{У.В.В.} - 0,6 = 4,4 - 0,6 = 3,8 \text{ м.}$$

$$H_{\text{ш}} = \text{П.У.В.В.} - 0,6 = 5,8 - 0,6 = 5,2 \text{ м.}$$

$$h_{\text{кр}} = 0,63 \cdot 5,2 = 3,28 \quad h_2,$$

следовательно, донные спуски работают как затопленные водосливы и расход определится по уравнению (22):

$$q_{\text{ш}} = 0,92 \cdot 3,8 \sqrt{2 \cdot 9,81(1,4 + 0,12)} = 19,06 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Теперь можно написать следующие два уравнения:

$$b_v q_v + b_{\text{ш}} q_{\text{ш}} = 800,$$

$$b_v + b_{\text{ш}} + \Sigma b_6 = 80,$$

где b_v — длина водосливной части,

$b_{\text{ш}}$ — общая ширина щитовых отверстий,

Σb_6 — общая толщина быков.

В первом приближении можно положить, что $\Sigma b_6 = 0$. Тогда, решая эти два уравнения, получим:

$$b_v = 66 \text{ м.}; \quad b_{\text{ш}} = 14 \text{ м.}$$

Поставим три щита. При толщине быка = 2,5 м. общая их толщина будет:

$$\Sigma b_6 = 3 \cdot 2,5 = 7,5 \text{ м.}$$

Если на эту толщину быков уменьшить водосливную часть плотины, то для того, чтобы расход плотины не уменьшился, необходимо увеличить ширину разборчатой части, при чем последнее уширение должно быть сделано, очевидно, также за счет уменьшения водосливной части.

Пусть уширение разборчатой части будет x , тогда уменьшение водосливной части — $(7,5 + x)$. Так как расход плотины при этом не должен измениться, то

$$q_v(7,5 + x) = q_{\text{ш}}x.$$

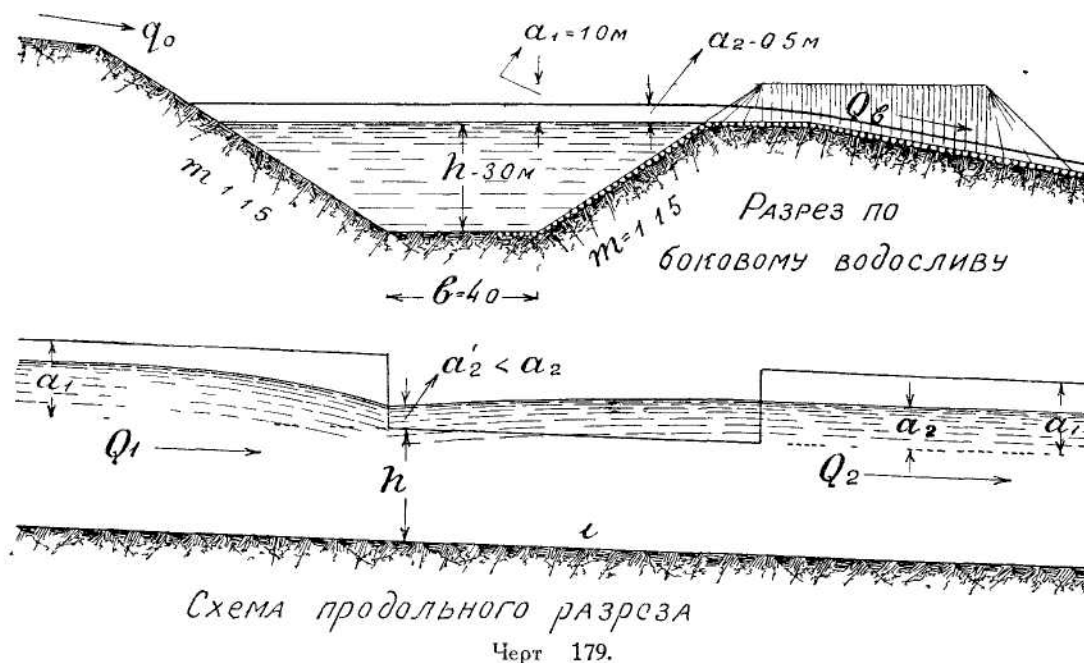
Откуда $x = 5,55 \text{ м.}$

Таким образом, имеем окончательно:

$$b_v = 66 - (7,5 + 5,55) = 52,95 \text{ м.}$$

$$b_{\text{ш}} = 14 + 5,55 = 19,55 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 107). На чертеже 179 указаны размеры деривационного канала силовой установки, которой расход $Q = 16,5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$. Канал протрассирован по косогору в суглинистых грунтах; уклон канала $i = 0,00012$. Во время ливней в канал поступают сточные воды с вышележащей местности (приток их на каждый погонный километр длины канала $q_0 = 3,5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$). Во избежание переполнения канала и прорыва его дамб устраивается боковой водослив—сброс. Порог такого водослива устраивается, обычно, на уровне нормального горизонта воды в канале; таким образом водослив начинает работать как только расход в канале превысит расчетный.



Как видно из чертежа 179, нормальная глубина в канале $h = 3,0$ м, запас глубины в канале (превышение верхней бровки дамбы над нормальным горизонтом) $a_1 = 1,0$ м.; $a_2 = 0,5$ м. — допустимая величина поднятия горизонта воды в канале без риска размыва дамб. Определить необходимую длину l бокового водослива?

Рассмотрим условия работы водослива — сброса.

Предположим, что ливневые воды переполнили канал до предела; глубина в канале при этом $h_1 = h + a_1$ и по каналу идет, соответствующий этой глубине, расход Q_1 . Чтобы обезопасить канал от прорыва дамб, необходимо приостановить дальнейшее переполнение ее устройством бокового водослива и понизить глубину воды в нем до допустимой величины $h_2 = h + a_2$, при чем канал будет пропускать расход Q_2 .

¹⁾ Эту задачу любезно предоставил нам инж В С Баумгарт

Боковой водослив, понижая горизонт воды в канале на величину $(a_1 - a_2)$, должен, следовательно, отвести из канала расход

$$Q_v = Q_1 - Q_2.$$

Новейшие исследования над работой боковых водосливов проф. Engels'a и др. показали, что в пределах бокового водослива мы получаем обратный уклон свободной поверхности воды в канале, а выше водослива (по течению) устанавливается неравномерное движение, при чем свободная поверхность имеет форму кривой спада ¹⁾, ниже же водослива устанавливается равномерное движение с глубиной $h_2 = h + a_2$ (см. схему продольного разреза), если только нет других причин, влияющих на движение воды на этом участке канала (поперечные преграждения, сбросы и пр.). Из сказанного видно, что наибольший напор на водосливе будет в его конце и этот напор не должен превосходить величины a_2 , так как иначе и ниже водослива канал будет переполнен.

Определим сперва Q_1 и Q_2 ; потом Q_v и наконец искомую длину l . Зная глубины $h_1 = h + a_1$ и $h_2 = h + a_2$, нетрудно найти Q_1 и Q_2 по формуле (4) для равномерного движения в открытых руслах (см. главу VII)

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} \dots \dots \dots (2)$$

Определим расход выше водослива. Имеем:

$$\omega_1 = h_1(b + mh_1) = 4(4 + 1,5 \cdot 4) = 40 \text{ м}^2.$$

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi} = \frac{40}{4 - 2 \cdot 4 \sqrt{1 + 1,5^2}} = 2,208 \text{ м.}$$

По Павловскому (см. график № 3 в конце книги) при $n = 0,025$ (для суглинистых почв) $C_1 = 47$

$$Q_1 = 40 \cdot 47 \sqrt{2,208 \cdot 0,00012} = 30,6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Точно также:

$$\omega_2 = 3,5(4 + 1,5 \cdot 3,5) = 32,4 \text{ м}^2$$

$$R_2 = 1,95 \text{ м } C_2 = 46$$

$$Q_2 = 32,4 \cdot 46 \sqrt{1,95 \cdot 0,00012} = 22,8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Далее

$$Q_v = Q_1 - Q_2 = 30,6 - 22,8 = 7,8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Подставляя в формулу (36) для расчета бокового водослива численные значения: $Q_v = 7,8$; $a = a_2 = 0,5$, получим:

$$7,8 = 0,4 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot \sqrt[3]{1^{2,5} \cdot 0,5^5}.$$

¹⁾ См. вопросы неравномерного движения в курсах гидравлики.

Откуда

$$l = 23,7 \text{ м.}$$

Округляя, примем $l = 25,0 \text{ м.}$

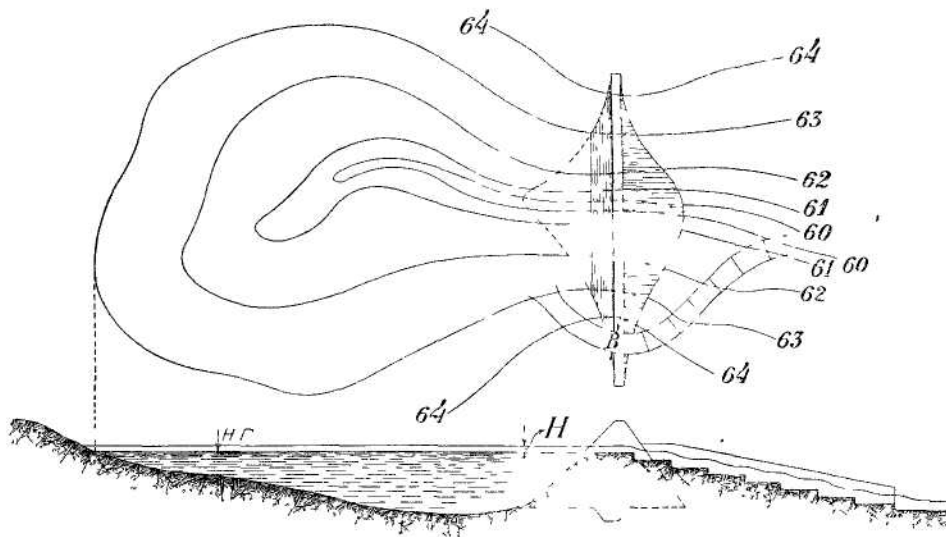
Рассматривая расходы Q , Q_1 и Q_2 , видим, что первый водослив-сброс может быть устроен на пятом километре от начала косогорного участка так как:

$$L_1 = \frac{Q_1 - Q}{q_0} = \frac{30,6 - 16,5}{3,5} = 4,0 \text{ км.}$$

Второй же водослив-сброс должен следовать за первым на расстоянии

$$L_2 = \frac{Q_1 - Q_2}{q_0} = \frac{30,6 - 22,8}{3,5} = 2,2 \text{ км.}$$

ЗАДАЧА № 108. На чертеже 180 схематически изображено в плане и продольном разрезе водохранилище. Для пропуска ливневых вод сбоку плотины устроен водослив, сопрягающийся с логом ступенчатым перепадом.



Черт. 180

На чертеже 181 дана кривая площади зеркала водохранилища в зависимости от напора на водосливе, т. е. $\Omega = f(H)$. Определить ширину b водослива так, чтобы напор на водосливе не превосходил $H = 1,0 \text{ м}$, если дано, что приток ливневых вод в водохранилище составляет $q = 35 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ и продолжительность ливня $T = 40 \text{ минут}$.

Обычно в подобных случаях ширину водослива рассчитывают на пропуск ливневых вод, пользуясь формулой для незатопленного водослива с широким порогом, именно формулой (18)

$$Q = MbH_0^{\frac{3}{2}}.$$

Пренебрегая скоростью подхода и сжатием и принимая $M = 1,42$, получим:

$$b = \frac{35}{1,42 \cdot 1^{\frac{3}{2}}} = 24,7 \text{ м.}$$

Такова должна быть ширина водослива, если на его пороге установится напор $H = 1$ м. тотчас же после начала ливня, что соответствует мгновенному переполнению водохранилища. В действительности же приток ливневой воды в водохранилище происходит постепенно, напор на водосливе растет медленно и часто случается, за время ливня напор на водосливе не успевает достигнуть предельной заданной величины — ливневые воды проходят с напором меньшим H и определенная по формуле (18) ширина водослива оказывается сильно преувеличенной.

Ширина водослива будет достаточной, если за время ливня $T = 40$ мин. уровень в водохранилище поднимается на величину $H = 1,0$ м. При меньшей ширине водослива напор достигает величины равной $1,0$ м. до окончания ливня и к концу последнего превзойдет допускаемую величину; при большей ширине водослива, напор к концу ливня не достигнет предельной величины и ширина окажется с запасом.

Очевидно, мы имеем истечение через водослив при переменном напоре. Как и в главе III, предполагая, что изменения напора происходят медленно, можно считать, что в течении бесконечно-малого промежутка времени мы имеем дело с установившимся движением и для этого бесконечно-малого элемента времени можно пользоваться уравнением (18).

В течении бесконечно-малого элемента времени dt в водохранилище поступает

$$qdt.$$

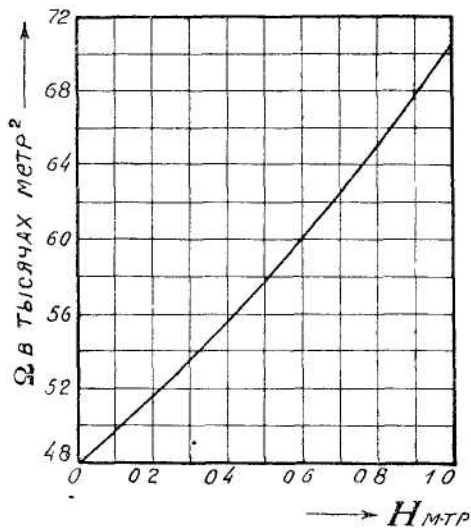
За этот же промежуток времени вытекает

$$Qdt = Mbh^{\frac{3}{2}}dt,$$

где h — напор на водосливе, соответствующий моменту t .

Изменение объема воды в водохранилище

$$(q - Q)dt = (q - Mbh^{\frac{3}{2}})dt.$$



Черт. 181.

С другой стороны это изменение равно

$$\Omega dh,$$

где Ω — площадь зеркала водохранилища, соответствующая напору h .

Приравнявая два последних выражения, получим:

$$\Omega dh = (q - Mbh^{\frac{3}{2}}) dt.$$

Откуда

$$dt = \frac{\Omega dh}{q - Mbh^{\frac{3}{2}}}.$$

Интегрируя это уравнение в пределах от 0 до H , получим время подъема уровня от 0 до H , т. е.

$$T = \int_0^H \frac{\Omega dh}{q - Mbh^{\frac{3}{2}}}.$$

Так как Ω может быть весьма сложной функцией h , то точное вычисление последнего интеграла представляет большое затруднение. С достаточной для практических целей точностью этот интеграл может быть вычислен по правилу трапеций. Этот интеграл представляет площадь кривой, ординатами которой являются выражения

$$\frac{\Omega}{q - Mbh^{\frac{3}{2}}}.$$

Разобьем величину H на малые элементы Δh ; тогда площадь элементарной трапеции, ограниченной осью H , нашей кривой и двумя ординатами, соответствующими двум значениям абсцисс h_i и h_{i+1} , очевидно, будет:

$$\Delta t = \frac{1}{2} \left[\frac{\Omega_i}{q - Mbh_i^{\frac{3}{2}}} + \frac{\Omega_{i+1}}{q - Mbh_{i+1}^{\frac{3}{2}}} \right] \Delta h,$$

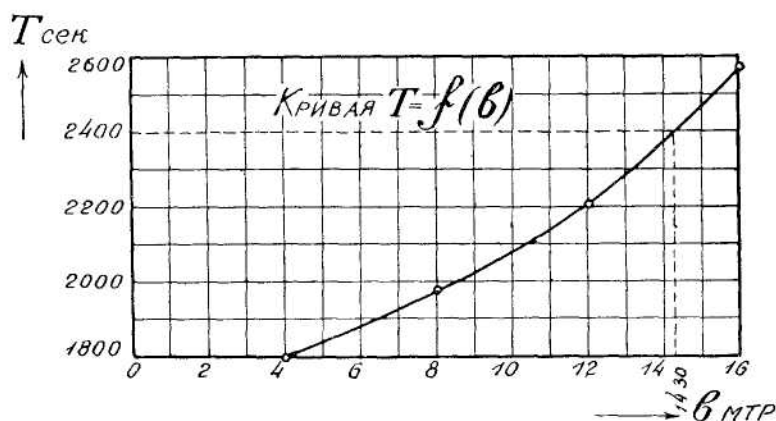
а вся площадь кривой представится суммой этих выражений

$$T = \sum \frac{1}{2} \left[\frac{\Omega_i}{q - Mbh_i^{\frac{3}{2}}} + \frac{\Omega_{i+1}}{q - Mbh_{i+1}^{\frac{3}{2}}} \right] \Delta h.$$

Задавая различные значения $b = 4; 8; 12$ и 16 м, вычислим по последнему уравнению T , в продолжение которого напор на водосливе достигнет величины $H = 1,0$ м.

Примем $\Delta h = 0,2$ м. По кривой $\Omega = f(h)$ на черт. 181 найдем значения Ω , соответствующие $h = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$ и $1,0$; затем вычислим T , соответствующие принятым четырем значениям b . Результаты вычислений собраны ниже в таблицу, по данным которой построена кривая $T = f(b)$ на черт. 182.

h	Ω тысяч.	b = 4		b = 8		b = 12		b = 16	
		Δt	$\Sigma \Delta t$	Δt	$\Sigma \Delta t$	Δt	$\Sigma \Delta t$	Δt	$\Sigma \Delta t$
0	48,0		0		0		0		0
0,2	51,6	287	287	289	289	291	291	294	294
0,4	55,6	315	602	325	614	335	626	346	640
0,6	60,2	352	954	375	989	402	1028	435	1075
0,8	65,2	396	1350	444	1433	505	1533	589	1664
1,0	70,8	451	1801	540	1973	673	2206	906	2570



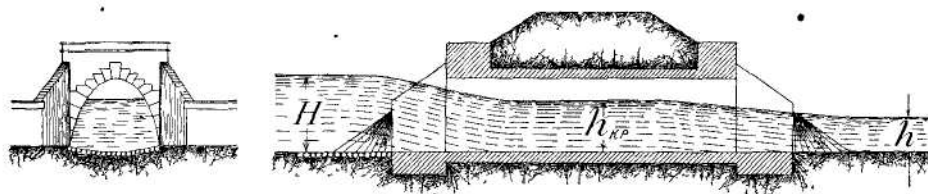
Черт 182.

Из этой кривой следует, что промежутку времени $T = 2400$ сек. (продолжительность ливня) соответствует $b = 14,3$ м.

Таким образом, последний расчет дает ширину водослива на 42% меньшую той, которая получена выше на основании формулы (18).

11. Расчет открытых мостиков и труб. Выше, в главе IV, мы привели расчет коротких труб большого диаметра, рассматривая их как насадки, т. е. исходя из предположения, что они работают полным сечением. Если же труба работает не полным сечением (из-за недостаточности напора или из-за недостаточности длины по сравнению с ее вертикальным размером) или, если

вместо трубы имеется просто короткий открытый лоток (отверстие мостика), то движение воды в таких случаях при горизонтальном дне сооружений можно рассматривать как истечение через водослив с широким порогом (черт. 183).



Черт. 183.

Если бытовая глубина h (глубина воды в отводящем лотке) меньше критической $h_{кр}$ (черт. 183), то, как известно, устанавливается свободное истечение, характеризующееся двумя перепадами. Глубина воды в трубе или под мостиком будет равна критической, определяемой уравнениями (11), (16) и (17).

Проф. Павловский при расчетах мостиков считает возможным принимать $\varphi = 0,95$, чему соответствует по уравнению (12) $k = 0,644$. Тогда пренебрегая скоростью похода, уравнение (11) можно переписать

$$h_{кр} = 0,644 H \dots \dots \dots (36)$$

Откуда глубина воды перед мостом

$$H = \frac{1}{0,644} h_{кр} = 1,56 h_{кр} \dots \dots \dots (37)$$

Глубина воды H нормирована министерством путей сообщения следующим образом: „пролетные части мостов балочной системы должны быть настолько подняты над подпорным уровнем самой высокой воды, чтобы от верхней поверхности подферменного камня до этого уровня было не менее 0,5 саж. В тех случаях, когда мостовые фермы имеют нижний пояс свой опущенным ниже верхней поверхности подферменных камней, низ мостовых ферм должен быть поднят над подпорным уровнем самых высоких вод не менее, как на 0,5 саж.“¹⁾

Первый перепад z определяется формулою (24). Пренебрегая скоростью подхода и считая $\varphi = 0,95$, получим:

$$z \cong 0,057 u^2 \dots \dots \dots (38)$$

При исчислении ширины отверстия b следует иметь в виду сжатие струи, учитываемое по Павловскому следующими коэффициентами²⁾:

- для малых мостиков $\varepsilon = 0,85 - 0,90$
- для труб с откосными крыльями $\varepsilon = 0,90 - 0,95$
- для труб без откосных крыльев $\varepsilon = 0,75$.

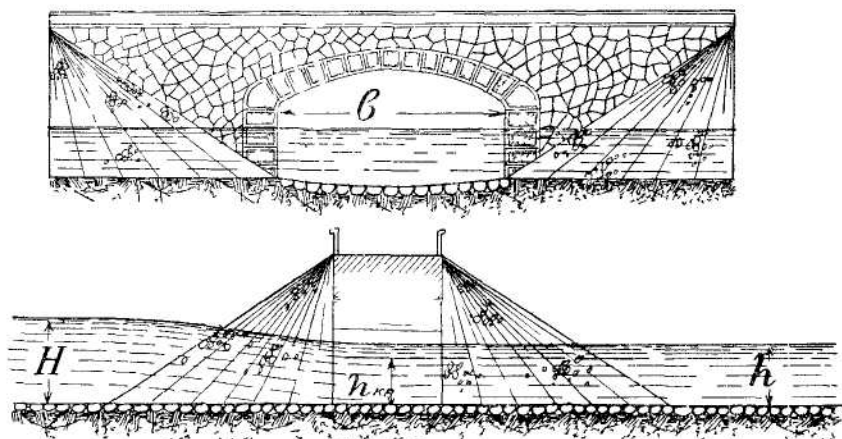
¹⁾ Проф Г. П. Передерий «Курс мостов», часть I, стр. 257.

²⁾ Проф Бахметев при расчете мостиков предлагает принимать $\varphi = 0,85$ (при $k = 0,60$) и $\varepsilon = 1$.

Часто при назначении отверстия мостика или трубы исходят из допускаемой скорости, соответствующей тому или иному укреплению русла. Ниже приводится таблица допускаемых скоростей ¹⁾.

Род укрепления	саж	м
	сек	сек
Плотный землястый грунт	0,88	1,88
Укрепление одиночной мостовой . . .	1,17	2,50
» двойной »	1,63	3,48
» каменным лотком	2,23	4,75
» деревянным »	3,10	6,60

Если бытовая глубина h больше критической (черт. 184), то устанавливается несвободное истечение, характеризующееся одним перепадом. В этом случае скорость определяется по уравнению (20), расход—по (22) и перепад—по (24) или по (38).



Черт. 184.

Все эти формулы справедливы лишь для тех сооружений, живые сечения которых имеют прямоугольную форму. Для труб, очерченных по кривой давления (черт. 183), отверстие приходится увеличивать на 15—20% в зависимости от того, в какой мере криволинейное очертание отличается от прямоугольного.

12. Задачи.

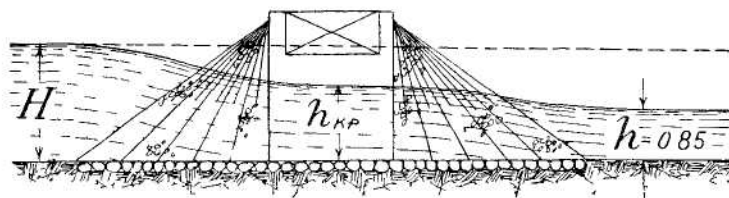
ЗАДАЧА № 109. Мостик, изображенный на черт. 185, отверстие которого $b = 3$ м. пропускает расход $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при бытовой глубине $h = 0,85$ м. Определить условия протекания.

¹⁾ Проф. Г. П. Передерий «Курс мостов». часть I, стр. 253.

Определим критическую глубину (принимая $\epsilon = 0,90$)

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{\epsilon^2 b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{10^2}{0,90^2 \cdot 3^2 \cdot 9,81}} = 1,12 \text{ м},$$

так как $h_{кр} > h$, то истечение будет свободное с двумя перепадами.



Черт 185

Глубина воды перед мостом

$$H = 1,56 h_{кр} = 1,56 \cdot 1,12 = 1,74 \text{ м}.$$

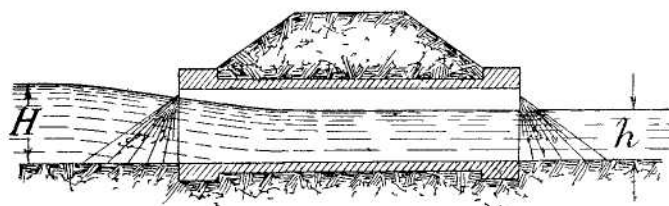
Скорость по уравнению (17)

$$u = \sqrt{gh_{кр}} = \sqrt{9,81 \cdot 1,12} = 3,32 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

первый перепад

$$z = H - h_{кр} = 1,74 - 1,12 = 0,62 \text{ м}.$$

ЗАДАЧА № 110. Труба под насыпью железной дороги отверстием $b = 4$ м пропускает расход $Q = 8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при бытовой глубине $h = 1,2$ м. Определить условия протекания (черт. 186).



Черт. 186.

Определим критическую глубину ($\epsilon = 0,92$)

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{\epsilon^2 b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{8^2}{0,92^2 \cdot 4^2 \cdot 9,81}} = 0,783 \text{ м}.$$

Так как $h_{кр} < h$, то движение происходит с одним перепадом и в трубе установится глубина равная бытовой.

Скорость

$$u = \frac{Q}{\varepsilon b h} = \frac{8}{0,92 \cdot 4 \cdot 1,2} = 1,81 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

перепад по уравнению (38)

$$z = 0,057 u^2 = 0,057 \cdot 1,81^2 = 0,19 \text{ м.}$$

Глубина перед трубой

$$H = h + z = 1,2 + 0,19 = 1,39 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 111. Определить отверстие мостика, пропускающего расход $Q = 14 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при глубинах — перед мостом $H = 2,0$ м. и за мостом — $h = 1,0$ м.

Имеем:

$$h_{кр} = 0,644 H = 0,644 \cdot 2 = 1,29 \text{ м.}$$

Так как $h_{кр} > h$, то движение будет с двумя перепадами. Скорость определится

$$u = \sqrt{g h_{кр}} = \sqrt{9,81 \cdot 1,29} = 3,56 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Ширина отверстия должна быть:

$$b = \frac{Q}{\varepsilon h_{кр} u} = \frac{14}{0,90 \cdot 1,29 \cdot 3,56} = 3,39 \text{ м.}$$

Перепад перед мостом

$$z = H - h_{кр} = 2,0 - 1,29 = 0,71 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 112. Определить отверстие мостика, пропускающего расход $Q = 7 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при глубине перед мостиком $H = 1,7$ м. и бытовой $h = 1,3$ м.

Имеем:

$$h_{кр} = 0,644 \cdot H = 0,644 \cdot 1,7 = 1,1 \text{ м.}$$

Так как $h_{кр} < h$, то движение будет с одним перепадом, который и определится

$$z = H - h = 1,7 - 1,3 = 0,4 \text{ м.}$$

Скорость

$$u = \varphi \sqrt{2gz} = 0,95 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,4} = 2,66 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

Ширина отверстия

$$b = \frac{Q}{\varepsilon h u} = \frac{7}{0,85 \cdot 1,3 \cdot 2,66} = 2,4 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 113. Определить отверстие трубы, пропускающей расход $Q = 15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ со скоростью $u \leq 3,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ (русло покрыто двойной мостовой) при бытовой глубине $h = 1,0$ м.

Пусть $u = 3,5$. Тогда

$$h_{кр} = \frac{u^2}{g} = \frac{3,5^2}{9,81} = 1,25 > h.$$

Ширина отверстия

$$b = \frac{Q}{\varepsilon u h_{кр}} = \frac{15}{0,90 \cdot 3,5 \cdot 1,25} = 3,81 \text{ м},$$

округляя, примем $b = 4$ м. Тогда будем иметь:

$$h_{кр} = \sqrt{\frac{Q^2}{\varepsilon^2 b^2 g}} = \sqrt{\frac{15^2}{0,9^2 \cdot 4^2 \cdot 9,81}} = 1,21 \text{ м}.$$

Скорость

$$u = \frac{15}{0,9 \cdot 4 \cdot 1,21} = 3,44 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Перепад

$$z = 0,057 u^2 = 0,057 \cdot 3,44^2 = 0,67 \text{ м}.$$

Глубина воды перед трубой

$$H = h_{кр} + z = 1,21 + 0,67 = 1,88 \text{ м}.$$

ЗАДАЧА № 114. Определить отверстие мостика при следующих данных:

$$Q = 12 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}; \quad H \leq 1,8; \quad h = 0,9.$$

Предположим, что заданный расход проходит с глубиной перед мостиком $H = 1,8$ м. Тогда будем иметь:

$$h_{кр} = 0,644 \cdot 1,8 = 1,16 > h.$$

Следовательно

$$u = \sqrt{g h_{кр}} = \sqrt{9,81 \cdot 1,16} = 3,37 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Предполагая, что такая скорость допустима, необходимая ширина отверстия определится:

$$b = \frac{Q}{\varepsilon h_{кр} u} = \frac{12}{0,85 \cdot 1,16 \cdot 3,37} = 3,6 \text{ м}.$$

Первый перепад

$$z = H - h_{кр} = 1,8 - 1,16 = 0,64 \text{ м}.$$

ЗАДАЧА № 115. Определить отверстие мостика, пропускающего расход $Q = 18 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при глубине перед мостом $H \leq 1,8$ м, бытовой глубине $h = 0,85$ м. и скорости $u \leq 3,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.

Предположим, что заданный расход проходит с максимальной глубиной перед мостиком $H = 1,8$ м. Тогда

$$h_{кр} = 0,644 \cdot 1,8 = 1,16 > h,$$

Следовательно, движение происходит с двумя перепадами и со скоростью под мостиком

$$u = \sqrt{9,81 \cdot 1,16} = 3,37 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Скорость получилась меньше предельной. Исходя из полученной скорости определим ширину отверстия

$$b = \frac{18}{0,9 \cdot 1,16 \cdot 3,37} = 5,12 \text{ м.}$$

Это значение можно округлить и пересчитать, как это указано в задаче № 113.

При $b = 5,12$ м. первый перепад

$$z = H - h_{кр} = 1,8 - 1,16 = 0,64 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 116. Определить отверстие трубы, пропускающей расход $Q = 20 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при глубине $H \leq 2,5$ м, бытовой глубине $h = 1,8$ м и скорости $u \leq 2,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.

Предположим, что заданный расход проходит с максимальной глубиной перед трубой $H = 2,5$ м. Тогда имеем

$$h_{кр} = kH = 0,644 \cdot 2,5 = 1,61 < h.$$

Следовательно, движение будет с одним перепадом, который определяется:

$$z = H - h = 2,5 - 1,8 = 0,7 \text{ м.}$$

Скорость будет:

$$u = \varphi \sqrt{2gz} = 0,95 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,7} = 3,52 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Скорость больше допустимой; следовательно, использовать весь напор нельзя. Будем решать задачу, исходя из предельной величины скорости $u = 2,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Тогда

$$z = 0,057 u^2 = 0,057 \cdot 2,5^2 = 0,357 \text{ м.}$$

Заметим, что если при $H = 2,5$ м. критическая глубина на пороге не может установиться, то при $H < 2,5$ м. она тем более не может иметь места и движение будет происходить с одним перепадом.

Ширина отверстия

$$b = \frac{20}{0,95 \cdot 1,8 \cdot 2,5} = 4,6 \text{ м.}$$

Округляя, примем $b = 5,0$ м. Тогда скорость

$$u = \frac{20}{0,95 \cdot 5 \cdot 1,8} = 2,34 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

Перепад

$$z = 0,057 u^2 = 0,057 \cdot 2,34^2 = 0,312 \text{ м.}$$

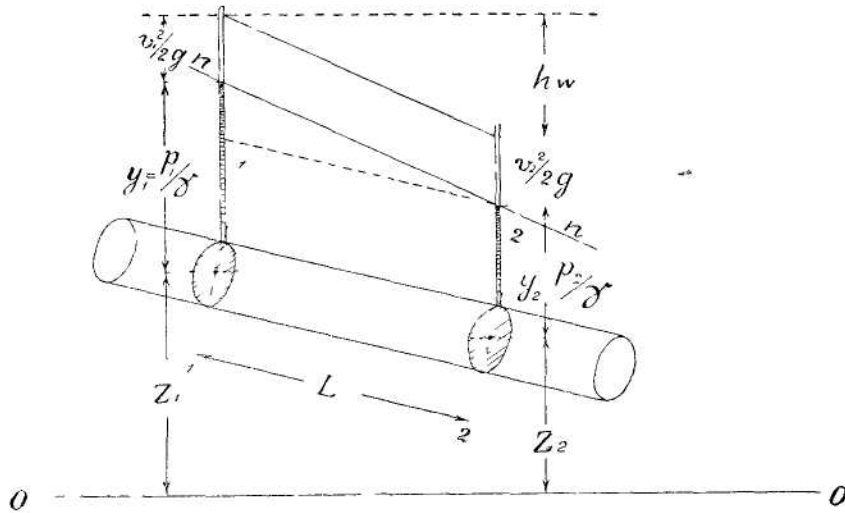
Глубина перед трубой

$$H = h + z = 1,80 + 0,31 = 2,11 \text{ м}$$

Движение в трубах.

1. Основные формулы. Пусть имеется цилиндрический трубопровод, по которому под некоторым напором движется жидкость. Возьмем два каких-либо сечения потока и применим к ним уравнение Bernoulli (черт. 187), отнеся его к плоскости сравнения 0—0. Получим:

$$z + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} + \sum \zeta \frac{v^2}{2g} \quad \dots \dots \dots (1)$$



Черт 187.

где z_1 , p_1 , v_1 — геометрическая высота, давление и средняя скорость в сечении 1—1, z_2 , p_2 , v_2 — те же величины в сечении 2—2, L — длина трубопровода между рассматриваемыми сечениями, d — диаметр трубопровода, λ — коэффициент, зависящий от размеров и материала трубы и степени ее загрязнения, ζ коэффициент сопротивления и g — ускорение силы тяжести.

Четвертый член правой части ур-ия (1) определяет потерю напора на трение по длине трубопровода между рассматриваемыми сечениями, а пятый

член — потерю напора на местные сопротивления между теми же сечениями. Для трубопроводов достаточно длинных четвертый член значительно больше пятого и потому этим последним можно без значительной погрешности пренебречь¹⁾; кроме этого скорости v_1 и v_2 в цилиндрической трубе равны между собою. Принимая это во внимание, ур-ие (1) можно переписать так:

$$\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma}\right) = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (2)$$

Обозначая $z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = h_1$ и $z_2 + \frac{p_2}{\gamma} = h_2$ и принимая, что в напорной трубе

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2},$$

где Q — расход, получим:

$$h_1 - h_2 = \frac{16\lambda}{2g\pi^2 d^5} Q^2 L \dots \dots \dots (3)$$

Обозначая, далее, потерю напора на рассматриваемом участке через h_w , и полагая

$$\frac{2g\pi^2 d^5}{16\lambda} = K^2, \dots \dots \dots (4)$$

будем иметь окончательно:

$$h_w = \frac{Q^2 L}{K^2} \dots \dots \dots (5)$$

Это и есть основное ур-ие движения жидкости в длинном напорном трубопроводе.

Поделив обе части ур-ия (5) на L и обозначив $\frac{h_w}{L}$ через i_p , представим основное у-ие в таком виде:

$$Q = KV \sqrt{i_p} \dots \dots \dots (6)$$

Величина i_p , как известно, называется пьезометрическим уклоном: легко видеть, что для цилиндрической трубы $i_p = \text{const}$.

Введя в рассмотрение гидравлический радиус²⁾ и пользуясь обозначениями, принятыми выше (стр. 104)

$$\frac{8g}{\lambda} = C^2 \dots \dots \dots (7)$$

¹⁾ При расчете длинных водопроводных линий местные потери обыкновенно учитываются приближенно: считают, что они составляют 5—10% от потерь на трение по длине трубы

²⁾ Гидравлическим радиусом называется отношение площади живого сечения ω к смоченному периметру χ . Так как для круглой трубы, работающей полным сечением, $\omega = \frac{\pi d^2}{4}$, а $\chi = \pi d$, то гидравлический радиус в этом случае $R = \frac{d}{4}$.

перепишем ур-ие (4) так:

$$K = \omega C \sqrt{R} \quad \dots \dots \dots (8)$$

Этой формулой удобно пользоваться для определения K .

Принимая во внимание эту формулу, основное ур-ие (6) можно представить в таком виде:

$$Q = \omega C \sqrt{R i_p} \quad \dots \dots \dots (9)$$

Заметим, что величина K называется пропускной способностью трубы ¹⁾ и имеет измерение расхода.

При пользовании ур-ием (5) следует иметь в виду, что величины h_w и L , Q и K измеряются соответственно в одинаковых единицах. Пусть, напр., Q и K измерены в литрах в секунду, L — в метрах, тогда по ур-ию (5) h_w определится также в метрах.

2. Формулы для определения потерь напора. При решении практических вопросов, связанных с движением жидкости в длинных трубопроводах приходится пользоваться основным уравнением в том или ином его виде. Очевидно, весь вопрос сводится к определению по трем данным величинам четвертой. Чаще всего приходится определять либо потерю напора h_w , либо пропускную способность K , т. е. подбирать диаметр трубопровода d .

Для определения коэффициентов λ (или C) практика дает большое количество эмпирических формул, из которых ниже приводятся наиболее употребительные.

А. Формулы для чугунных водопроводных труб.

1°. Формула Darcy. Одна из наиболее старых формул, не потерявшая, однако, своего значения в практике еще и до сих пор, это формула Darcy, приведенная на стр. 104. Там же приведена таблица значений λ по Darcy для различных диаметров и поправочные коэффициенты на загрязнение труб по Sonne.

2°. Формула Kutter'a („старая“).

$$C = \frac{100}{1 + \frac{k}{\sqrt{R}}} \text{ (в метрах), } \dots \dots \dots (10)$$

где k — коэффициент, учитывающий шероховатость трубы. Для труб, бывших в употреблении, обычно принимается $k = 0,25$.

Если припомнить, что для труб $R = \frac{d}{4}$, то формулу (10) можно представить в такой форме:

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0,5}{\sqrt{d}}} \text{ (в метрах) } \dots \dots \dots (10')$$

¹⁾ Проф. Н. Н. Павловский величину K называет модулем расхода

Формула Kutter'a имеет достаточно широкое распространение в водопроводном деле и ею рекомендует пользоваться проф. Н. Н. Павловский. Ниже приводится таблица № 1 значений пропускной способности К по Kutter'y.

ТАБЛИЦА № 1¹⁾
пропускных способностей $K = \omega C \sqrt{R}$, где С по Kutter'y

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0,25}{\sqrt{R}}}$$

d мм	K $\frac{\text{литр}}{\text{сек}}$	K ² ($\frac{\text{литр}}{\text{сек}}$) ²	d мм	K $\frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$	K ² ($\frac{\text{литр}}{\text{сек}}$) ²
40	3,590	12,89	350	1,540 · 10 ³	2,379 · 10 ⁶
50	6,782	45,99	400	2,220 · 10 ³	4,926 · 10 ⁶
75	21,43	459,25	450	3,057 · 10 ³	9,343 · 10 ⁶
100	43,10	2,314 · 10 ³	500	4,067 · 10 ³	16,54 · 10 ⁶
125	89,84	8,072 · 10 ³	600	6,655 · 10 ³	44,29 · 10 ⁶
150	149,37	22,31 · 10 ³	700	10,08 · 10 ³	101,58 · 10 ⁶
175	229,20	52,53 · 10 ³	750	12,13 · 10 ³	147,09 · 10 ⁶
200	331,70	110,03 · 10 ³	800	14,42 · 10 ³	207,87 · 10 ⁶
225	459,02	210,70 · 10 ³	900	19,76 · 10 ³	390,57 · 10 ⁶
250	613,59	376 50 · 10 ³	1000	26,18 · 10 ³	685,46 · 10 ⁶
300	1,012 · 10 ³	1,024 · 10 ⁶	1200	42,53 · 10 ³	1,809 · 10 ⁹

3°. Показательная формула Manning'a.

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{в метрах}) \quad \dots \quad (11)$$

или обозначая $\frac{1}{n} = C_0$, получим

$$C = C_0 R^{\frac{1}{6}}.$$

Значения n для различных шероховатостей приведены в табл. № 3 на стр. 340. Проф. Б. А. Бахметев, отдавая предпочтение этой формуле перед другими, считает возможным принять:

$C_0 = 91$ для чистых труб,

$C_0 = 70$ „ грязных „

$C_0 = 80$ как нормальное расчетное значение.

Ниже приводится таблица № 2 пропускных способностей К по Manning'y.

¹⁾ Проф Н. Н. Павловский. Гидравлический справочник, стр. 168.

ТАБЛИЦА № 2

пропускных способностей $K = \omega C \sqrt{R}$; где C по Manning'у $C = C_0 R^{\frac{1}{6}}$; $C_0 = 91$ для чистых труб; $C_0 = 70$ для грязных труб; $C_0 = 80$ для нормальных труб ¹⁾.

d мм.	Чистые трубы.		Грязные трубы.		Нормальные трубы.		d мм.
	$K \cdot 10^{-2}$ литр сек.	$K \cdot 10^{-3}$ (литр) ² сек.	$K \cdot 10^{-2}$ литр сек.	$K \cdot 10^{-3}$ (литр) ² сек.	$K \cdot 10^{-2}$ литр сек.	$K \cdot 10^{-3}$ (литр) ² сек.	
75	0,282	0,795	0,217	0,471	0,247	0,610	75
100	0,601	3,61	0,467	2,21	0,534	2,85	100
125	1,11	12,3	0,842	7,07	0,962	9,25	125
150	1,79	32,1	1,37	18,8	1,57	24,6	150
175	2,73	74,5	2,08	43,3	2,37	56,2	175
200	3,89	151	2,97	88,2	3,40	116	200
225	5,31	282	4,06	165	4,62	213	225
250	7,05	496	5,38	289	6,12	374	250
300	11,4	1290	8,72	760	10,00	1000	300
400	24,7	6100	18,9	3570	21,5	4620	400
500	44,5	19800	33,9	11600	38,7	14900	500
	$\frac{\text{метр}^3}{\text{сек.}}$	$\left(\frac{\text{метр}^3}{\text{сек.}}\right)^2$	$\frac{\text{метр}^3}{\text{сек.}}$	$\left(\frac{\text{метр}^3}{\text{сек.}}\right)^2$	$\frac{\text{метр}^3}{\text{сек.}}$	$\left(\frac{\text{метр}^3}{\text{сек.}}\right)^2$	
600	0,0727	0,0528	0,0555	0,0308	0,0635	0,0403	600
700	0,109	0,118	0,0838	0,0704	0,0957	0,0916	700
800	0,156	0,243	0,119	0,141	0,137	0,187	800
900	0,214	0,458	0,164	0,268	0,187	0,350	900
1000	0,283	0,801	0,217	0,471	0,248	0,615	1000
1200	0,462	2,13	0,353	1,24	0,403	1,62	1200
1400	0,696	4,84	0,533	2,84	0,608	3,70	1400
1600	0,995	9,90	0,761	5,79	0,868	7,53	1600
1800	1,36	18,5	1,04	10,8	1,19	14,2	1800
2000	1,80	32,4	1,38	19,1	1,57	24,7	2000

¹⁾ „Таблицы для расчета водопроводных труб по формуле Tutton-Manning'a“, составил А. И. Иванченко под ред. проф. Б. А. Бахметева.

4°. Показательная формула Flamant'a. Потери напора по Flamant'у определяются по следующей формуле:

$$h_w = a \frac{v^{1,75}}{d^{1,25}} L \text{ (в метрах)} \dots \dots \dots (12)$$

при чем для новых труб следует считать

$$a = 0,00074,$$

а для труб бывших в употреблении —

$$a = 0,00092.$$

Для упрощения расчетов по формуле Flamant'a на черт. 188 приводится номограмма.

Формула Flamant'a распространена во Франции.

В. Формулы для труб из иного материала.

1°. Для учета потерь напора по длине в деревянных трубопроводах, американская практика дает формулу

$$i_p \text{ ‰} = 196 \frac{v^{1,8}}{d^{1,17}} \dots \dots \dots (13)$$

где i_p — в промилях (один метр падения на 1000 метров длины);

v — скорость в $\frac{\text{м}}{\text{сек}}$;

d — диаметр в см.

Для упрощения расчетов по этой формуле на черт. 189 приводится график ¹⁾.

2°. Для труб железных клепанных (большого диаметра) проф. Б. А. Бахметев рекомендует пользоваться формулой Darcy с коэффициентом $\lambda = 0,025$. Проф. Н. Н. Павловский кроме того указывает на формулу Manning'a при $C_0 = 80$.

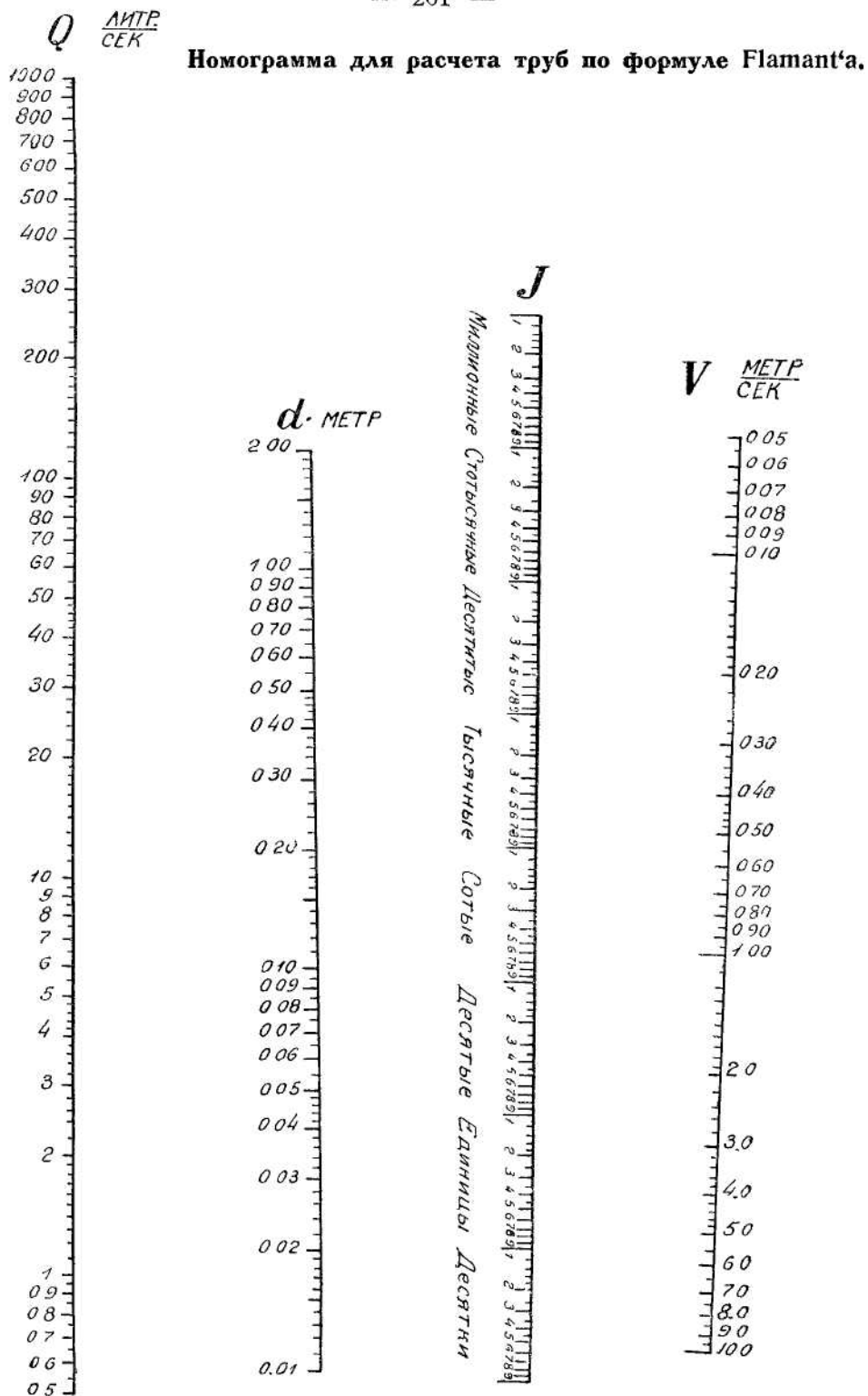
3°. Для труб кирпичных, железо-бетонных и бетонных можно применять формулы главы VII с соответствующими коэффициентами шероховатости. Для бетонных труб большого диаметра проф. Б. А. Бахметев считает возможным применять формулу Darcy с коэффициентом $\lambda = 0,020$.

4°. Для труб металлических (не чугунных) можно пользоваться формулами, приведенными выше для труб чугунных, так как появляющийся с течением времени осадок на стенках труб уничтожает влияние материала на шероховатость.

5°. Потери напора в пожарных рукавах можно учитывать по формуле (опыты Freeman'a):

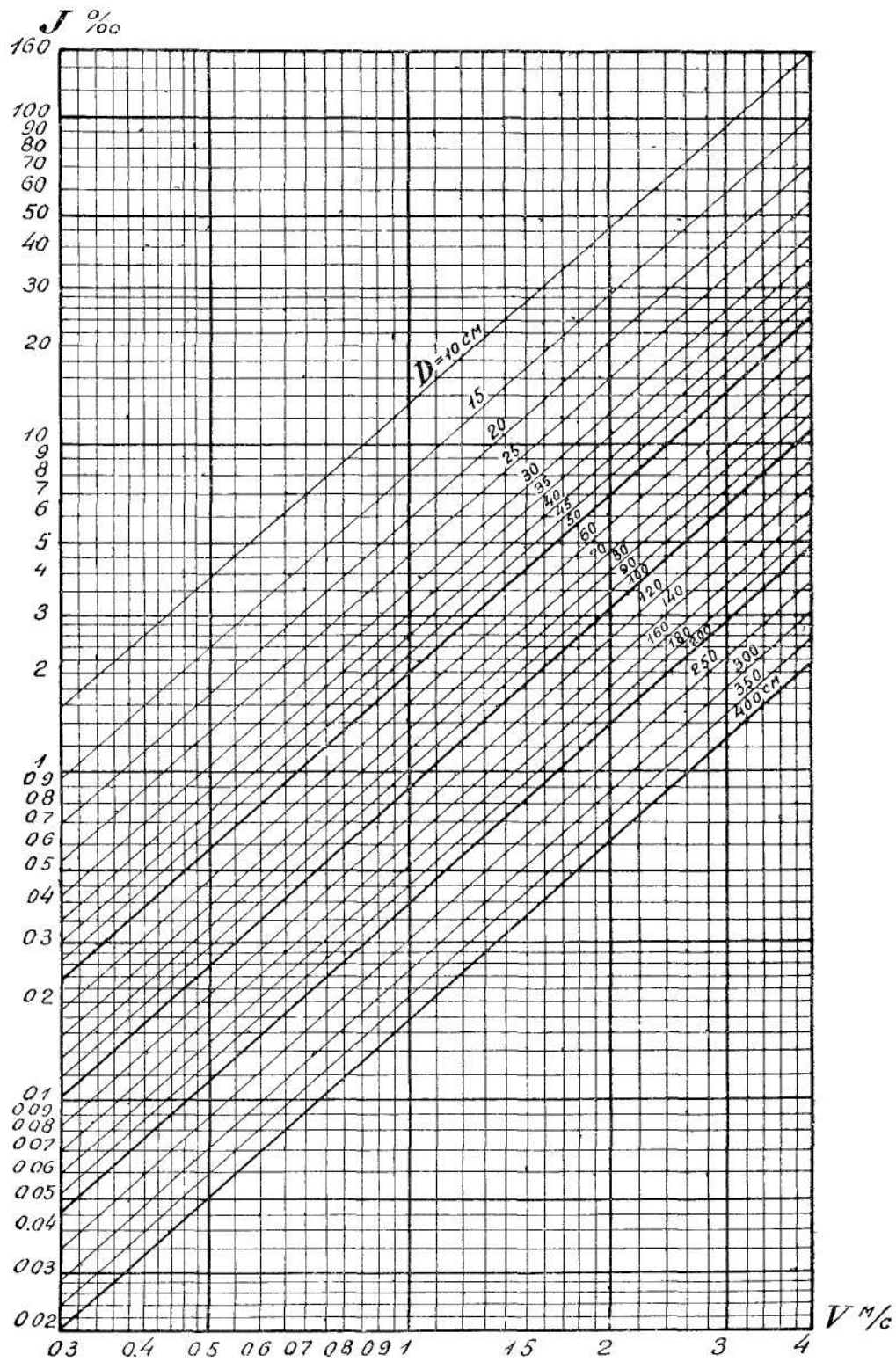
$$h_w = k \frac{v^2}{d} L \text{ (в метрах),}$$

¹⁾ Проф. Н. Н. Павловский. Гидравлический справочник. 1924 г



Черт. 188.

График для расчета деревянных труб.



Черт. 189.

при чем k следует принимать:

0,00086	—	для	очень	гладких	резиновых	рукавов,	
0,000899	—	„	обыкновенных	„	„	„	
0,000884	—	„	очень	гладких	внутри	прорезиненных	рукавов,
0,00163	—	„	„	шероховатых	внутри	„	„
0,00213	—	„	обыкновенных	не	прорезиненных	рукавов,	
0,00137	—	„	лучших	кожаных	рукавов.		

3. Задачи.

ЗАДАЧА № 117. Определить расход Q трубопровода, длина которого $L = 1000$ м, $d = 150$ мм, при напоре $H = 20$ м.

1. По Darcy. Принимая по Darcy с поправкой Sonne (см. стр. 104) $\lambda = 0,0441$, получим по формуле (7):

$$C = \sqrt{\frac{8 \cdot 9,81}{0,0441}} = 42,2.$$

Расход по формуле (9)

$$Q = \omega C \sqrt{R \frac{H}{L}} = \frac{\pi}{4} \frac{0,15^2}{4} 42,2 \sqrt{\frac{0,15}{4} \frac{20}{1000}} = 0,0204 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}} = 20,4 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

2. По Kutter'y.

Из таблицы № 1 имеем $K = 149,37$. Следовательно

$$Q = 149,37 \sqrt{\frac{20}{1000}} = 0,0211 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}} = 21,1 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

3. По Manning'y.

Из таблицы № 2 для нормальных труб имеем $K = 157$. Следовательно, по уравнению (6)

$$Q = K \sqrt{i_p} = 157 \sqrt{\frac{20}{1000}} = 0,0222 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}} = 22,2 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

4 По Flamant'y.

По формуле (12)

$$v = \sqrt[1,75]{\frac{h_w d^{1,25}}{aL}} = \sqrt[1,75]{\frac{20 \cdot 0,15^{1,25}}{0,00092 \cdot 1000}} = 1,48 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

и следовательно, расход

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} v = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4} \cdot 1,48 = 0,0265 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}} = 26,5 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Расход можно определить по номограмме, изображенной на черт. 188. Для этого надо провести прямую через точку $i_p = \frac{20}{1000} = 0,02$ на шкале J и через точку 0,15 шкалы d; продолжить эту прямую до пересечения со шкалой расходов Q. Эта точка определяет расход

$$Q = 26,0 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

ЗАДАЧА № 118. При каком напоре H труба, диаметр которой $d = 200$ мм. и длина $L = 500$ м. пропустит расход $Q = 80 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$.

1. По Darcy.

По Darcy с поправкой Sonne (стр. 104) $\lambda = 0,0403$.

Скорость в трубе

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4}{\pi} \frac{80}{2^2} = 25,4 \frac{\text{дм}}{\text{сек}} = 2,54 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

и следовательно, необходимый напор

$$H = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} = 0,0403 \frac{500}{0,2} \frac{2,54^2}{2 \cdot 9,81} = 33,2 \text{ м.}$$

2. По Kutter'y.

Из таблицы № 1 имеем $K^2 = 110,03 \cdot 10^3$, следовательно

$$H = \frac{Q^2 L}{K^2} = \frac{80^2 \cdot 500}{110,03 \cdot 10^3} = 29,1 \text{ м.}$$

3. По Manning'y.

Из таблицы № 2 имеем $K^2 = 116 \cdot 10^3$, следовательно

$$H = \frac{80^2 \cdot 500}{116 \cdot 10^3} = 27,6 \text{ м.}$$

4. По Flamant'y.

При скорости $v = 2,54$ имеем по формуле (12):

$$H = 0,00092 \frac{2,54^{1,75}}{0,2^{1,25}} 500 = 17,5 \text{ м.}$$

По номограмме (черт. 188), соединяя прямой шкалу Q (точка 80) и шкалу d (точка 0,20) и продолжая эту прямую до шкалы J, получим:

$$i_p = 0,035,$$

следовательно

$$H = i_p L = 0,035 \cdot 500 = 17,5 \text{ м.,}$$

Как видим, формула Flamant'a дает сильно преуменьшенное значение потери напора.

ЗАДАЧА № 119. Определить отношение расходов чистой и грязной труб одинакового диаметра $d = 0,225$ м. одинаковой длины и работающих при одном и том же напоре.

Расход чистой трубы

$$Q_1 = K_1 \sqrt{\frac{H}{L}}$$

Расход грязной трубы

$$Q_2 = K_2 \sqrt{\frac{H}{L}}$$

Разделив почленно первое выражение на второе, получим:

$$\alpha = \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{K_1}{K_2} = \frac{531}{406} = 1,3.$$

Определим теперь, во сколько раз надо увеличить напор для грязной трубы, чтобы ее расход был бы равен Q_1 .

Имеем:

$$Q_1 = K_1 \sqrt{\frac{H_1}{L}}; \quad Q_2 = K_2 \sqrt{\frac{H_2}{L}}$$

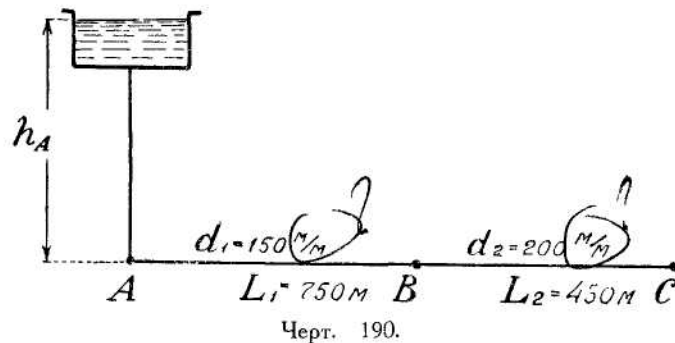
Но так как по условию $Q_1 = Q_2$, то

$$K_1 \sqrt{\frac{H_1}{L}} = K_2 \sqrt{\frac{H_2}{L}}$$

Откуда

$$\beta = \frac{H_2}{H_1} = \frac{K_1^2}{K_2^2} = \frac{282}{165} = 1,71.$$

ЗАДАЧА № 120. Определить при каком напоре h_A , система двух последовательно соединенных горизонтальных труб, указанных на чертеже 190 размеров, пропустит расход $Q = 35 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ (трубы нормальные).



Напишем уравнение (5) для каждого участка в отдельности.

$$h_A - h_B = \frac{Q^2}{K_1^2} L_1; \quad h_B - h_C = \frac{Q^2}{K_2^2} L_2.$$

Сложим почленно эти уравнения

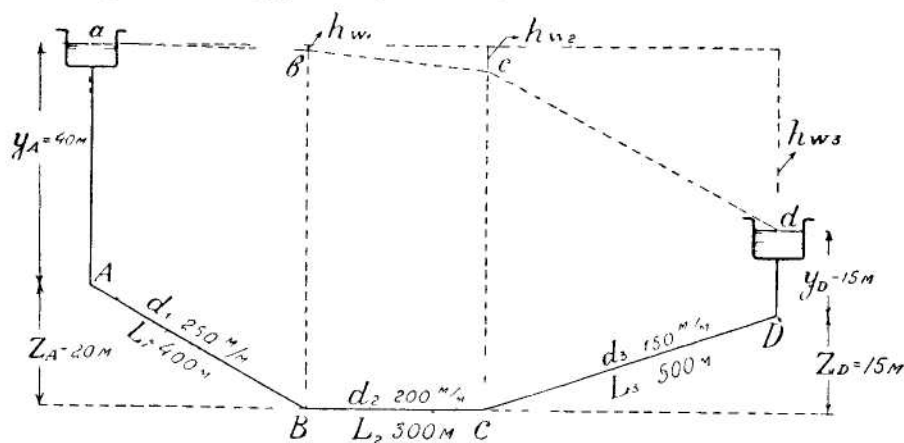
$$h_A - h_C = Q^2 \sum \frac{L_i}{K_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

Очевидно, эта формула имеет место при любом числе отдельных участков.

Подставляя в формулу (1) данные задачи и имея в виду, что $h_c = 0$, получим (по Manning'y):

$$h_A = 35^2 \left(\frac{750}{24600} + \frac{450}{116000} \right) = 42,15 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 121. Три трубы, указанных на чертеже 191 размеров, соединены последовательно. Давление в А — $y_A = 4$ атм., а в D — $y_D = 15$ м. Определить расход Q (трубы нормальные).



Черт. 191.

Для определения Q воспользуемся формулой (1) задачи № 120.

Имеем:

$$h_A = z_A + y_A = 20 + 40 = 60 \text{ м.};$$

$$h_D = z_D + y_D = 15 + 15 = 30 \text{ м.};$$

Подставляя эти значения в указанную формулу, получим (по Manning'y):

$$60 - 30 = Q^2 \left(\frac{400}{374000} + \frac{300}{116000} + \frac{500}{24600} \right) = 0,0239 Q^2,$$

откуда

$$Q = \sqrt{\frac{30}{0,0239}} = 35,4 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Построим теперь пьезометрическую линию, для чего определим потери напора вдоль отдельных участков.

$$h_{w1} = Q^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 35,4^2 \frac{400}{374000} = 1,35 \text{ м.}$$

$$h_{w2} = Q^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 35,4^2 \frac{300}{116000} = 3,24 \text{ „}$$

$$h_{w3} = Q^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 35,4^2 \frac{500}{24600} = 25,41 \text{ „}$$

Проверка: Σh_{w1} должна быть равна $h_A - h_D$. Имеем
 $\Sigma h_{w1} = 1,35 + 3,24 + 25,41 = 30$.

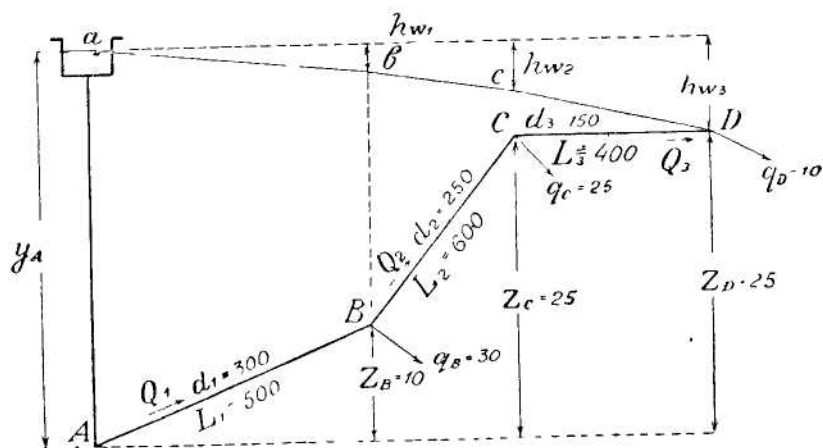
ЗАДАЧА № 122. Определить при каком напоре трубопровод, указанных на чертеже 192 размеров, пропустит указанные там же расходы (трубы нормальные).

Определим расходы отдельных участков трубопровода.

$$Q_3 = q_D = 10 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

$$Q_2 = Q_3 + q_c = 10 + 25 = 35 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

$$Q_1 = Q_2 + q_B = 35 + 30 = 65 \text{ „}$$



Черт. 192.

Определим потери напоров вдоль отдельных участков по Manning'у (табл. № 2).

$$h_{w1} = Q_1^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 65^2 \frac{500}{1000000} = 2,11 \text{ м.}$$

$$h_{w2} = Q_2^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 35^2 \frac{600}{374000} = 1,96 \text{ „}$$

$$h_{w3} = Q_3^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 10^2 \frac{400}{24600} = 1,63 \text{ „}$$

Далее имеем:

$$h_{A1} = z_A + y_A = y_A,$$

так как $z_A = 0$.

$$h_D = z_D + y_D = z_D,$$

так как истечение происходит в атмосферу ($y_D = 0$).

Но

$$h_A - h_L = \Sigma h_{w_i},$$

Следовательно

$$h_A = y_A = z_D + \Sigma h_{w_i} = 25 + 2,11 + 1,96 + 1,63 = 30,7 \text{ м.}$$

Далее имеем:

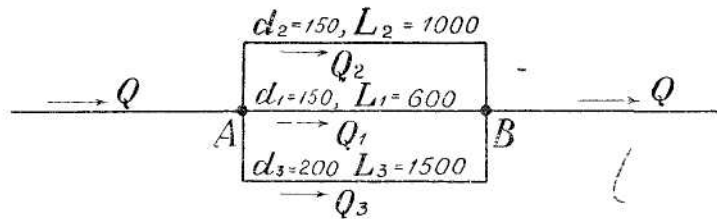
$$y_B = y_A - (h_{w_1} + z_B) = 30,7 - (2,11 + 10) = 18,59 \text{ м.};$$

$$y_C = y_A - (h_{w_1} + h_{w_2} + z_C) = 30,7 - (2,11 + 1,96 + 25) = 1,63 \text{ м.};$$

$$y_D = y_C - h_{w_3} = 1,63 - 1,63 = 0,$$

Теперь легко построить пьезометрическую линию $a-b-c-D$.

ЗАДАЧА № 123. В сети имеется участок с тремя, параллельно включенными ветвями, размеры которых указаны на чертеже 193. Определить потерю напора h_{AB} и расходы ветвей Q_1 , Q_2 и Q_3 , если расход магистрали $Q = 100 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ (трубы нормальные).



Черт. 193.

Напишем уравнение (5) для каждой ветви, имея в виду, что потери напора вдоль каждой из всех ветвей равны h_{AB} .

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= K_1 \sqrt{\frac{h_{AB}}{L_1}} \\ Q_2 &= K_2 \sqrt{\frac{h_{AB}}{L_2}} \\ Q_3 &= K_3 \sqrt{\frac{h_{AB}}{L_3}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

Далее напишем уравнение расхода для точки А или В

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 = Q \dots \dots \dots (2)$$

Имеем три уравнения (1) и одно уравнение (2), из которых могут быть определены три неизвестных расхода в ветвях и напор h_{AB} . Очевидно, совершенно независимо от числа труб n , всегда может быть составлено $(n+1)$ уравнений для определения $(n+1)$ неизвестных: n уравнений (1) и одно уравнение (2).

Из уравнений (1) выразим Q_2 и Q_3 через Q_1 , исключая $h_{\text{ав}}$.

$$Q_2 = Q_1 \frac{K_2}{K_1} \sqrt{\frac{L_1}{L_2}}$$

$$Q_3 = Q_1 \frac{K_3}{K_1} \sqrt{\frac{L_1}{L_3}}$$

Учитывая потери по Manning'у, будем иметь:

$$Q_2 = Q_1 \frac{157}{157} \sqrt{\frac{600}{1000}} = 0,774 Q_1$$

$$Q_3 = Q_1 \frac{340}{157} \sqrt{\frac{600}{1500}} = 1,370 Q_1.$$

Найденные значения Q_2 и Q_3 подставим в уравнение (2):

$$Q_1 + 0,774 Q_1 + 1,37 Q_1 = Q.$$

Откуда

$$Q_1 = \frac{Q}{3,144} = \frac{100}{3,144} = 31,8 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

и далее

$$Q_2 = 0,774 Q_1 = 0,774 \cdot 31,8 = 24,7 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

$$Q_3 = 1,37 Q_1 = 1,37 \cdot 31,8 = 43,5 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Из первого уравнения (1) определим $h_{\text{ав}}$:

$$h_{\text{ав}} = L_1 \left(\frac{Q_1}{K_1} \right)^2 = 600 \left(\frac{31,8}{157} \right)^2 = 24,6 \text{ м.}$$

Очевидно $h_{\text{ав}}$ можно было бы определить из любого уравнения (1).

ЗАДАЧА № 124. Дан трубопровод с параллельно включенными двумя ветвями с сосредоточенными расходами $q_B = 35 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$, $q_D = 48 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Размеры элементов трубопровода, указаны на чертеже 194. Определить, при каком напоре h трубопровод пропустит заданные расходы.

Прежде всего определим распределение расходов в параллельных ветвях.

Напишем уравнения (5) для параллельных участков:

$$\left. \begin{aligned} Q_2 &= K_2 \sqrt{\frac{h_{\text{вс}}}{L_2}} \\ Q_3 &= K_3 \sqrt{\frac{h_{\text{вс}}}{L_3}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

и, очевидно,

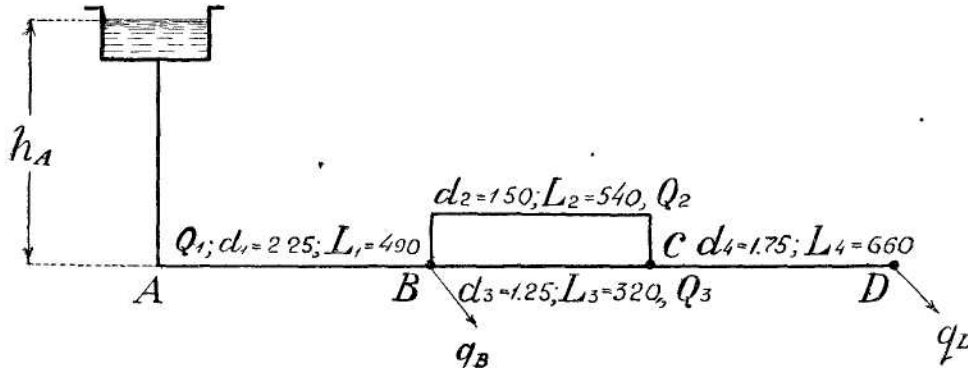
$$Q_2 + Q_3 = q_D \dots \dots \dots (2)$$

Из уравнений (1) имеем:

$$Q_2 = Q_3 \frac{K_2}{K_3} \sqrt{\frac{L_3}{L_2}} = Q_3 \frac{157}{96,2} \sqrt{\frac{320}{540}} = 1,26 Q_3.$$

Полученное значение Q_2 подставим в уравнение (2):

$$1,26 Q_3 + Q_3 = q_D.$$



Черт. 194.

Откуда

$$Q_3 = \frac{q_D}{2,26} = \frac{48}{2,26} = 21,28 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

И дальше

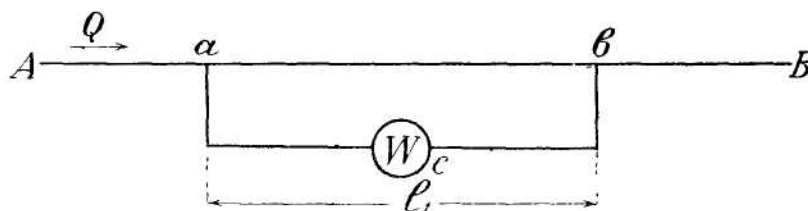
$$Q_2 = 1,26 Q_3 = 1,26 \cdot 21,28 = 26,72 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Так как

$$Q_1 = q_B + q_D = 48 + 35 = 83 \frac{\text{литр}}{\text{сек}},$$

то

$$h_A = h_{w_1} + h_{w_2} + h_{w_3} = \frac{48^2 \cdot 660}{56200} + \frac{21,28^2 \cdot 320}{9250} + \frac{83^2 \cdot 490}{213000} = 58,5 \text{ м.}$$



Черт. 195.

ЗАДАЧА № 125. К трубопроводу А—В параллельно приключен водомер W. Зная показания водомера W, определить расход трубопровода Q (черт. 195).

Если выключить водомер, то трубопровод будет пропускать некоторый расход Q при разности напоров в точках a и b равной h_{ab} . Если включить водомер, то пропускная способность всего трубопровода, вообще говоря, изменится. Расход в магистрали ab будет теперь не Q , а некоторый Q_1 , расход в ответвлении acb — Q_2 и разность напоров в точках a и b будет не h_{ab} , а какая-то h'_{ab} . Обозначим расход всего трубопровода теперь через Q' . Очевидно, будем иметь:

$$Q' = Q_1 + Q_2 = K_1 \sqrt{\frac{h'_{ab}}{l_1}} + K_2 \sqrt{\frac{h'_{ab}}{l_2}} = \sqrt{\frac{h'_{ab}}{l_1}} (K_1 + K_2 \sqrt{\frac{l_1}{l_2}}) = K' \sqrt{\frac{h'_{ab}}{l_1}},$$

где

$$K' = K_1 + K_2 \sqrt{\frac{l_1}{l_2}}$$

представляет, таким образом, пропускную способность новой системы, системы с параллельно включенным водомером.

При достаточно малом K_2 (и $\frac{l_1}{l_2} \approx 1$) K' незначительно будет отличаться от K_1 , а, следовательно, Q' будет близко к Q и h'_{ab} к h_{ab} .

Пусть диаметр трубопровода $D = 0,60$ м, диаметр ответвления $d = 0,025$ м, тогда для чистых труб будем иметь:

$$K_1 = 7270 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Пропускную способность K_2 вычислим по формуле (4).

$$K_2 = 10^3 \sqrt{\frac{2g \pi^2 d^5}{16 \lambda}}.$$

Выражая все величины в этой формуле в м., получим K_2 в $\frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$; умножая на 10^3 (множитель перед корнем), получим K_2 в $\frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Итак:

$$K_2 = 10^3 \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot \pi^2 \cdot 0,025^5}{16 \cdot 0,04}} = 1,72 \frac{\text{литр}}{\text{сек}},$$

при чем λ взято по Darcy:

$$\lambda = 0,02 \left(1 + \frac{1}{40d} \right) = 0,02 \left(1 + \frac{1}{40 \cdot 0,025} \right) = 0,04.$$

Далее имеем:

$$h_{ab} = \frac{Q_1^2 l_1}{K_1^2} \text{ и } h_{ab} = \frac{Q_2^2 l_2}{K_2^2}.$$

Откуда

$$Q_1 = Q_2 \frac{K_1}{K_2} \sqrt{\frac{l_2}{l_1}}.$$

При $l_2 = l_1$ получим:

$$Q_1 = Q_2 \frac{K_1}{K_2}.$$

Уравнение расхода примет вид:

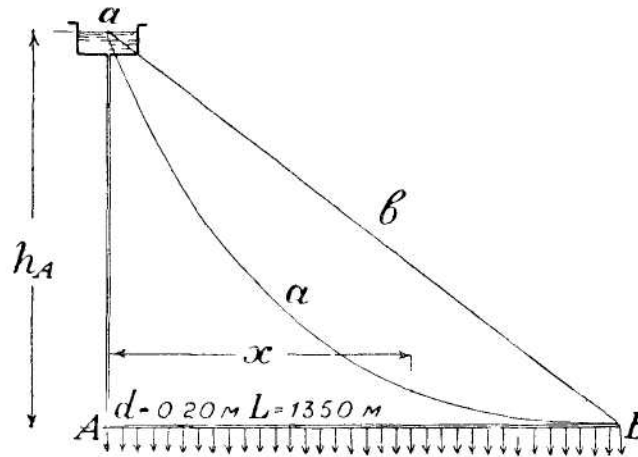
$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{K_1}{K_2} Q_2 + Q_2 = \left(\frac{K_1}{K_2} + 1 \right) Q_2,$$

т. е.

$$Q = \left(\frac{7270}{1,72} + 1 \right) Q_2 = 4228 Q_2.$$

Таким образом, определив водомером расход Q_2 в тонкой трубке ответвления, можно определить расход в широкой трубе магистрали.

ЗАДАЧА № 126. Трубопровод АВ диаметра $d = 0,20$ м. раздает непрерывно и равномерно вдоль пути $L = 1350$ м. расход $q_r = 54 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Определить необходимый напор h_v (черт. 196).



Черт 196.

В сечении, отстоящем на расстоянии x от начала трубопровода (черт. 196), расход выразится:

$$q_x = \frac{q_r (L - x)}{L}.$$

Пьезометрический уклон в этом сечении

$$i_x = \frac{q_x^2}{K^2} = \frac{q_r^2 (L - x)^2}{L^2 K^2}.$$

Падение напора вдоль элемента dx

$$dh_v = i_x dx = \frac{q_r^2 (L - x)^2}{L^2 K^2} dx.$$

Интегрируя это выражение в пределах от 0 до L , получим полную потерю напора

$$h_w = \int_0^L \frac{q_r^2 (L - x)^2}{L^2 K^2} dx = \frac{L q_r^2}{3 K^2} \dots \dots \dots (1)$$

Эта формула показывает, что при равномерной непрерывной раздаче потеря напора в три раза, меньше той, которая имеет место в той же самой трубе при том же расходе, сосредоточенном в конце, а при одном и том же напоре, расход при равномерной непрерывной раздаче в $\sqrt{3}$ раз больше расхода, сосредоточенного в конце той же самой трубы.

Подставляя в полученное выражение для h_w данные задачи и учитывая потери по Manning'у, будем иметь:

$$h_A = h_w = \frac{1350 \cdot 54^2}{3 \cdot 116000} = 11,3 \text{ м.}$$

При том же расходе, сосредоточенном в конце трубопровода:

$$h'_A = 3h_A = 3 \cdot 11,3 = 33,9 \text{ м.}$$

Для построения пьезометрической линии надо выражение для падения напора вдоль элемента dx проинтегрировать в пределах от 0 до x ; тогда получим:

$$h_{wx} = \frac{q_r^2}{3L^2 K^2} (3L^2 x - 3Lx^2 + x^3). \quad \dots \quad (2)$$

Полученное ранее уравнение (1) есть частный случай уравнения (2): при $x = L$ уравнение (2) обращается в уравнение (1).

Задаваясь различными значениями x , вычислим соответствующие им значения h_{wx} . Результаты вычислений сведены в таблицу, по данным которой на чертеже 196 построена пьезометрическая линия aaB . Там же построена

x	0	250	500	750	1000	1350
h_{wx}	0	5,2	8,5	10,3	11,1	11,3

пьезометрическая линия abB для той же трубы при расходе $Q = \frac{q_r}{\sqrt{3}} = \frac{54}{\sqrt{3}} = 31,2 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$, сосредоточенном в конце при напоре $h_A = 11,3 \text{ м.}$

ЗАДАЧА № 127. Дан трубопровод с непрерывной раздачей $q_r = 6 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ и с транзитным расходом $q_t = 68 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ Определить необходимый напор h_A (черт. 197).

Расход в начале трубопровода $q_t + q_r$; расход в конце трубопровода q_t ; расход в сечении, отстоящем от начала трубопровода на расстоянии x :

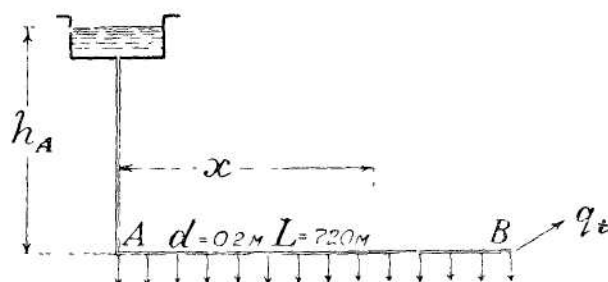
$$q_x = q_t + q_r \frac{L-x}{L}$$

Пьезометрический уклон в том же сечении

$$i_x = \frac{q_x^2}{K^2} = \frac{\left(q_t + q_r \frac{L-x}{L}\right)^2}{K^2} = \frac{(q_t + q_r)^2}{K^2} - \frac{2 q_r}{L K^2} (q_t + q_r) x + \frac{q_r^2}{K^2 L^2} x^2.$$

Падение напора вдоль элемента dx

$$dh_w = i_x dx = \left[\frac{(q_t + q_r)^2}{K^2} - \frac{2}{L} \frac{q_r}{K^2} (q_t + q_r)x + \frac{q_r^2}{K^2 L^2} x^2 \right] dx.$$



Черт. 197.

Интегрируя последнее выражение в пределах от 0 до L , получим полную потерю напора:

$$h_w = \frac{L}{K^2} q_t^2 \left(1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3} \frac{q_r^2}{q_t^2} \right) \dots \dots \dots (a)$$

Формула (1) для h_w , выведенная в задаче № 126, очевидно есть частный случай выражения (a): при $q_t = 0$ выражение (a) дает формулу для h_w , данную раньше.

Обозначим:

$$A = 1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3} \frac{q_r^2}{q_t^2} \quad \text{и} \quad B = 1 + \frac{q_r}{q_t}.$$

Ниже в таблице даны значения A и B при различных $\frac{q_r}{q_t}$. Из этой таблицы видно, что при значениях $\frac{q_r}{q_t} \leq 0,3$ третьим членом в уравнении (a)

$\frac{q_r}{q_t}$	0	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
A	1,00	1,051	1,103	1,24	1,33	1,45	1,58	1,94	2,33	4,33	5,00	10,33	14,33
B	1,00	1,05	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,75	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00

можно без значительной погрешности пренебрегать, т. е. вместо выражения A можно брать B и тогда

$$h_w = \frac{L}{K^2} q_t^2 \left(1 + \frac{q_r}{q_t} \right) \dots \dots \dots (b)$$

Так как в данной задаче

$$\frac{q_r}{q_t} = \frac{6}{68} = 0,088 < 0,3,$$

то по формуле (b) имеем (по Manning'y):

$$h_A = h_w = \frac{720}{116000} 68^2 (1 + 0,088) = 31,2 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 128. Дан трубопровод с непрерывной раздачей $q_r = 35 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ и транзитным расходом, сосредоточенным в конце, $q_t = 28 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Диаметр трубопровода $d = 0,20 \text{ м.}$, его длина $L = 980 \text{ м.}$ Определить необходимый напор.

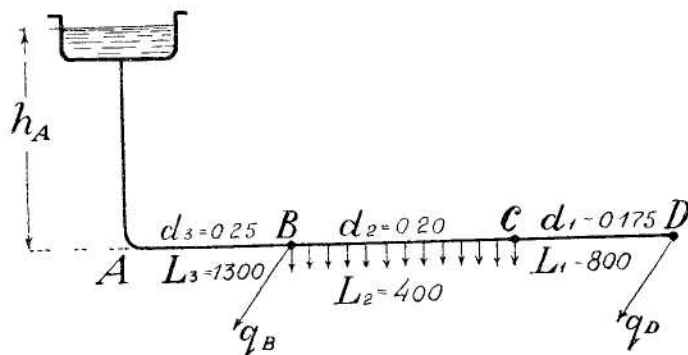
Так как

$$\frac{q_r}{q_t} = \frac{35}{28} = 1,25 > 0,3,$$

то по формуле (a) задачи № 127 имеем (по Manning'y):

$$h_w = \frac{L}{K^2} q_t^2 \left(1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3} \frac{q_r^2}{q_t^2} \right) = \frac{980 \cdot 28^2}{116000} \left(1 + 1,25 + \frac{1}{3} 1,25^2 \right) = 18,33 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 129. Система трех последовательно соединенных труб в точках В и D имеет сосредоточенные расходы, соответственно $q_B = 15 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ и $q_D = 30 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$; вдоль ВС происходит непрерывная раздача $q_r = 40 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$. Определить необходимый напор h_A . Размеры указаны на чертеже 198.



Черт 198.

Так как

$$\frac{q_r}{q_D} = \frac{40}{30} = 1,33 > 0,3,$$

то для определения потери напора вдоль ВС необходимо взять формулу (a) задачи № 127.

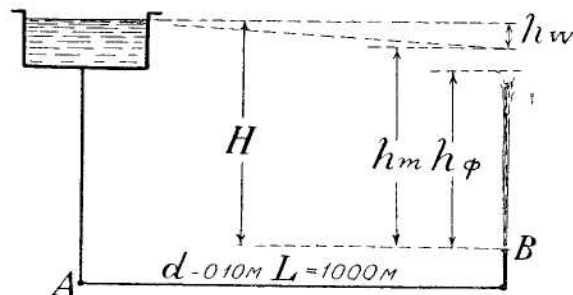
Необходимый напор h_A , очевидно, равен сумме потерь вдоль трех участков АВ, ВС и CD, т. е.

$$h_A = \frac{q_1^2 L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2} q_D^2 \left(1 + \frac{q_r}{q_D} + \frac{1}{3} \frac{q_r^2}{q_D^2} \right) + \frac{(q_D + q_B + q_r)^2 L_3}{K_3^2}$$

Подставляя данные задачи и учитывая потери по Kutter'у, получим:

$$h_a = \frac{30^2 \cdot 800}{52530} + \frac{400}{110030} 30^2 \left(1 + 1,33 + \frac{1}{3} \cdot 1,33^2 \right) + \frac{(30 + 15 + 40)^2 1300}{376500} = 49,66 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 130. Трубопровод АВ, длина которого $L = 1000$ м. и диаметр $d = 0,10$ м., снабжен в конце В фонтанным соплом, коэффициент расхода которого $\mu = 0,92$, а площадь сечения $\omega = 3 \text{ см}^2$. Высота уровня воды в резервуаре А относительно насадка $H = 30$ м. Определить расход воды Q насадка и действительную высоту фонтанной струи, если отношение высот действительной к теоретической $\frac{h_d}{h_t} = 0,85$ (черт. 199).



Черт. 199.

Для того, чтобы струя могла подняться на высоту h_t , она должна обладать скоростью v после выхода из сопла, т. е. обладать кинетической энергией $\frac{v^2}{2g}$, а для этого перед соплом необходимо иметь давление h_t . Таким образом

$$h_t = \frac{v^2}{2g}.$$

Подставляя сюда $v = \frac{Q}{\mu\omega}$, получим:

$$h_t = \frac{Q^2}{2g\mu^2\omega^2} = \frac{Q^2}{2 \cdot 98,1 \cdot 0,92^2 \cdot 0,03^2} = 6,69 Q^2 \text{ дм.}$$

Потеря напора вдоль трубы АВ определится (по Kutter'у):

$$h_w = \frac{Q^2 L}{K^2} = \frac{Q^2 10000}{2314} = 4,32 Q^2 \text{ дм.}$$

Но

$$H = h_w + h_t,$$

т. е.

$$300 = 4,32 Q^2 + 6,69 Q^2 = 11,01 Q^2$$

Откуда

$$Q = \sqrt{\frac{300}{11,01}} = 5,22 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

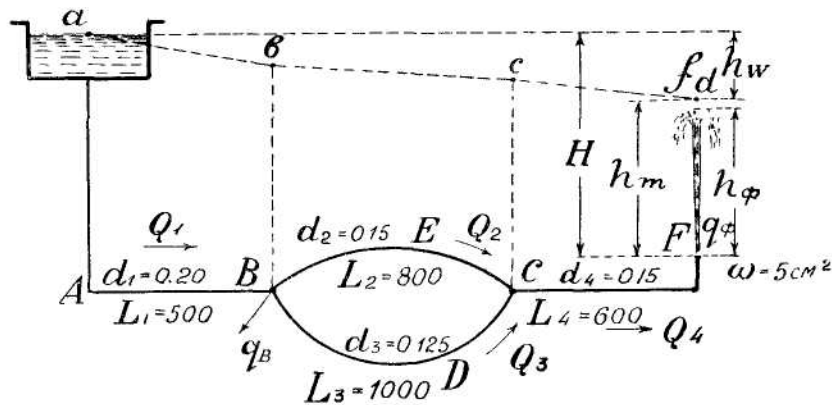
И, следовательно, теоретическая высота струи:

$$h_1 = 6,69 \cdot 5,22^2 = 182,2 \text{ дм.}$$

Вследствие трения в воздухе действительная высота струи будет меньше найденной теоретической. По условию задачи

$$h_d = 0,85 h_1 = 0,85 \cdot 182,2 = 155 \text{ дм.} = 15,5 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 131. Две трубы АВ и CF соединены параллельно включенными ветвями BDC и BEC. В конце F имеется фонтанное сопло, площадь которого $\omega = 5 \text{ см}^2$ и коэффициент расхода $\mu = 0,97$. В точке В имеется сосредоточенный расход $q_B = 20 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Отношение $\frac{h_d}{h_T} = 0,90$. Давление в начале системы $H = 30 \text{ м}$. Определить q_Φ и высоту фонтана (черт. 200).



Черт. 200.

Напишем уравнение расходов:

$$Q_4 = q_\Phi,$$

$$Q_2 + Q_3 = q_\Phi,$$

$$Q_1 = q_B + q_\Phi = 20 + q_\Phi.$$

Определим расходы в ветвях BEC и BDC. Имеем:

$$h_{w_2} = \frac{Q_2^2 L_2^2}{K_2^2}; \quad h_{w_3} = \frac{Q_3^2 L_3^2}{K_3^2}.$$

Но так как $h_{w_2} = h_{w_3}$, то

$$\frac{Q_2^2 L_2^2}{K_2^2} = \frac{Q_3^2 L_3^2}{K_3^2}.$$

Откуда

$$Q_2 = Q_3 \frac{K_2}{K_3} \sqrt{\frac{L_3}{L_2}}.$$

При данных задачи по Manning'у получим:

$$Q_2 = Q_1 \frac{157}{96,2} \sqrt{\frac{1000}{800}} = 1,82 Q_1.$$

Обращаясь теперь к уравнениям расходов, получим:

$$q_{\phi} = 1,82 Q_1 \quad | \quad Q_1 = 2,82 Q_2$$

или

$$Q_1 = 0,355 q_{\phi}$$

и

$$Q_2 = 1,82 \cdot 0,355 q_{\phi} = 0,646 q_{\phi}$$

Таким образом, потеря напора вдоль ВЕС:

$$h_{w_2} = \frac{8000 \cdot 0,646^2}{24600} q_{\phi}^2 = 0,135 q_{\phi}^2 \text{ дм.}$$

Потеря напора вдоль CF:

$$h_{w_4} = \frac{6000}{24600} q_{\phi}^2 = 0,244 q_{\phi}^2 \text{ дм.}$$

Потеря напора вдоль АВ:

$$h_{w_1} = (q_{\phi} + 20)^2 \frac{5000}{116000} = 0,0431 (q_{\phi} + 20)^2 \text{ дм.}$$

Давление перед фонтанным соплом или теоретическая высота фонтанной струи:

$$h_{\tau} = \frac{q_{\phi}^2}{2g \mu^2 \omega^2} = \frac{q_{\phi}^2}{2 \cdot 98,1 \cdot 0,97^2 \cdot 0,05^2} = 2,165 q_{\phi}^2 \text{ дм.}$$

Но

$$h_{\tau} + h_{w_1} + h_{w_2} + h_{w_4} = H,$$

т. е.

$$2,165 q_{\phi}^2 + 0,0431 (q_{\phi} + 20)^2 + 0,135 q_{\phi}^2 + 0,244 q_{\phi}^2 = 300.$$

Откуда после упрощений получаем:

$$q_{\phi}^2 + 0,668 q_{\phi} - 109,3 = 0$$

Решая это уравнение, находим:

$$q_{\phi} = 10,12 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Теоретическая высота фонтанной струи:

$$h_{\tau} = 2,165 q_{\phi}^2 = 2,165 \cdot 10,12^2 = 222 \text{ дм.}$$

Действительная высота фонтана:

$$h_d = 0,9 h_{\tau} = 0,9 \cdot 222 = 200 \text{ дм.}$$

Потери напоров определяются соответственно:

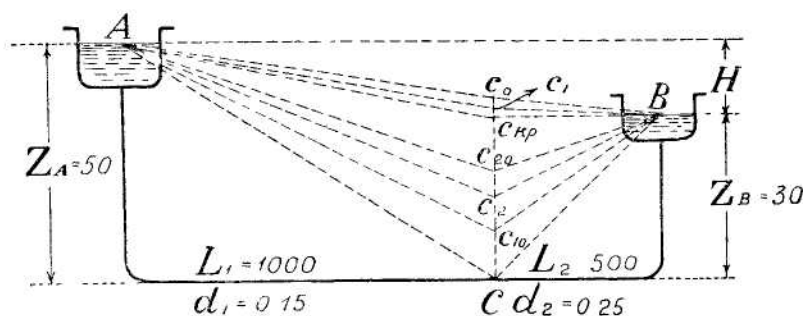
$$h_{w_1} = 0,0431 (10,12 + 20)^2 = 39,1 \text{ дм.}$$

$$h_{w_3} = h_{w_2} = 0,135 q_{\phi}^2 = 0,135 \cdot 10,12^2 = 13,8 \text{ дм.}$$

$$h_{w_4} = 0,244 q_{\phi}^2 = 0,244 \cdot 10,12^2 = 25,1 \text{ дм.}$$

Пьезометрическая линия abcd.

ЗАДАЧА № 132. Резервуары А и В соединены трубопроводом АВ. В некоторой точке С устроено отверстие для выпуска воды; изменяя отверстие имеющегося здесь крана, можно из трубопровода брать различные количества воды q_c . Определить зависимость расходов q_A и q_B от расхода q_c . Размеры системы показаны на чертеже 201.



Черт 201.

Предположим, что кран в С закрыт; тогда $q_c = 0$. В этом случае вся вода из резервуара А переливается в резервуар В и последний наполняется. Имеем:

$$q_A = q_B$$

$$H = z_A - z_B = q_A^2 \left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2} \right).$$

Откуда, учитывая потери по Manning'у, получим:

$$q_A = \sqrt{\frac{50 - 30}{\frac{1000}{24600} + \frac{500}{374000}}} = 21,8 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Давление в С определится:

$$h_c = z_A - \frac{q_A^2 L_1}{K_1^2} = 50 - \frac{21,8^2 \cdot 1000}{24600} = 30,6 \text{ м.}$$

Пьезометрическая линия Ac_0B .

Начнем, открывая кран в С, увеличивать расход q_c , при этом давление h_c начнет уменьшаться и при некотором открытии крана $h_c = h_b$. Это состояние назовем критическим. Пьезометрическая линия, соответствующая этому состоянию будет $Ac_{кр}B$; на участке ВС пьезометрическая линия—горизонтальная прямая $c_{кр}B$. В резервуар В ничего не притекает и сам он ничего не расходует, т. е. $q_b = 0$. Весь расход резервуара А идет на питание С, т. е.

$$q_a = q_{c_{кр}}$$

В этом случае

$$z_a - h_c = z_a - z_b = \frac{q_{c_{кр}}^2 L_1}{K_1^2}$$

Откуда

$$q_{c_{кр}} = \sqrt{\frac{(z_a - z_b) K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(50 - 30) 24600}{1000}} = 22,2 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

При всяком $q_c < q_{c_{кр}}$, $h_c > h_{c_{кр}}$ и $h_c > h_b$; для этих случаев пьезометрическая линия будет Ac_1B . Расход А частью расходуется в С, частью идет в резервуар В. Таким образом

$$q_a = q_c + q_b.$$

При всяком $q_c > q_{c_{кр}}$, $h_c < h_{c_{кр}}$ и $h_c < h_b$; для этих случаев пьезометрическая линия будет Ac_2B . Отверстие С питается теперь двумя резервуарами, т. е.

$$q_c = q_a + q_b.$$

Наибольший расход в С соответствует наибольшему открытию крана в С, т. е. наименьшему давлению в С: $h_c = 0$. Такому состоянию соответствует пьезометрическая линия А—С—В.

Расход в С в этом случае определится:

$$\begin{aligned} q_{c_{max}} &= q_{a_{max}} + q_{b_{max}} = \sqrt{\frac{z_a K_1^2}{L_1}} + \sqrt{\frac{z_b K_2^2}{L_2}} = \\ &= \sqrt{\frac{50 \cdot 24600}{1000}} + \sqrt{\frac{30 \cdot 374000}{500}} = 184,95 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}} \end{aligned}$$

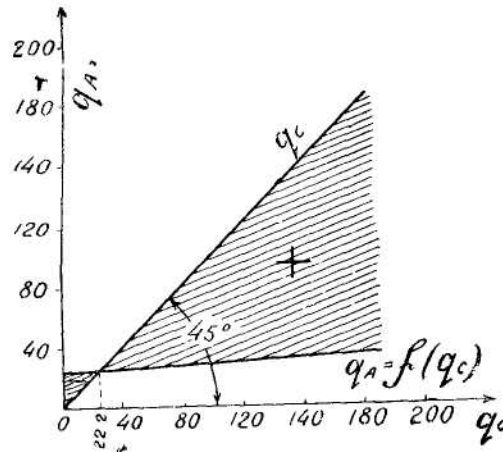
Для вычисления промежуточных точек, соответствующих неравенству $z_b > h_c > 0$, задаемся различными значениями h_c и вычисляем q_a , q_b и q_c .

Пусть $h_c = 20$ м; тогда будем иметь:

$$\begin{aligned} q_a &= \sqrt{\frac{(z_a - h_c) K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(50 - 20) 24600}{1000}} = 27,15 \frac{\text{литр}}{\text{сек}} \\ q_b &= \sqrt{\frac{(z_b - h_c) K_2^2}{L_2}} = \sqrt{\frac{(30 - 20) 374000}{500}} = 86,40 \text{ „} \\ q_c &= q_a + q_b = 27,15 + 86,40 = 113,55 \text{ „} \end{aligned}$$

Такие вычисления проделаем также и для $h_c = 10$ м. Результаты всех вычислений соберем в таблицу и построим кривую (черт. 202): по оси x -ов будем откладывать q_c , а по оси y -ов q_A . Прямая, проведенная из начала координат под углом 45° к оси x -ов

h_c	30,6	30,0	20,0	10,0	0
$h_A - h_c$	19,4	20,0	30,0	40,0	50,0
q_A	21,8	22,2	27,2	31,4	35,1
$h_B - h_c$	0,6	0	10,0	20,0	30,0
q_c	21,8	0	86,4	122,5	149,9
q_B	0	22,2	113,6	153,9	185,0



Черт. 202.

очевидно, есть „кривая“ q_c . Разность ординат этой прямой и кривой q_A дает расходы q_B , при чем, положительным разностям соответствует питание отверстия С и резервуаром А и резервуаром В, а отрицательным — питание резервуаром А и отверстия С и резервуара В. Точке пересечения прямой q_c с кривой q_A соответствует критическое состояние, при котором

$$q_B = 0 \text{ и } q_A = q_c = 22,2.$$

ЗАДАЧА № 133. Два резервуара А и В соединены трубопроводом АСDB с двумя точками потребления С и D. Даны три пары значений расходов в точках С и D: 1) $q_c = 2$; $q_D = 4$; 2) $q_c = 6$, $q_D = 28$; 3) $q_c = 32$, $q_D = 9$ Расходы эти даны в литр/сек. Определить для каждой заданной пары расходов в С и D направление скоростей в каждом участке трубопровода и расходы резервуаров А и В. Размеры элементов системы показаны на чертеже 203.

$$1) q_c = 2 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}, q_D = 4 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Предположим, что BD закрыто фиктивным вентилем b_1 , тогда А питает только С и D и $q_B = 0$.

Будем иметь (по Manning'у):

$$\begin{aligned} h'_D &= z_A - h_{w_1} - h_{w_2} = z_A - \frac{L_1 (q_c + q_D)^2}{K_1^2} - \frac{L_2 q_D^2}{K_2^2} = \\ &= 55 - \frac{1200 (2 + 4)^2}{9250} - \frac{1000 \cdot 4^2}{24600} = 49,68 \text{ м.} \end{aligned}$$

Так как получилось $h'_D > z_B$, то резервуар А питает не только С и D, но и резервуар В. Скорость направлена по А—С—D—В.

Для определения расхода q_B напишем уравнение:

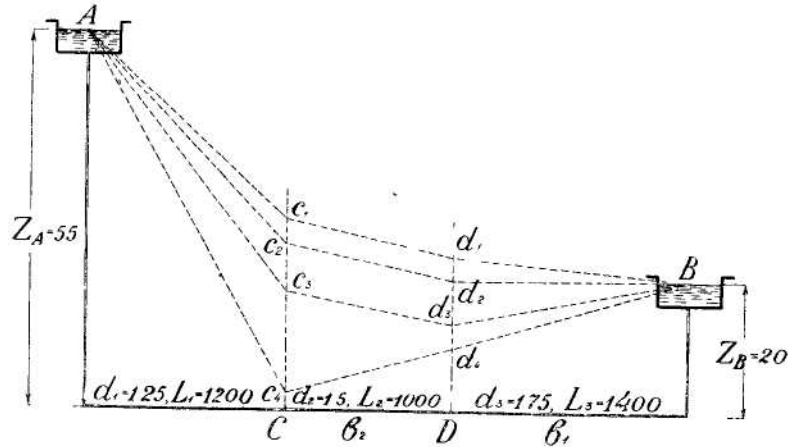
$$z_A - z_B = \frac{L_1 (q_C + q_D + q_B)^2}{K_1^2} + \frac{L_2 (q_D + q_B)^2}{K_2^2} + \frac{L_3 q_B^2}{K_3^2}$$

Подставляя данные, получим:

$$55 - 20 = \frac{1200 (2 + 4 + q_B)^2}{9250} + \frac{1000 (4 + q_B)^2}{24600} + \frac{1400 q_B^2}{56200}$$

Или же

$$q_B^2 + 9,64 q_B - 151,9 = 0.$$



Черт. 203.

Решая это уравнение, найдем:

$$q_B = 8,41 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Давления в точках С и D определяются:

$$h_C = z_A - \frac{L_1 (q_C + q_D + q_B)^2}{K_1^2} = 55 - \frac{1200 (2 + 4 + 8,41)^2}{9250} = 28 \text{ м.}$$

$$h_D = h_C - \frac{L_2 (q_D + q_B)^2}{K_2^2} = 28 - \frac{1000 (4 + 8,41)^2}{24600} = 21,75 \text{ м.}$$

Пьезометрическая линия $A c_1 d_1 B$.

Если бы $h'_D = z_B$, то $q_B = 0$ и резервуар А питал бы только С и D; скорости были бы направлены по А—С—D и скорость на участке DB была бы равна 0. Пьезометрическая линия $A c_2 d_2 B$, при чем участок $d_2 B$ — горизонтален.

$$2) q_C = 6 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}; q_D = 28 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Как и в случае первом предположим, что BD выключено вентилем b_1 , тогда С и D питаются только резервуаром А.

Тогда

$$h'_D = 55 - \frac{1200(6+28)^2}{9250} - \frac{1000 \cdot 28^2}{24600} = -126,8 < 20.$$

Так как $h'_D < z_B$, то в питании D принимает участие и резервуар В. Далее необходимо определить, как направлена скорость на участке CD, т. е. надо выяснить — питает ли резервуар В только D или и D, и С. Предположим, что фиктивным вентилем b_2 точки С и D разъединены и таким образом, резервуар А питает только С, а резервуар В — только D. Тогда, очевидно, получим:

$$h''_C = z_A - h_{w_1} = z_A - \frac{q_C^2 L_1}{K_1^2} = 55 - \frac{6^2 \cdot 1200}{9250} = 50,33 \text{ м.}$$

$$h''_D = z_B - h_{w_2} = z_B - \frac{q_D^2 L_3}{K_3^2} = 20 - \frac{28^2 \cdot 1400}{56200} = 0,50 \text{ м.}$$

Так как $h''_C > h''_D$, то в питании D участвуют резервуары А и В. Называя расход участка CD — Q, получаем:

$$Q = q_A - q_C \text{ и } q_D = Q + q_B.$$

Скорости направлены по А—С—D и В—D.

Напишем теперь основные уравнения для трех участков AC, CD и DB:

$$z_A - h_C = \frac{L_1 (q_C + Q)^2}{K_1^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$z_B - h_D = \frac{L_3 (q_D - Q)^2}{K_3^2} \dots \dots \dots (2)$$

$$h_C - h_D = \frac{L_2 Q^2}{K_2^2} \dots \dots \dots (3)$$

Из этих трех уравнений можно определить три неизвестных h_C , h_D и Q. Складывая (1) и (3) и вычитая из полученной суммы (2), найдем:

$$z_A - z_B = \frac{L_1 (q_C + Q)^2}{K_1^2} + \frac{L_2 Q^2}{K_2^2} - \frac{L_3 (q_D - Q)^2}{K_3^2};$$

подставляя численные значения, получим:

$$55 - 20 = \frac{1200(6+Q)^2}{9250} + \frac{1000 Q^2}{24600} - \frac{1400(28-Q)^2}{56200}.$$

Или окончательно

$$Q^2 + 20,3 Q - 342 = 0.$$

Откуда

$$Q = 11,0 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Далее будем иметь:

$$q_A = Q + q_c = 11 + 6 = 17 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

$$q_B = q_D - Q = 28 - 11 = 17 \text{ „}$$

$$h_c = 55 - \frac{1200 \cdot 17^2}{9250} = 17,5 \text{ м.}$$

$$h_D = 20 - \frac{1400 \cdot 17^2}{56200} = 12,8 \text{ м.}$$

Пьезометрическая линия $A c_1 d_3 B$.

$$3). q_c = 32 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}; q_D = 9 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Опять предположим, что DB выключено вентилем b_1 ; тогда C и D должны питаться только резервуаром A и $q_B = 0$.

$$\begin{aligned} h'_D &= z_A - \frac{L_1 (q_c + q_D)^2}{K_1^2} - \frac{L_2 q_D^2}{K_2^2} = \\ &= 55 - \frac{1200 (32 + 9)^2}{9250} - \frac{1000 \cdot 9^2}{24600} = -166,29 \text{ дм.} \end{aligned}$$

Так как $h'_D < z_B$, то в питании D участвует и резервуар B . В этом случае надо выяснить, как направлена скорость на участке CD , т. е. надо определить, питает ли резервуар B только D или D и C . Предположим, что фиктивным вентилем b_2 точки C и D разъединены и таким образом, резервуар A питает только C , а резервуар B — только D . Тогда

$$\begin{aligned} h''_C &= z_A - \frac{L_1 q_c^2}{K_1^2} = 55 - \frac{1200 \cdot 32^2}{9250} = -77,6. \\ h''_D &= z_B - \frac{L_3 q_D^2}{K_3^2} = 20 - \frac{1400 \cdot 9^2}{56200} = 17,96. \end{aligned}$$

Так как $h''_C < h''_D$, то скорость на участке CD направлена по $D - C$ и, следовательно, A питает только C , а B питает и D , и C , т. е.

$$q_A = q_c - Q; q_B = q_D + Q.$$

Далее напишем три уравнения:

$$z_A - h_c = \frac{L_1 (q_c - Q)^2}{K_1^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$z_B - h_D = \frac{L_3 (q_D + Q)^2}{K_3^2} \dots \dots \dots (2)$$

$$h_D - h_c = \frac{L_2 Q^2}{K_2^2} \dots \dots \dots (3)$$

Складывая (2) с (3) и вычитая сумму из (1), получаем:

$$z_A - z_B = \frac{L_1 (q_c - Q)^2}{K_1^2} - \frac{L_3 (q_D + Q)^2}{K_3^2} - \frac{L_2 Q^2}{K_2^2}$$

или

$$55 - 20 = \frac{1200 (32 - Q)^2}{9250} - \frac{1400 (9 + Q)^2}{56200} - \frac{1000 Q^2}{24600}.$$

После всех упрощений будем иметь:

$$Q^2 - 136 Q + 1490 = 0.$$

Откуда

$$Q = 12 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Далее получим

$$q_A = q_c - Q = 32 - 12 = 20 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

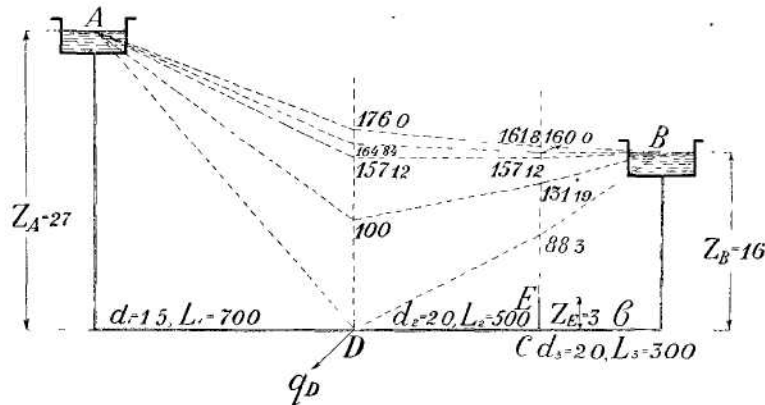
$$q_B = q_D + Q = 9 + 12 = 21 \text{ „}$$

$$h_c = z_A - h_{w1} = z_A - \frac{L_1 q_A^2}{K_1^2} = 55 - \frac{1200 \cdot 20^2}{9250} = 3,1 \text{ м.}$$

$$h_D = z_B - h_{w2} = z_B - \frac{L_3 q_B^2}{K_3^2} = 20 - \frac{1400 \cdot 21^2}{56200} = 9,0 \text{ м.}$$

Пьезометрическая линия Ac_4d_4B .

ЗАДАЧА № 134. Два резервуара А и В соединены трубопроводом ADCB с двумя точками потребления: в D имеется кран, живое сечение которого может изменяться, а в С — фонтанное сопло с неизменной площадью, диаметр которого равен $1\frac{1}{4}$ "; коэффициент расхода сопла $\mu = 0,96$. Определить режим данной системы в зависимости от расхода в точке D. Размеры указаны на чертеже 204.



Черт. 204.

площадью, диаметр которого равен $1\frac{1}{4}$ "; коэффициент расхода сопла $\mu = 0,96$. Определить режим данной системы в зависимости от расхода в точке D. Размеры указаны на чертеже 204.

Прежде всего надо сказать, что для постоянного открытия сопла, при задании для данной системы одной какой-либо величины (какой-либо расход или давление), для определения остальных неизвестных может быть составлено необходимое и достаточное число уравнений. Данная система представляет, так сказать, „систему с одной степенью свободы“.

1. Пусть кран D закрыт и, следовательно, $q_D = 0$; для определения режима необходимо выяснить прежде всего направление скорости в части трубопровода СВ, т. е. надо определить: питает ли резервуар А и фонтан, и резервуар В или фонтан питается с двух сторон: со стороны А и со стороны В.

Вообразим, где-нибудь на части ВС, фиктивный вентиль b и пусть этот вентиль выключает резервуар В от остальной системы. Тогда $q_B = 0$ и резервуар А питает фонтан, т. е. $q_A = q_C$. Следовательно, теоретическая высота фонтана h_T плюс потеря напора вдоль ADC должна равняться $z_A - z_E$, т. е.:

$$h_{w_1} + h_{w_2} + h_T = z_A - z_E$$

или

$$q_A^2 \left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2} \right) + \frac{q_C^2}{\mu^2 \omega^2 2g} = z_A - z_E.$$

Измеряя все в дм., получим:

$$q_A^2 \left(\frac{7000}{32100} + \frac{5000}{151000} + \frac{4^2 \cdot 10^8}{0,96^2 \cdot \pi^2 \cdot 31,8^4 \cdot 2 \cdot 98,1} \right) = 270 - 30 \quad (*),$$

приняв во внимание, что диаметр сопла $1\frac{1}{4}'' = 31,8$ мм. и что площадь сопла

$$\omega = \frac{\pi \cdot 31,8^2}{4 \cdot 10^4} \text{ дм.}^2$$

Преобразовывая ур. (*), получим:

$$q_A^2 = 213.$$

Откуда

$$q_A = \sqrt{213} = 14,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Напор в точке С определится:

$$\begin{aligned} h'_C &= z_A - (h_{w_1} + h_{w_2}) = z_A - q_A^2 \left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2} \right) = \\ &= 270 - 14,6^2 \left(\frac{7000}{32100} + \frac{5000}{151000} \right) = 216,6 \text{ дм.} \end{aligned}$$

Так как $h'_C > z_B$ и в действительности вентиля нет, то, очевидно, только часть воды в С пойдет в сопло, другая же часть пойдет в резервуар В. Таким образом, А питает и С и В, т. е.

$$q_A = q_C + q_B$$

и скорость в системе направлена по А — D — С — В.

Определив направление скоростей, можно определить и расходы. Напишем основные уравнения:

$$h_{w_1} + h_{w_2} = q_A^2 \left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2} \right) = q_A^2 \left(\frac{7000}{321000} + \frac{5000}{151000} \right) = 0,251 q_A^2 \quad (1)$$

$$h_{w_3} = q_B^2 \frac{L_3}{K_3^2} = (q_A - q_c)^2 \frac{L_3}{K_3^2} = (q_A - q_c)^2 \frac{3000}{151000} = 0,0199(q_A - q_c)^2 \quad (2)$$

$$h_{\tau}^{1)} = \frac{q_c^2}{v^2 \omega^2 2g} = \frac{q_c^2 \cdot 4^2 \cdot 10^8}{0,96^2 \cdot \pi^2 \cdot 31,8^4 \cdot 2 \cdot 98,1} = 0,878 q_c^2 \quad (3)$$

$$h_{w_1} + h_{w_2} = 240 - h_{\tau} \quad (4)$$

$$h_{w_3} = h_{\tau} - 130 \quad (5)$$

Складывая (1) со (2) и (4) с (5) и приравнявая правые части, получим:

$$0,251 q_A^2 + 0,199 (q_A - q_c)^2 = 110 \quad (6)$$

Из (1) и (4) имеем:

$$0,251 q_A^2 = 240 - h_{\tau}.$$

Подставляя в это выражение значение h_{τ} из (3), получим:

$$0,251 q_A^2 = 240 - 0,878 q_c^2$$

Определив из этого уравнения q_c ,

$$q_c = \sqrt{\frac{240 - 0,251 q_A^2}{0,878}} \quad (7)$$

подставим его значение в уравнение (6). После всех преобразований будем иметь:

$$q_A^4 - 790 q_A^2 + 154400 = 0.$$

Откуда

$$q_A = 20,77 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Из (7) найдем:

$$q'_c = \sqrt{\frac{240 - 0,251 \cdot 20,77^2}{0,878}} = 12,25 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Из уравнения (3) определим:

$$h_{\tau} = 0,878 q_c'^2 = 0,878 \cdot 12,25^2 = 131,8 \text{ дм.}$$

Далее получим:

$$q_B = q_A - q_c = 20,77 - 12,25 = 8,52 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

$$q_c = q'_c = 12,25 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

¹⁾ h_{τ} отсчитывается от конца сопла.

²⁾ Условимся части расходов q_c и q_D , притекающие из резервуара А обозначать одним штрихом (q'), а из В — двумя штрихами (q'').

2. Начнем открывать кран в D; тогда $q_D \neq 0$.

а) Отметим первую характерную точку: пусть $h_T = 130$ дм., тогда

$$h_c = h_T + 30 = 130 + 30 = 160 \text{ дм.}$$

т. е. $h_c = z_B$ и, следовательно, в части ВС движения воды нет, т. е. $q_B = 0$; резервуар А в этом случае питает и С и D.

Будем иметь:

$$q_c = q_{\text{с}} = \mu \omega \sqrt{2g h_T} = 0,96 \frac{\pi \cdot 31,8^2}{4 \cdot 10^4} \sqrt{2 \cdot 98,1 \cdot 130} = 12,15 \frac{\text{литр}}{\text{сек}} \quad (1)$$

$$h_{w_1} = q_A^2 \frac{L_1}{K_1^2} = q_A^2 \frac{7000}{32 \cdot 100} = 0,218 q_A^2 \quad (2)$$

$$h_{w_2} = q_c^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 12,15^2 \frac{5000}{151 \cdot 000} = 4,89 \text{ дм.} \quad (3)$$

$$h_{w_1} = 270 - 30 - 130 - h_{w_2} = 270 - 30 - 130 - 4,89 = 105,11 \text{ дм.} \quad (4)$$

Приравнивая правые части второго и четвертого уравнений, получим:

$$0,218 q_A^2 = 105,11.$$

Откуда

$$q_A = \sqrt{\frac{105,11}{0,218}} = 21,95 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

И далее

$$q_D = q'_D = q_A - q_c = 21,95 - 12,15 = 9,80 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

$$q_B = q_D = q''_c = 0.$$

б) Отметим вторую характерную точку: пусть $h_D = h_c$; в этом случае в части DC движения нет и резервуар А питает только D, а резервуар В — фонтан С.

Имеем:

$$130 = h_T + h_{w_3} = q_c^2 \left(\frac{1}{2g \mu^2 \omega^2} + \frac{L_3}{K_3^2} \right) = 0,898 q_c^2.$$

Откуда

$$q_c = \sqrt{\frac{130}{0,898}} = 12,02 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Определим давление в точке С и высоту h_c :

$$h_T = 130 - h_{w_1} = 130 - q_c^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 130 - 12,02^2 \frac{3000}{151 \cdot 000} = 127,12 \text{ дм.}$$

$$h_c = 30 + h_T = 30 + 127,12 = 157,12 \text{ дм.}$$

Но $h_D = h_c = 157,12$,
а потому:

$$q_A = \sqrt{\frac{(z_A - h_c) K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(270 - 157,12) 32100}{7000}} = 22,7 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Итак имеем:

$$q'_c = q''_D = 0; q_B = q_c'' = q_c = 12,02; q_D = q'_D = q_A = 22,7.$$

с) Отметим третью характерную точку: пусть давление в D равно нулю, т. е. $h_D = 0$. В этом случае фонтан питается только резервуаром В, а D питается с двух сторон; при этом, конечно, мы предполагаем, что фонтан работает, для чего необходимо, чтобы $h_c > 30$ дм. Мы определим все интересующие нас расходы и давление в С; если последнее окажется больше 30 дм., то сделанное нами предположение о наличии фонтанной струи правильно; если же давление в С будет меньше 30 дм, то резервуары А и В питают только D и придется составить новую систему уравнений.

Расход резервуара А определится так:

$$q_A = \sqrt{\frac{z_A K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{270 \cdot 32100}{7000}} = 35,2 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Напишем теперь систему основных уравнений:

$$h_{w_3} = (q_c + q_D'')^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 0,0199 (q_c + q_D'')^2 \quad \dots \quad (1)$$

$$h_{w_2} = q_D''^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 0,0331 q_D''^2 \quad \dots \quad (2)$$

$$h_r = 0,878 q_c^2 \quad \dots \quad (3)$$

$$130 - h_{w_3} = h_r \quad \dots \quad (4)$$

$$h_r + 30 = h_{w_2} \quad \dots \quad (5)$$

Решая эту систему так же, как и в случае первом, после преобразований, получим:

$$q_D''^4 - 6070 q_D''^2 + 9100000 = 0.$$

Откуда определим:

$$q_D'' = 51,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Далее получим:

$$q_c = 8,15; h_r = 58,3; q'_D = q_A = 35,2;$$

$$q_D = q_D' + q_D'' = 86,8; q'_c = 0; q_c'' = q_c = 8,15.$$

Давление в точке С будет:

$$h_c = h_T + 30 = 58,3 + 30 = 88,3 \text{ дм.}$$

Так как h_c получилось больше 30 дм., то написанная нами система уравнений правильна. Надо отметить, что в этом случае, при $h_D = 0$, расход q_D достигает своего maximum'a.

Если бы оказалось, что полученное h_c меньше 30 дм., то сделанное нами предположение в начале этого параграфа о работе фонтана неправильно; следовательно, в этом случае резервуары А и В питают только D, т.-е. $q_c = q_c' = q_c'' = 0$. Система уравнений несколько упростилась бы:

$$h_{w_3} = q_D''^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 0,0199 q_D''^2$$

$$h_{w_2} = q_D''^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 0,0331 q_D''^2$$

$$160 = h_{w_2} + h_{w_3}.$$

Из этих трех уравнений могут быть определены три неизвестные величины: q_D'' , h_{w_2} и h_{w_3} .

д) Найдем одну промежуточную точку при $157,12 > h_D > 0$. В этом случае фонтан питается только резервуаром В, а D питают оба резервуара, т.-е.

$$q_c' = 0; q_D = q_A + (q_B - q_c'').$$

Пусть $h_D = 100$ дм.; тогда $h_{w_1} = 270 - 100 = 170$ дм. и расход резервуара А:

$$q_A = q_D' = K_1 \sqrt{\frac{170}{7000}} = 27,9 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Напишем систему основных уравнений:

$$h_{w_3} = \frac{(q_c'' + q_D'')^2 L_3}{K_3^2} = 0,0199 (q_c'' + q_D'')^2 \quad \dots \quad (1)$$

$$h_{w_2} = q_D''^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 0,0331 q_D''^2 \quad \dots \quad (2)$$

$$h_T = 0,878 q_c''^2 \quad \dots \quad (3)$$

$$130 - h_{w_3} = h_T \quad \dots \quad (4)$$

$$h_T - 70 = h_{w_2} \quad \dots \quad (5)$$

Решая эту систему уравнений так же, как и в предыдущих случаях, получим:

$$q_D''^4 - 2220 q_D''^2 + 1169000 = 0.$$

Откуда

$$q_D'' = 29,2 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

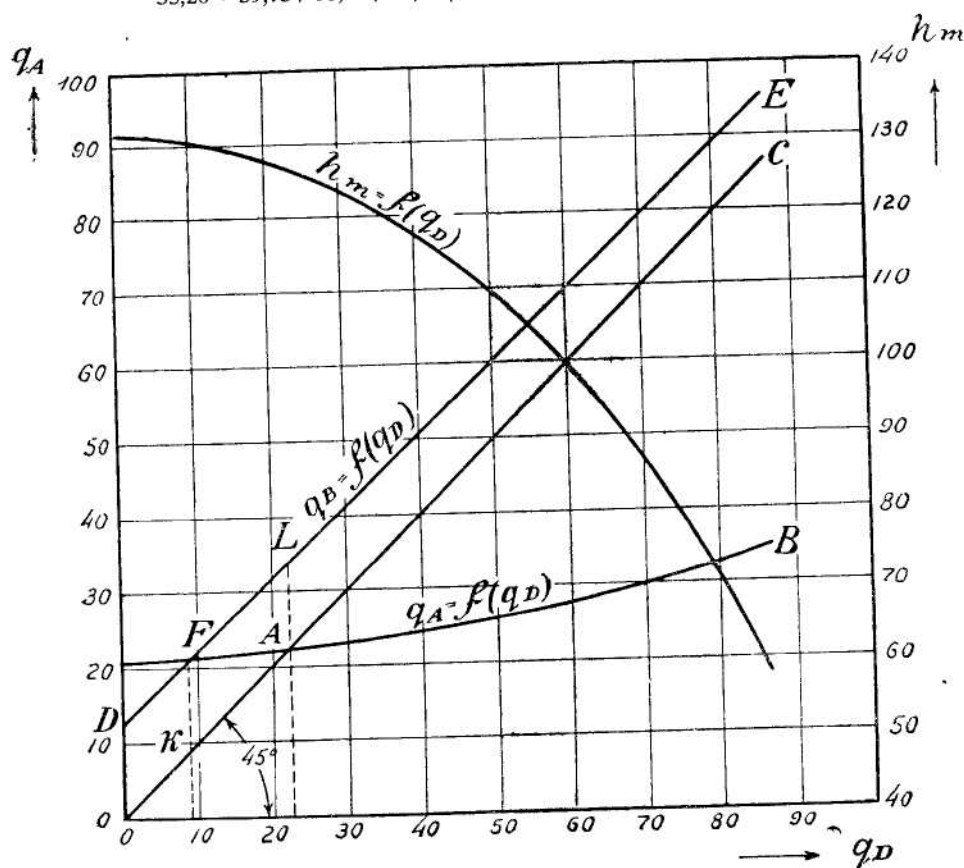
Далее будем иметь:

$$q_c'' = 10,77; h_T = 101,9; q_D = q_D' + q_D'' = 27,9 + 29,2 = 57,1;$$

$$q_B = q_c'' + q_D'' = 10,77 + 29,20 = 39,97.$$

Результаты всех вычислений соберем в таблицу и построим кривые (черт. 205).

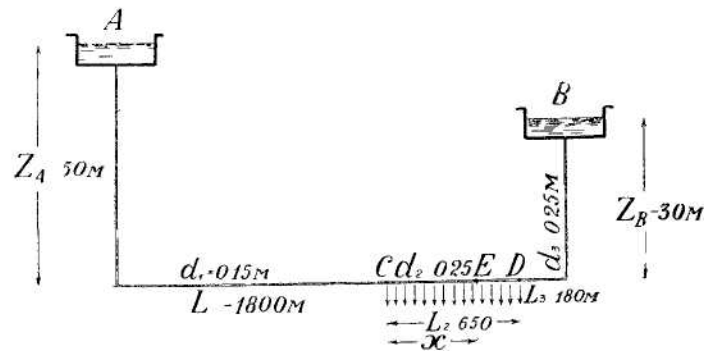
q_A	q_B	q_D'	q_D''	q_D	q_c'	q_c''	q_c	h_T
20,77	8,52	0	0	0	12,25	0	12,25	131,80
21,95	0	9,80	0	9,80	12,15	0	12,15	130,00
22,70	12,02	22,70	0	22,70	0	12,02	12,02	127,12
27,90	39,97	27,90	29,20	57,10	0	10,77	10,77	101,90
35,20	59,75	35,20	51,60	86,80	0	8,15	8,15	58,30



Черт. 205.

Отложим по оси x -ов расход q_D , а по оси y -ов— q_A , q_D и h_r . От кривой q_A отложим значения q_B : вверх — когда резервуар В сам расходует и вниз — когда его питает резервуар А. Проведем затем прямую из начала координат под углом 45° к оси x -ов; очевидно эта прямая будет „кривой“ q_D , при чем на части ее OA , D питается только резервуаром А, а дальше вдоль AC , D питают и А и В. Ординаты AB дают q_D' , а разность ординат AC и AB дает q_D'' . Разность ординат DE и OC дает q_c . Вдоль DF фонтан питается только резервуаром А, вдоль FL —его питают А и В, при чем разность ординат FA и KA дает q_c' , а разность ординат FL и FA — q_c'' . Дальше вдоль LE —С питается только резервуаром В. Вдоль DF —А питает В, вдоль FI —В совместно с А питают С и дальше вдоль LE —В питуют полностью С и частично D.

ЗАДАЧА № 135. Резервуары А и В соединены трубопроводом А—С—D—В. Вдоль С—D имеется непрерывный равномерный расход q_r . Определить режим данной системы в зависимости от расхода q_r . Размеры приведены на чертеже 206



Черт 206.

В часы малого потребления вдоль С-D резервуар А питает и участок С-D и резервуар В; в часы же большого потребления участок С-D питают оба резервуара. Таким образом, данная система представляет систему с уравнительными резервуарами.

1. Пусть $q_r = 0$; тогда резервуар А питает только В, т.-е.

$$q_A = q_B.$$

Напишем основное уравнение:

$$z_A - z_B = q_A^2 \left(\frac{L_1}{K_1^5} + \frac{L_2}{K_2^5} + \frac{L_3}{K_3^5} \right).$$

Или

$$50 - 30 = q_A^2 \left(\frac{1800}{24600} + \frac{650}{374000} + \frac{180}{374000} \right) = 0,0754 q_A^2. \quad 1)$$

Откуда

$$q_A = \sqrt{\frac{50-30}{0,0754}} = 16,3 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

1) Потери напора учтены по Manning'у.

Давление в С определится:

$$h_c = z_A - h_{w_1} = z_A - q_A^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 50 - 16,3^2 \frac{1800}{24600} = 30,6 \text{ м.}$$

2. Пусть $h_D = z_B$. Это состояние назовем „критическим“ и все величины, относящиеся к этому состоянию будем обозначать индексом „кр.“ В этом случае в резервуар В ничего не поступает, но и сам он ничего не расходует, т.е. $q_B = 0$. Весь расход А тратится вдоль С—D, т.е. $q_A = q_r$.

Напишем для нашего случая формулу (1) задачи № 126:

$$z_A - h_D = z_A - z_B = q_{r \text{ кр}}^2 \left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{3K_2^2} \right).$$

Подставляя численные значения, получим:

$$50 - 30 = q_{r \text{ кр}}^2 \left(\frac{1800}{24600} + \frac{650}{3 \cdot 374000} \right) = 0,0738 q_{r \text{ кр}}^2.$$

Откуда

$$q_{r \text{ кр}} = \sqrt{\frac{20}{0,0738}} = 16,45 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Критическое состояние разделяет весь режим на две части: при $q_r < q_{r \text{ кр}}$ С—D питается одним резервуаром А, при $q_r > q_{r \text{ кр}}$ С—D питается двумя резервуарами. Существует точка раздела Е: С—Е питается резервуаром А, Е—D—резервуаром В. При увеличении q_r точка Е перемещается влево и давление h_E падает. При некотором q_{r_0} давление $h_E = 0$. При дальнейшем увеличении q_r из точки Е пойдут вправо и влево две точки Е' и Е". Давление в любой точке части Е'—Е" равно нулю. Часть С—Е' питается резервуаром А, а часть D—Е"—резервуаром В; часть же Е'—Е" ничего не расходует. Таким образом, при $q_r < q_{r_0}$ участок С—D питается целиком, при $q_r > q_{r_0}$ только часть участка С—D получает питание. С увеличением q_r точка Е' перемещается влево, а Е"—вправо, т.е. часть участка С—D, питающаяся водой, уменьшается.

3. Исследуем питание С—D двумя резервуарами.

Непрерывный расход части С—Е:

$$q_A = q_r' = K_1 \sqrt{z_A - h_c^{(1)}}$$

Давление в точке Е

$$h_E = h_c - \frac{x q_r'^2}{3 K_2^2} = h_c - \frac{x K_1^2 (z_A - h_c)}{3 K_2^2 L_1}, \dots \dots \dots (1)$$

где через x обозначено расстояние СЕ.

Непрерывный расход части ED:

$$q_B = q_r'' = \frac{q_r' (L_2 - x)}{x}.$$

¹⁾ Часть расхода q_r , поступающую из резервуара А, будем обозначать одним штрихом (q_r'), а часть, поступающую из В—двумя штрихами (q_r'').

Давление в точке Е будет, принимая во внимание, что $K_2 = K_3$:

$$h_E = z_B - \frac{q_r''^2 L_1}{K_2^2} - \frac{q_r''^2 (L_2 - x)}{3 K_2^2} = z_B - \frac{q_r''^2}{3 K_2^2} (3 L_1 + L_2 - x) =$$

$$= z_B - \frac{K_1^2 (z_A - h_c) (L_2 - x)^2 (3 L_1 + L_2 - x)}{3 L_1 x^2 K_2^2} \dots \dots \dots (2)$$

Приравнивая правые части уравнений (1) и (2), получим:

$$h_c - \frac{x K_1^2 (z_A - h_c)}{3 K_2^2 L_1} = z_B - \frac{K_1^2 (z_A - h_c) (L_2 - x)^2 (3 L_1 + L_2 - x)}{3 L_1 x^2 K_2^2}.$$

Или

$$\frac{h_c - z_B}{z_A - h_c} = \frac{K_1^2 [x^3 - (L_2 - x)^2 (3 L_1 + L_2 - x)]}{3 L_1 x^2 K_2^2} = A.$$

Откуда

$$h_c = \frac{A z_A + z_B}{A + 1} \dots \dots \dots (3)$$

Задавая различные x , по этому уравнению можно определить им соответствующие h_c . При чем все эти формулы имеют место лишь до тех пор, пока $h_c \geq 0$.

Величину A вычислим:

$$A = \frac{24600 [x^3 - (650 - x)^2 (3 \cdot 180 + 650 - x)]}{3 \cdot 1800 \cdot 374000 x^2} =$$

$$= \frac{x^3 - (650 - x)^2 (1190 - x)}{82100 x^2} \dots \dots \dots (4)$$

Итак, задаемся различными значениями x и вычисляем по уравнению (4) значения A (см. таблицу № 1); далее по уравнению (3) определяем h_c и, наконец, по уравнению (1) находим h_E . Значению $x = 50$ соответствует значение $h_E = 70,07$, не имеющее смысла. В интервале $50 < x < 150$ h_E быстро изменяется, дважды проходя через 0. Для определения x , которому соответствует $h_E = 0$, задаемся значениями $x < 100$ и > 70 (см. таблицу № 2).

Т а б л и ц а № 1.

x	A	h_c	h_E
550	-0,00645	30,13	29,99
450	-0,00370	30,05	29,95
350	-0,00326	29,93	29,84
250	-0,02630	29,48	29,42
150	-0,13900	26,78	26,70
50	-1,99800	70,00	70,07

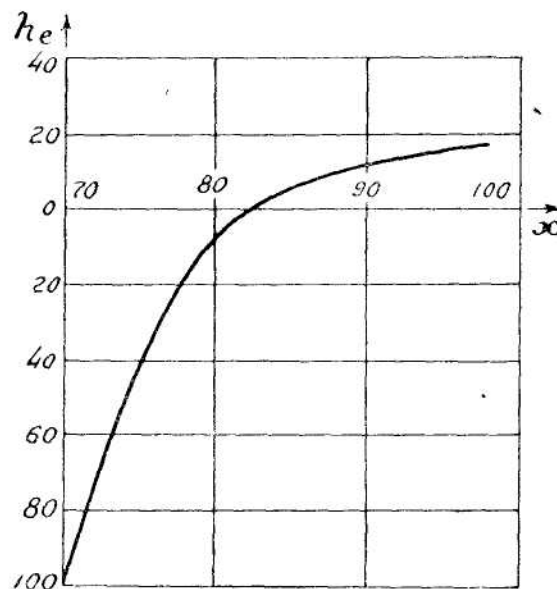
Т а б л и ц а № 2.

x	A	h_c	h_E
100	-0,381	+ 16,98	+ 16,96
90	-0,494	+ 10,47	+ 10,46
80	-0,652	- 6,03	- 6,05
70	-0,868	-101,40	-101,49
60	-1,327	+111,4	+111,45

По данным этой таблицы построим кривую (черт. 207), из которой находим, что $x = 82$ соответствует $h_e = 0$.

Теперь для значений $82 < x < 550$ вычислим q_A по формуле:

$$q_A = q'_r = K_1 \sqrt{\frac{z_A - h_c}{L_1}} = 157 \sqrt{\frac{50 - h_c}{1800}}$$



Черт. 207.

Далее вычислим q_B по формуле:

$$q_B = q_r'' = \frac{(L_2 - x) q_r'}{x} = \frac{(650 - x) q_r'}{x}$$

И, наконец,

$$q_r = q_r' + q_r''$$

Результаты вычислений для трех случаев соберем в таблицу № 3.

Т а б л и ц а № 3.

$q_r' = q_A$	16,3	16,45	16,50	16,55	16,60	16,75	17,85	19,14	21,38	23,8	26,0
$q_r'' = q_B$	16,3	0	3,00	7,35	14,23	26,80	59,60	84,50	117,60	148,4	173,0
q_r	0	16,45	19,50	23,90	30,83	43,55	77,35	103,64	138,98	171,8	199,0
x	0	650	550	450	350	250	150	120	100	90	82

4) В предыдущем случае наибольший расход, приходящийся на единицу длины, составлял:

$$q = \frac{q_r}{L_2} = \frac{199}{650} = 0,306 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}} \text{ на пог. метр.}$$

Начнем еще увеличивать q до возможного maximum'a. Как указывалось выше из точки E (соответствующей $x = 82$) пойдут вправо и влево две точки E' и E'' , при чем $h_{E'} = h_{E''} = 0$ и давление в любой точке участка $E'-E''$ равно 0. Вычисления начнем с правой части, питаемой резервуаром B . Расстояние $C-E''$ обозначим через x'' и напомним основное уравнение:

$$z_B = q_r''^2 \left(\frac{L_3}{K_3^2} + \frac{L_2 - x''}{3 K_2^2} \right)$$

Или

$$30 = q_r''^2 \left(\frac{180}{374000} + \frac{650 - x''}{3 \cdot 374000} \right)$$

Откуда

$$q_r'' = \sqrt{\frac{30 \cdot 3 \cdot 374000}{1190 - x''}} \dots \dots \dots (5')$$

Расход, приходящийся на единицу длины, будет:

$$q = \frac{q_r''}{L_2 - x''} = \frac{q_r''}{650 - x''} \dots \dots \dots (6')$$

Обозначим $C-E'$ через x' . Расход левой части $C-E'$

$$q_r' = qx' = \frac{q_r'' x'}{650 - x''} \dots \dots \dots (7')$$

Напишем основное уравнение для части $C-E'$:

$$z_A = q_r'^2 \left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{x'}{3 K_2^2} \right) = \frac{q_r''^2 x'^2}{(650 - x'')^2} \left(\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{x'}{3 K_2^2} \right)$$

Или же

$$50 = \frac{q_r''^2 x'^2}{(650 - x'')^2} \left(\frac{1800}{24600} + \frac{x'}{3 \cdot 374000} \right) \dots \dots \dots (8').$$

Это выражение справедливо лишь при $x \leq 82$. При $x = 82$ первый член в квадратной скобке уравнения (8') в 1000 слишком раз больше второго; при $x < 85$ отношение первого члена ко второму будет еще больше, а потому без значительной погрешности (с уменьшением x погрешность уменьшается) вторым членом можно пренебречь и тогда мы получим:

$$50 = \frac{q_r''^2 x'^2}{(650 - x'')^2} \frac{1800}{24600}.$$

Откуда

$$x' = \frac{650 - x''}{q_r''} \sqrt{\frac{50 \cdot 24600}{1800}} \dots \dots \dots (9')$$

Задавая различные значения x'' ($x'' = 250; 450; 550$) мы по уравнению (5') определим q_r'' ; из уравнения (9') найдем x' ; далее из (7') — q_r' и, наконец, из (6) — q и $q_r = q_r' + q_r''$. При $x'' = 650$ по выражению (7') для q_r' мы получаем неопределенное выражение. В этом случае q_r' может быть найдено непосредственно; так как весь расход при этом потребляется одной точкой С, то

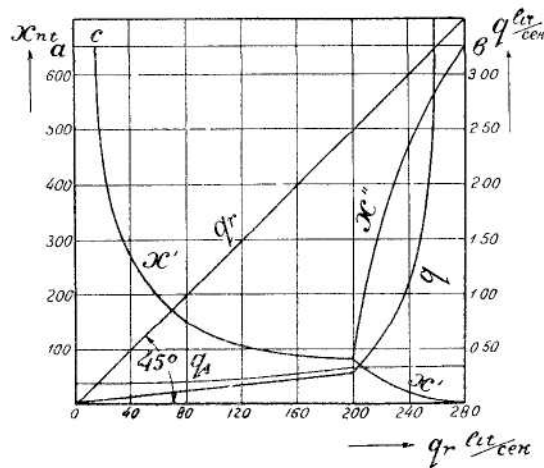
$$q_r' = \sqrt{\frac{z_A K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{24600 \cdot 50}{1800}} = 26,2 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

В этом случае, очевидно, $q = \infty$, и расход всей системы достигает максимума.

Результаты вычислений четвертого случая соберем в таблицу № 4.

Т а б л и ц а № 4.

x''	$q_r'' = q_B$	q	x'	$q_r' = q_A$	q_r
250	189,00	0,473	55,3	26,10	215,10
450	213,32	1,066	24,5	26,13	239,45
550	229,30	2,290	11,4	26,14	255,44
650	250,00	∞	0	26,20	276,20

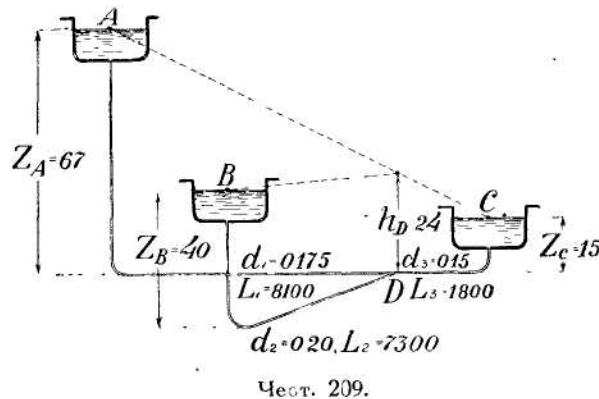


Черт 208

Теперь по данным таблиц № 3 и № 4 построим кривые (черт. 208). По оси x -ов отложим q_r , а по оси y -ов — $q_A = q_r'$. Проведем прямую под углом 45° к оси x -ов, ординаты которой суть q_r , а разность ординат кривой q_A и прямой q_r даст расход q_B . Влево от точки пересечения кривой q_A и прямой q_r резер-

вуар А питает резервуар В, вправо же — резервуар В сам начинает питать С—D. Кривая x строится следующим образом: на расстоянии 650 м. от начала координат проведем прямую ab параллельную оси x -ов. Для значений $q_r \leq 16,45$ С—D целиком питается резервуаром А; этой части режима соответствует часть ac проведенной прямой. При увеличении q_r , часть С—D — x' питается резервуаром А, а другая часть $(L_2 - x')$ — резервуаром В. Построим кривую x' для значений 16, 45 $\leq q_r \leq 199$. Разность ординат прямой ab и кривой x' дает значения x'' . Для значений $q_r > 199$ построим кривую x' и кривую x'' . Разность ординат кривых x' и x'' дает значения $E'-E''$, а разность ординат прямой и кривой x'' дает значения $D-E''$. Построим еще кривую q : для значений $0 \leq q_r \leq 199$ эта кривая обращается в прямую, которая может быть построена по двум точкам: при $q_r = 0$, $q = 0$; при $q_r = 199$, $q = 0,306$. Для значений $q_r > 199$ кривую q построим по данным таблицы № 4.

ЗАДАЧА № 136. Три резервуара А, В и С соединены трубами AD, BD и CD. Давление в точке D — $h_D = 24$ м. Определить расходы всех трех резервуаров и точки D. Размеры указаны на чертеже 209.



Так как $z_A = 67 > h_D$, $z_B = 40 > h_D$ и $z_C = 15 < h_D$, то скорости направлены по AD, BD и DC, т. е. резервуары А и В питают и D и С.

Таким образом

$$q_A + q_B = q_C + q_D.$$

Напишем основные уравнения, из которых и определим требуемые расходы (потери напора исчислены по Kutter'у):

$$q_A = \sqrt{\frac{K_1^2 (z_A - h_D)}{L_1}} = \sqrt{\frac{52\,530 (67 - 24)}{8100}} = 16,7 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

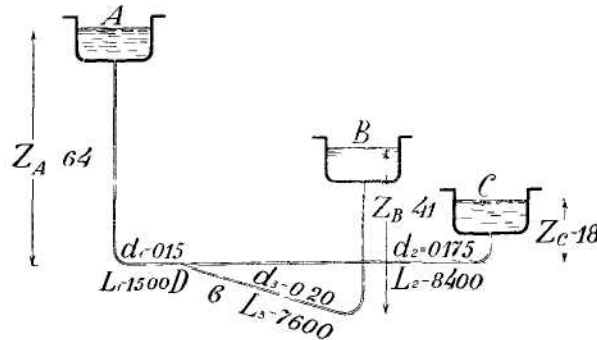
$$q_B = \sqrt{\frac{K_2^2 (z_B - h_D)}{L_2}} = \sqrt{\frac{110\,030 (40 - 24)}{7300}} = 15,5 \quad "$$

$$q_C = \sqrt{\frac{K_3^2 (h_D - z_C)}{L_3}} = \sqrt{\frac{22\,310 (24 - 15)}{1800}} = 10,5 \quad "$$

И, следовательно,

$$q_D = q_A + q_B - q_C = 16,7 + 15,5 - 10,5 = 21,7 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

ЗАДАЧА № 137. Три резервуара А, В и С соединены трубопроводами AD, BD и CD. Определить режим данной системы в связи с изменением расхода в точке D от 0 до возможного максимума. Размеры указаны на чертеже 210.



Черт. 210.

1) Пусть расход в точке D — $q_D = 0$. Предположим, что фиктивным вентилем в резервуар В выключен; тогда вода из резервуара А будет перетекать в С, т. е. $q_A = q_C$.

Определим в этом случае расход q_A :

$$q_A = \sqrt{\frac{z_A - z_C}{\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2}}} = \sqrt{\frac{64 - 18}{\frac{1500}{18800} + \frac{8400}{43300}}} = 12,96 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}} \quad 1)$$

Давление в точке D определится:

$$h_D' = z_A - h_{v1} = z_A - q_A^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 64 - 12,96^2 \frac{1500}{18800} = 50,6 \text{ м.}$$

Так как h_D' получилось больше z_B , то при отсутствии в действительности вентиля в В вода из D пойдет частью в С и частью в В. Таким образом, скорости направлены по ADC и ADB.

Для определения действительных расходов напишем систему основных уравнений:

$$h_D - z_C = q_C^2 \frac{L_2}{K_2^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$h_D - z_B = q_B^2 \frac{L_3}{K_3^2} \dots \dots \dots (2)$$

$$z_A - h_D = q_A^2 \frac{L_1}{K_1^2} = (q_B + q_C)^2 \frac{L_1}{K_1^2} \dots \dots \dots (3)$$

¹⁾ Потери напора приняты по Manning'у.

Из этих трех уравнений могут быть определены три неизвестные: q_A , q_B и h_D .

Определив из уравнения (1) — q_c , из уравнения (2) — q_B и полученные значения q_c и q_B подставив в уравнение (3), будем иметь:

$$z_A - h_D = \frac{\left[\sqrt{\frac{(h_D - z_c) K_2^2}{L_2}} + \sqrt{\frac{(h_D - z_B) K_3^2}{L_3}} \right]^2 L_1}{K_1^2}$$

или

$$64 - h_D = \frac{\left[\sqrt{\frac{(h_D - 18) 43 300}{8400}} + \sqrt{\frac{(h_D - 41) 88 200}{7600}} \right]^2 1500}{18 800}$$

После всех преобразований получим.

$$h_D^2 - 106,9 h_D + 2751 = 0.$$

Откуда

$$h_D = 43 \text{ м.}$$

И далее

$$q_c = \sqrt{\frac{(h_c - z_c) K_2^2}{L_2}} = \sqrt{\frac{(43 - 18) 43 300}{8400}} = 11,35 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

$$q_B = \sqrt{\frac{(h_D - z_B) K_3^2}{L_3}} = \sqrt{\frac{(43 - 41) 88 200}{7600}} = 4,82 \text{ „}$$

$$q_A = q_B + q_c = 4,82 + 11,35 = 16,17 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

2) Пусть теперь $q_D \neq 0$. Тогда $h_D < 43$ м. Для определения режима будем задаваться различными значениями h_D : $0 \leq h_D < 43$.

Отметим две критические точки: $h_D = h_B$ и $h_D = h_C$. При изменении h_D от 43 м. до 41 м. резервуар А питает D, B и C; скорости направлены так же, как и в первом случае, т. е. по ADC и ADB. При $h_D = h_B = 41$ м. скорость в трубопроводе DB равна 0; следовательно $q_B = 0$ и резервуар А питает D и C.

Расходы определяются следующим образом:

$$q_A = \sqrt{\frac{(z_A - h_D) K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(64 - 41) 18 800}{1500}} = 16,99 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

$$q_c = \sqrt{\frac{(h_D - z_c) K_2^2}{L_2}} = \sqrt{\frac{(41 - 18) 43 300}{8400}} = 10,89 \text{ „}$$

$$q_D = q_A - q_c = 16,99 - 10,89 = 6,10 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Теперь будем изменять h_D от 41 до 18 м. При этом, очевидно, резервуары А и В питают и D и C; скорости направлены по ADC и BDC.

Задаваясь различными значениями h_D ($h_D = 40, 30, 20$ и 18 м.) определим соответствующие расходы q_A, q_B, q_C и q_D .

При $h_D = 40$ получаем:

$$q_A = \sqrt{\frac{(64 - 40) 18\,800}{1500}} = 17,34 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

$$q_B = \sqrt{\frac{(41 - 40) 88\,200}{7600}} = 3,41 \quad "$$

$$q_C = \sqrt{\frac{(40 - 18) 43\,300}{8400}} = 10,65 \quad "$$

$$q_D = q_A + q_B + q_C = 17,34 + 3,41 + 10,65 = 31,40 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

При дальнейшем уменьшении h_D от 18 до 0 все три резервуара питают D, т. е. скорости направлены по AD, BD, и CD. Задаваясь значениями $h_D = 10$ и 0 , определим расходы по следующим формулам:

$$q_A = \sqrt{\frac{(z_A - h_D) K_1^2}{L_1}} = \sqrt{\frac{(64 - 10) 18\,800}{1500}} = 26,00 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

$$q_B = \sqrt{\frac{(z_B - h_D) K_3^2}{L_3}} = \sqrt{\frac{(41 - 10) 88\,200}{7600}} = 18,98 \quad "$$

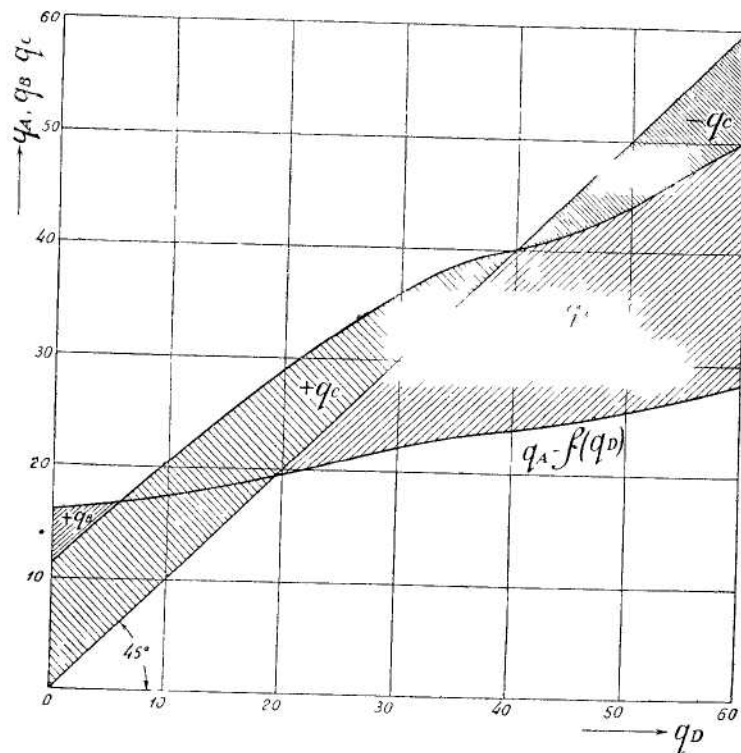
$$q_C = \sqrt{\frac{(z_C - h_D) K_2^2}{L_2}} = \sqrt{\frac{(18 - 10) 43\,300}{8400}} = 6,42 \quad "$$

$$q_D = q_A + q_B + q_C = 26,00 + 18,98 + 6,42 = 51,40 \quad "$$

Результаты всех вычислений соберем в таблицу и построим кривые (черт. 211): по оси x-ов будем откладывать расходы q_D , а по оси y-ов — q_A и от последней кривой отложим значения q_B . Затем проведем прямую под углом 45° к оси x-ов, которая, очевидно, является „кривой“ q_C . Разность ординат q_B и q_D даст расход q_C . В пределах $0 < q_D < 6,10$ резервуар A

h_D	43	41	40	30	20	18	10	0
q_A	16,20	16,99	17,34	20,60	23,47	24,00	26,00	28,30
q_B	4,82	0	3,41	11,30	15,62	16,35	18,98	21,80
q_C	11,35	10,89	10,65	7,85	3,21	0	6,42	9,61
q_D	0	6,10	10,10	24,05	35,88	40,35	51,40	59,71

питает резервуары В и С и точку потребления D. Далее, от значений $q_D = 6,10$ до $40,35$, резервуары А и В питают и резервуар С и точку потребления D. Для значений $q_D > 40,35$ все три резервуара питают точку потребления D.



Черт. 211.

ЗАДАЧА № 138. Определить диаметр d трубопровода АВ, пропускающего расход $Q = 800 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$, если длина трубопровода $L = 900$ м. и напор $h_A = 58$ м.

Необходимая пропускная способность трубопровода

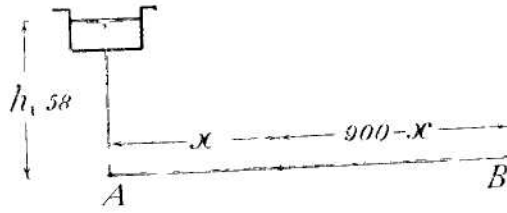
$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = Q \sqrt{\frac{L}{h_A}} = 800 \sqrt{\frac{900}{58}} = 3150 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Теперь по таблице пропускных способностей (по Kutter'у) находим, что ближайшей большей пропускной способностью обладает труба диаметром $d = 0,5$ м., для которой $K = 4067 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$

При заданном напоре эта труба пропустит расход

$$Q = K \sqrt{i} = 4067 \sqrt{\frac{58}{900}} = 1031 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Таким образом, мы видим, что расход нашего трубопровода при $d = 0,5$ м больше заданного. Если это по условиям задания допустимо, то останавливаемся окончательно на диаметре $d = 0,5$ м. Если же необходимо иметь расход, точно равный $800 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$, то трубопровод нужно сделать составленным из двух последовательно соединенных труб: диаметр первой трубы нужно взять равным $0,5$ м, а диаметр второй — ближайшим меньшим $0,5$ м, т. е. по таблице равным $0,45$ м (черт. 212).



Черт 212

Длины труб определим следующим образом. Обозначим длину первой трубы через x , тогда длина второй трубы будет $L - x$. Для этой системы напомним основное уравнение

$$\frac{Q^2 x}{K_1^2} + \frac{Q^2 (L - x)}{K_2^2} = h_A$$

или

$$\frac{800^2 x}{16,54 \cdot 10^6} + \frac{800^2 (900 - x)}{9,343 \cdot 10^6} = 58.$$

После соответствующих преобразований получим:

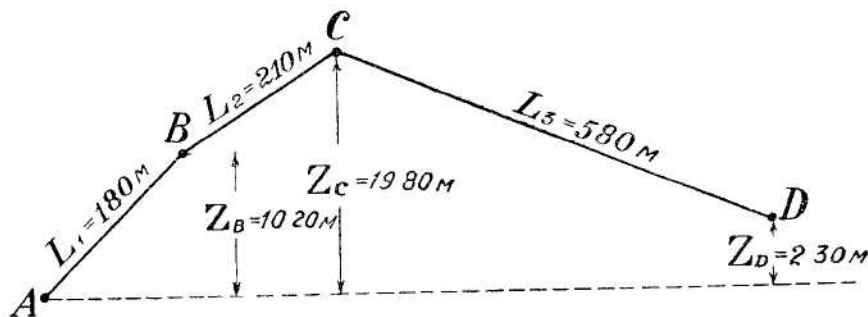
$$0,03x = 3,6.$$

Откуда

$$x = 120 \text{ м.}$$

Длина же второй трубы (диаметр $d = 0,45$ м) должна быть:

$$L - x = 900 - 120 = 780 \text{ м.}$$



Черт 213.

ЗАДАЧА № 139. Дан трубопровод, состоящий из трех прямолинейных участков AB , BC и CD . Диаметр трубопровода $d = 0,225$ м. Длина участков: $L_1 = 180$ м., $L_2 = 210$ м. и $L_3 = 580$ м. Отметки точек: $z_A = 0$,

$z_B = 10,2$ м., $z_C = 19,8$ м., и $z_D = 2,30$ м. Определить необходимый напор в начале трубопровода h_A , для того чтобы пропустить $Q = 60 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$ и $Q = 40 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$ при давлении в конце трубопровода $y_D = 5$ м, с тем, однако, чтобы вакуум нигде не превосходил 7 м. вод. столба (черт. 213).

$$1) Q = 60 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$$

Прежде всего определим потери вдоль отдельных участков трубопровода (по Manning'у):

$$h_{w_1} = Q^2 \frac{L_1}{K_1^2} = 60^2 \frac{180}{213000} = 3,04 \text{ м.}$$

$$h_{w_2} = Q^2 \frac{L_2}{K_2^2} = 60^2 \frac{210}{213000} = 3,55 \text{ „}$$

$$h_{w_3} = Q^2 \frac{L_3}{K_3^2} = 60^2 \frac{580}{213000} = 9,79 \text{ „}$$

Тогда будем иметь:

$$\text{напор в точке D : } h_D = z_D + y_D = 2,3 + 5,0 = 7,3 \text{ м.}$$

$$\text{„ „ „ C : } h_C = h_D + h_{w_3} = 7,3 + 9,79 = 17,09 \text{ м.}$$

$$\text{„ „ „ B : } h_B = h_C + h_{w_2} = 17,09 + 3,55 = 20,64 \text{ „}$$

$$\text{„ „ „ A : } h_A = h_B + h_{w_1} = 20,64 + 3,04 = 23,68 \text{ „}$$

Давление в точке C:

$$y_C = h_C - z_C = 17,09 - 19,80 = -2,71 \text{ м. } \sim -7.$$

Пьезометрическая линия acd (черт. 214).

Так как в C получается допустимый вакуум, то вообще трубопровод будет работать как сифон при $h_A = 23,68$ м., удовлетворяя всем условиям задачи. Однако, этого давления недостаточно для того, чтобы трубопровод начал работать. Необходимо зарядить сифон, а для этого нужно поднять воду до наивысшей точки трубопровода, т. е. начальный напор должен равняться высоте точки C плюс сумма потерь на трение вдоль участка ABC.

$$h_A'' = z_C + h_1 + h_{w_2} = 19,80 + 3,04 + 3,55 = 26,39 \text{ м.}$$

Повторяем, что увеличение напора до $h_A'' = 26,39$ необходимо лишь для того, чтобы сифон начал работать; длительность такой перегрузки весьма мала. После зарядки сифона, необходимый напор $h_A = 23,68$ м. определяется не по наивысшей точке C, а по напору в конце трубопровода и потерям на трение.

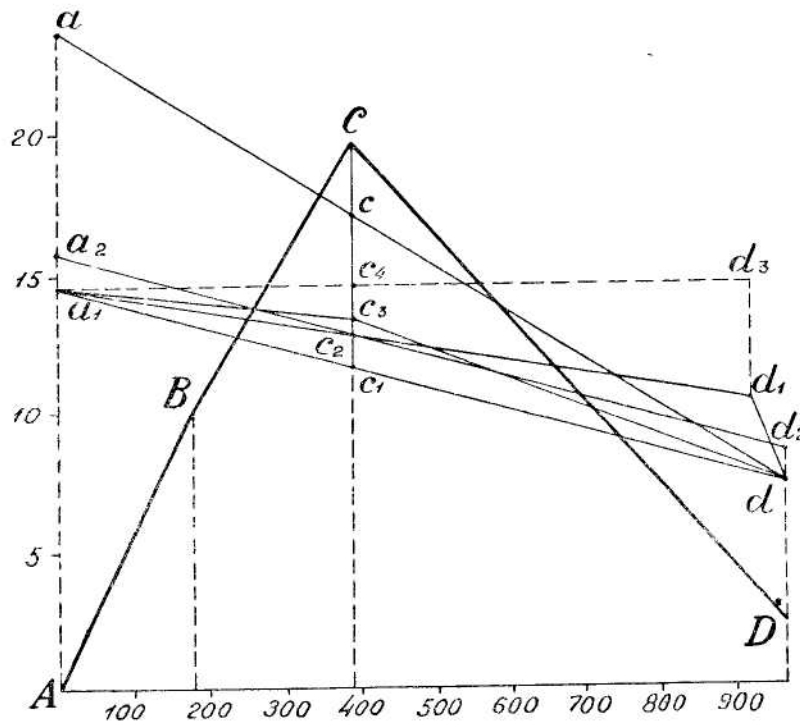
$$2) Q = 40 \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$$

Так же, как и в первом случае, определяем потери на отдельных участках трубопровода и напоры в точках А, В и С:

$$h_{w_1} = 40^2 \frac{180}{213000} = 1,35 \text{ м.} \quad h_c = 7,30 + 4,36 = 11,66 \text{ м.}$$

$$h_{w_2} = 40^2 \frac{210}{213000} = 1,58 \text{ „} \quad h_b = 11,66 + 1,58 = 13,24 \text{ „}$$

$$h_{w_3} = 40^2 \frac{580}{213000} = 4,36 \text{ „} \quad h_a = 13,24 + 1,35 = 14,59 \text{ „}$$



Черт. 214.

Давление в точке С:

$$y_c = 11,66 - 19,8 = -8,14 \text{ м.} < -7.$$

Пьезометрическая линия в этом случае $a_1 c_1 d$.

Так как вакуум в точке С получился недопустимый, то при $h_a = 14,59$ м. трубопровод не сможет работать как сифон.

3) Если уменьшить диаметр части CD или увеличить диаметр части AC, то при тех же напорах $h_a = 14,59$ и $h_D = 7,30$, трубопровод, работая как сифон, сможет пропустить расход $< 40 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ в первом случае и $> 40 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ — во втором, при чем давление в точке С не упадет ниже допускового.

Построив пьезометрическую линию для случая второго, нетрудно понять суть дела (см. черт. 214). Уменьшая диаметр части CD, мы увеличиваем сопротивление всего трубопровода, а следовательно, уменьшаем его пропускную способность, т. е. уменьшаем расход при неизменном напоре; уменьшая же расход, мы уменьшаем потерю напора вдоль ABC, т. е. поднимаем точку „с“ пьезометрической линии. Увеличивая диаметр части ABC, мы уменьшаем сопротивление всей системы, следовательно, увеличиваем пропускную способность трубопровода, а значит и расход при неизменном напоре; поэтому потеря напора вдоль части CD увеличивается и точка „с“ пьезометрической линии должна опять подняться. Надо иметь в виду, что при уменьшении диаметра части CD до 0 и при увеличении диаметра AC до ∞ часть пьезометрической линии принимает горизонтальное положение a_1c_1 и таким образом, максимум того, чего можно достигнуть теоретически изменением диаметров — поднять точку „с“ на величину c_1c_4 . Может оказаться, что эта мера позволит нам войти в зону допустимого вакуума.

Нетрудно определить диаметр части CD для того, чтобы трубопровод мог бы работать.

Напишем основные уравнения:

$$h_A - h_D = Q^2 \left(\frac{L_1 + L_2}{K^2} + \frac{L_3}{K_1^2} \right), \dots \dots \dots (1)$$

где K_1 — пропускная способность части CD при новом уменьшенном ее диаметре.

$$y_c = h_c - z_c = h_D + h_{w_3} - z_c = -7, \dots \dots \dots (2)$$

так как

$$h_D + h_{w_3} = h_c$$

Или

$$14,59 - 7,3 = Q^2 \left(\frac{180 + 210}{213000} + \frac{580}{K_1^2} \right) \dots \dots \dots (1')$$

$$7,3 + \frac{Q^2 \cdot 580}{K_1^2} - 19,8 = -7, \dots \dots \dots (2')$$

Решая уравнение (2') относительно K_1^2 , получим:

$$K_1^2 = \frac{Q^2 \cdot 580}{5,5} \dots \dots \dots (3)$$

Подставляя это выражение в уравнение (1'), будем иметь:

$$7,29 = \frac{390 Q^2}{213000} + 5,5.$$

Откуда находим

$$Q = \sqrt{\frac{(7,29 - 5,50) 213000}{390}} = 31,2 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Теперь из уравнения (3) определяем:

$$K_1^2 = \frac{31,2^2 \cdot 580}{5,5} = 103\,200. \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2.$$

Далее, по таблице Manning'a подбираем диаметр с пропускной способностью, ближайшей меньшей 103200; находим, что $K_1^2 = 56200$ соответствует диаметр $d = 0,175$ м.

Теперь, по уравнению (1') определяем точно расход:

$$Q_1 = \sqrt{\frac{7,29}{\frac{390}{213000} + \frac{580}{56200}}} = 24,5 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Затем, по уравнению (2') определяем давление в точке С:

$$y_c = \frac{Q^2 580}{K_1^2} - 12,5 = \frac{24,5^2 \cdot 580}{56200} - 12,5 = -6,32 > -7.$$

Пьезометрическая линия $a_1 c_3 d$.

Само собой разумеется, что в тех случаях, когда трубопровод не проектируется, а является заданным, изложенное решение не приемлемо.

Если все дело лишь в увеличении сопротивления трубопровода, то последнее может быть увеличено и без замены части CD трубой меньшего диаметра; достаточно в конце CD, в точке D, поставить, например, задвижку и таким образом, можно будет увеличить сопротивление CD до ∞ .

Расход трубопровода и сопротивление задвижки могут быть определены довольно просто.

Напишем основные уравнения:

$$h_A - h_D = Q^2 \frac{L_1 + L_2 + L_3}{K^2} + \zeta Q^2, \dots \dots \dots (4)$$

где последним членом определяется сопротивление задвижки.

$$y_c = h_c - z_c = h_D + h_{w_3} + \zeta Q^2 - z_c = -7, \dots \dots \dots (5)$$

так как

$$h_D + h_{w_3} + \zeta Q^2 = h_c.$$

Или

$$14,59 - 7,3 = Q^2 \frac{180 + 210 + 580}{213000} + \zeta Q^2 \dots \dots \dots (4')$$

$$7,3 + Q^2 \frac{580}{213000} + \zeta Q^2 - 19,8 = -7, \dots \dots \dots (5')$$

Решая последнее уравнение относительно ζ , получаем:

$$\zeta = \frac{5,5}{Q^2} - \frac{518}{213000} \dots \dots \dots (6)$$

Подставляя это выражение в уравнение (4'), будем иметь:

$$14,59 - 7,3 = Q^2 \frac{970}{213000} + 5,5 - Q^2 \frac{580}{213000},$$

Откуда

$$Q = \sqrt{\frac{1,79 \cdot 213000}{390}} = 31,2 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Напор, необходимый для преодоления сопротивления задвижки, определяется из уравнения (6):

$$\zeta Q^2 = 5,5 - Q^2 \frac{580}{213000} = 5,5 - 31,2^2 \frac{580}{213000} = 2,84 \text{ м.}$$

Пьезометрическая линия $a_1 c_2 d_1 d$.

Если пренебречь разностью длины трубопровода и его проекцией, что без большой погрешности в данном случае сделать можно, то сопротивление задвижки можно определить более просто. В самом деле, сущность этого приема заключается в том, что пьезометрическую линию $a_1 d$ надо повернуть около точки a_1 так, чтобы она прошла через точку c_2 . Из прямоугольного треугольника $a_1 c_4 c_2$ имеем:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{c_2 c_4}{a_1 c_4} = \frac{14,59 - (19,8 - 7)}{180 \mid 210} = \frac{1,79}{390}.$$

Из треугольника $a_1 d_3 d_1$, полагая $a_1 d_3 = a_1 d$, получаем:

$$d_1 d_3 = 970 \operatorname{tg} \alpha = 970 \frac{1,79}{390} = 4,46 \text{ м.}$$

Отсюда давление перед задвижкой

$$14,59 - 4,46 = 10,13 \text{ м.}$$

и сопротивление задвижки

$$10,13 - 7,3 = 2,83 \text{ м.}$$

Раньше было определено сопротивление задвижки = 2,84 м. Несовпадение этих величин объясняется тем обстоятельством, что мы, пренебрегая разностью длины трубопровода и его проекцией, считали пьезометрическую линию прямой линией. Полученное несовпадение показывает, что указанное выше допущение не вносит значительной погрешности.

4) Определим при каком h_A трубопровод сможет вообще пропустить расход $Q = 40 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$, не превосходя допускаемого вакуума. Очевидно, можно, увеличив давление в А, поднять всю пьезометрическую линию (переместить ее поступательно вверх), а, следовательно, и точку c_1 и таким образом, войти опять в зону допускаемого вакуума. Насколько при этом увеличится напор в начале трубопровода, на столько же, очевидно, увеличатся давления во всех его точках, и следовательно, и давление в точке D.

Во втором случае мы имели, что $h_c = 11,66$ м. Новый напор в точке С определится так:

$$h_c' = y_c' + z_c = -7,0 - 19,8 = 12,8 \text{ м,}$$

т. е. напор в точке С необходимо увеличить на

$$(h'_c - h_c) = 12,8 - 11,66 = 1,12 \text{ м.},$$

а тогда напор в отдельных точках определится:

$$h'_A = 14,59 + 1,12 = 15,71 \text{ м.}$$

$$h'_B = 13,24 + 1,12 = 14,36 \text{ „}$$

$$h'_D = 7,30 + 1,12 = 8,42 \text{ „}$$

Пьезометрическая линия $a_2 c_2 d_2$.

Таким образом, необходимый напор определен не по наивысшей точке, а по допустимому вакууму и потерям на трение. Однако, для того, чтобы трубопровод начал работать как сифон, необходимо так же, как и в первом случае „зарядить“ сифон, т. е. поднять воду до наивысшей точки С, а для этого необходим напор:

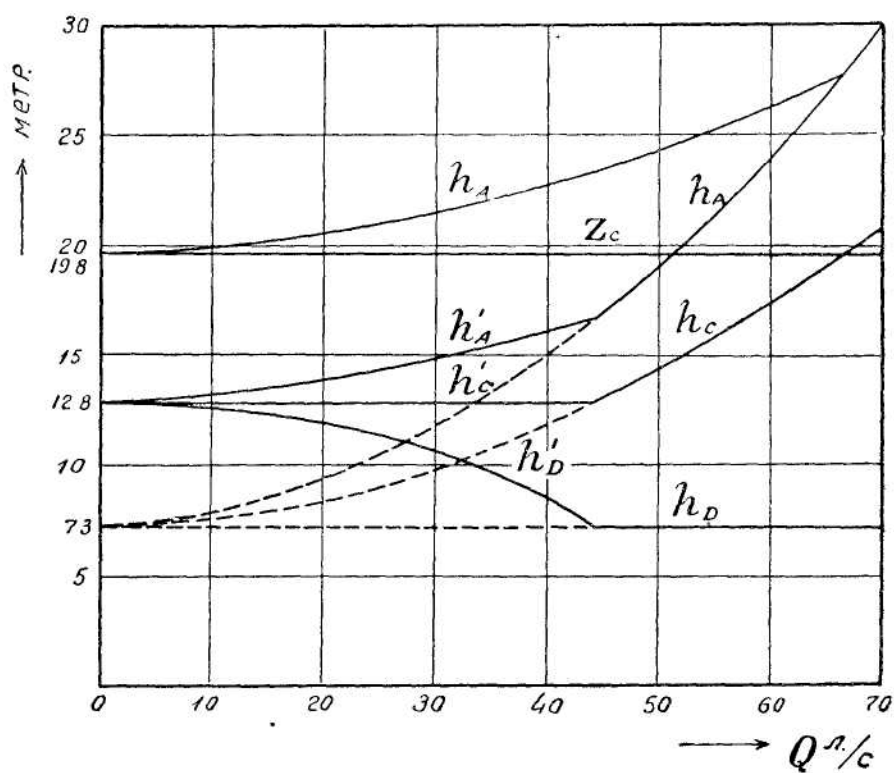
$$h''_A = z_c + h_{w_1} + h_{w_2} = 19,8 + 1,35 + 1,58 = 22,73 \text{ м.}$$

При различных Q (0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70) ниже определен необходимый напор в начале трубопровода. Результаты вычислений сведены в таблицу.

Для расходов $Q \geq 45 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ давление в точке С не превосходит допускаемого вакуума, а потому вычисления производились так, как это указывалось в п. 1; для расходов же $< 45 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ в точке С получается недопустимый вакуум и значения h_D, h_c, h_B, h_A и u_c были пересчитаны по указаниям п. 4.

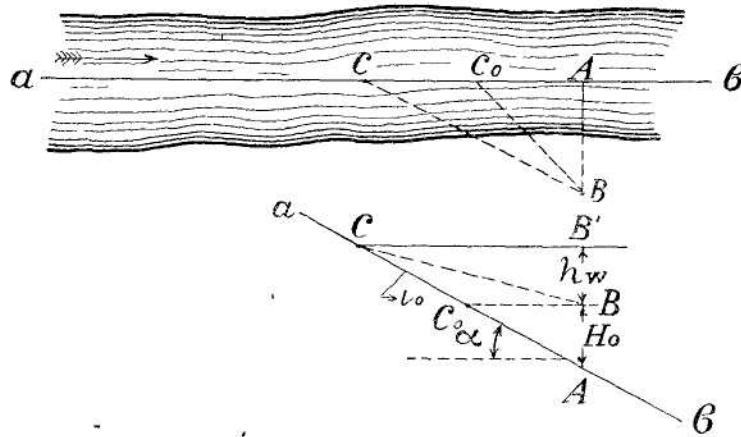
Построим теперь диаграмму (черт. 215). По оси x -ов отложим Q ; по оси y -ов отложим h_A и h_c . Части этих кривых, вычерченные пунктиром, соответствующие значениям $Q < 45$, имели бы место в том случае, если бы не было никаких ограничений для вакуума. Для этих значений Q левые части кривых исправлены кривой h'_A и прямой h'_c . Разность ординат h'_A и пунктирной части кривой h_A дает увеличение напора в А, обуславливаемое желанием создать допустимый вакуум в точке С. Разность ординат кривых h_A и h_c дает значения $h_{w_1} + h_{w_2}$. Далее, проведем прямую, параллельную оси x -ов в расстоянии от нее $h_D = 7,3$ м. Действительна только правая часть ее, соответствующая значениям $Q \geq 45$, левая же часть ее пунктирная, исправлена кривой h'_D . Разность ординат этой последней кривой и пунктирной частью прямой дает увеличение давления в конце трубопровода, вызываемое увеличением давления в С до допустимого. Разность ординат кривых h_c (h'_c) и прямой h_D (h'_D) дает потерю напора вдоль CD. Проведем прямую z_c параллельно оси x -ов на расстоянии от нее равном 19,8 м. и построим кривую h''_A . Разность ординат кривой h''_A и h_A (h'_A) дает увеличение первоначального напора, необходимое для зарядки сифона. Разность ординат прямой z_c и кривой h_c (h'_c) дает нам величину вакуума или избыточного давления в точке С.

Q	h_{w_1}	h_{w_2}	h_{w_3}	h_D	h_c	h_B	h_A	y_c	h'_c	h'_D	h'_B	h'_A	h''_A
0	0	0	0	7,3	7,3	7,3	7,3	12,5	12,80	12,80	12,80	12,80	19,80
10	0,085	0,097	0,27	—	7,57	7,67	7,75	12,23	—	12,53	12,90	12,98	19,98
20	0,338	0,394	1,09	—	8,39	8,78	9,12	11,41	—	11,71	13,19	13,53	20,53
30	0,761	0,888	2,45	—	9,79	10,68	11,40	10,05	—	10,35	13,69	14,45	21,45
40	1,351	1,580	4,36	—	11,66	13,24	14,59	8,14	—	8,44	14,38	15,73	22,73
45	1,710	1,994	5,51	—	12,81	14,80	16,51	6,99	—	—	—	—	23,50
50	2,110	2,460	6,81	—	14,11	16,57	18,68	5,69	—	—	—	—	24,37
60	3,040	3,550	9,79	—	17,09	20,64	23,68	2,71	—	—	—	—	26,39
70	4,140	4,830	13,32	—	20,62	25,45	29,59	0,82	—	—	—	—	29,59



Черт. 215.

ЗАДАЧА № 140. Из реки ab , уклон которой $i_0 = 0,004$ (4‰), надо подвести воду железным клепанным трубопроводом в точку B , расположенную выше A на $H_0 = 35$ м. Определить место забора воды в реке, так чтобы вес трубопровода был бы минимальным, если расход $Q = 4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ (черт. 216).



Черт. 216.

Если забирать воду из точки C_0 , лежащей на одной горизонтали с B то уклон трубопровода $i_T = 0$, длина его будет наименьшей, но диаметр его и вес будут бесконечно большими.

Если место забора начать поднимать вверх по реке, то уклон i_T будет увеличиваться, длина трубопровода также увеличиваться, диаметр уменьшаться и вес трубопровода будет уменьшаться; при дальнейшем подъеме места забора длина трубопровода будет увеличиваться быстрее диаметра, так что вес его будет увеличиваться и при $i_T = i_0$, диаметр трубопровода достигнет minimum'a, длина же и вес его будут опять бесконечно большими.

Задача, однако, весьма просто решается аналитически, если посчитать, что диаметр трубопровода (d) и толщина его стенок (δ) по всей длине трубопровода остаются постоянными.

Обозначим расстояние AC через L и примем длину трубопровода $BC \propto L$. По малости α — угла наклона реки к горизонту, можно считать, что $\sin \alpha = \tan \alpha = \alpha$.

Из чертежа имеем:

$$H_0 + h_w = Li_0.$$

Потерянный напор определим по формуле:

$$h_w = \frac{Q^2 L}{\alpha d^5},$$

где α — для клепанных труб равно 500 (по Бахметеву). ¹⁾

Тогда

$$H_0 + \frac{Q^2 L}{\alpha d^5} = Li_0.$$

Откуда

$$L = \frac{H_0}{i_0 - \frac{Q^2}{\alpha d^5}} \dots \dots \dots (1)$$

Так как напор, под которым работает трубопровод, незначителен, то толщина стенки трубопровода определяется из условия жесткости, а потому может быть принята независимой от напора и в первом приближении не зависящей также от диаметра трубопровода. Тогда вес трубопровода будет:

$$G = \pi \gamma \delta d L$$

где γ — удельный вес железа.

Или, подставляя сюда L из выражения (1), получим:

$$G = \frac{\pi \gamma \delta d H_0}{i_0 - \frac{Q^2}{\alpha d^5}}.$$

Диаметр трубопровода должен быть выбран так, чтобы вес трубопровода был минимум, а для этого, как известно, необходимо, чтобы $\frac{dG}{dd} = 0$, т.-е.

$$\frac{\pi \gamma \delta H_0 \left(i_0 - \frac{Q^2}{\alpha d^5} - \frac{5Q^2}{\alpha d^5} \right)}{\left(i_0 - \frac{Q^2}{\alpha d^5} \right)^2} = 0.$$

Откуда

$$i_0 - \frac{6Q^2}{\alpha d^5} = 0$$

и

$$d = \sqrt[5]{\frac{6Q^2}{\alpha i_0}} = \sqrt[5]{\frac{6 \cdot 4^2}{500 \cdot 0,004}} = 2,35 \text{ м.}$$

Подставляя в уравнение (1) полученное выражение для d , определим длину трубопровода:

$$L = \frac{6H_0}{5i_0} = \frac{6 \cdot 35}{5 \cdot 0,004} = 10500 \text{ м.}$$

¹⁾ Проф. Б. А. Бахметев, Об экономическом расчете основных элементов гидравлических устройств. Изв. Пол. Ин-га, 1910 г. С.-Петербург.

Из формулы (4) стр. 258 получается общее выражение для α : $\alpha = \frac{g\pi^2}{8\lambda}$.

Потеря напора

$$h_w = \frac{Q^2 L}{\alpha d^5} = \frac{H_0}{5} = \frac{35}{5} = 7 \text{ м.}$$

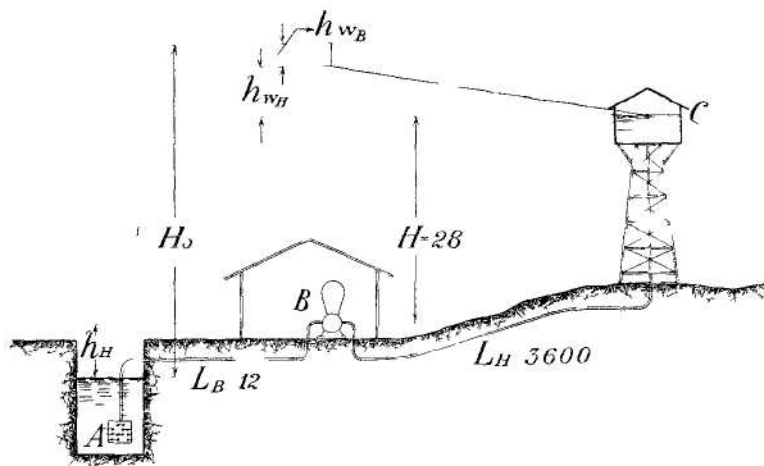
и уклон трубопровода

$$i_r = \frac{h_w}{L} = \frac{7}{10500} = 0,00067.$$

ЗАДАЧА № 141. Из колодца А поршневым насосом В вода подается в резервуар С в течение 18 часов в сутки по 14000 $\frac{\text{вед}}{\text{час}}$. Коэффициент полезного действия насоса $\eta_n = 85\%$, а коэффициент полезного действия электродвигателя $\eta_d = 91\%$. Стоимость одного пуда трубы $b = 3 \frac{\text{руб}}{\text{пуд}}$, стоимость электрической энергии 6 за 1 kWh. Суммарный процент ежегодных отчислений (амортизация, ремонт, процент на затраченный капитал и пр.) $\rho = 10\%$. Определить:

- 1) диаметр напорного трубопровода так, чтобы эксплуатационные расходы были минимальными,
- 2) диаметр всасывающей трубы d ,
- 3) вакуум во всасывающей трубе, если превышение центра насоса над уровнем воды в колодце $h_n = 5,88 \text{ м.}$

Все размеры указаны на черт. 217.



Черт 217

Трубопровод малого диаметра d , при незначительной стоимости потребует незначительных расходов по оплате процентных отчислений на затраченный капитал; значительные же потери на сопротивление потребуют большого расхода энергии, стоимость которой будет высока. Эксплуатационные расходы составляют: стоимость энергии — S_1 и процентные отчисления на затраченный капитал — ρS_2 . С увеличением d первая статья расходов умень-

шается, а вторая—увеличивается. При некотором значении d сумма расходов будет minimum.

Предложенную задачу решим так. Будем задаваться различными d и определять им соответствующие $S_1 + \rho S_2$. Таким образом, составим таблицу, из которой найдем то значение d , которому будет соответствовать наименьшая сумма $S_1 + \rho S_2$.

Напор у насоса должен быть:

$$H_0 = H + h_n + h_{w_n} + h_{w_b}$$

где H — геометрическое превышение напорного резервуара C над центром насоса,

h_n — геометрическое превышение центра насоса над уровнем воды в колодце A ,

h_{w_n} — потеря напора в напорной трубе,

h_{w_b} — потеря напора во всасывающей трубе.

С изменением диаметра напорной трубы изменяется лишь величина h_{w_n} , величины же H , h_n и h_{w_b} остаются постоянными и следовательно, изменение эксплуатационных расходов зависит только от h_{w_n} . Поэтому при решении задачи, т.-е. при подборе экономически наивыгоднейшего диаметра напорной трубы нет надобности вычислять полный напор H_0 и полную мощность насосной станции N_d , а достаточно знать лишь потерянный напор в напорной трубе h_{w_n} и соответствующую ему мощность N и искать minimum эксплуатационных расходов только по подъему воды на высоту h_{w_n} .

Секундный расход линии водоснабжения:

$$Q = 14000 \frac{\text{вед}}{\text{час}} = \frac{14000 \cdot 12,3}{3600} = 47,8 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Пусть $d = 225$ мм.

Тогда потеря напора в напорной трубе (по Kutter'у):

$$h_{w_n} = \frac{Q^2 L_n}{K^2} = \frac{47,8^2 \cdot 3600}{K^2} = \frac{8225000}{K^2} = \frac{8225000}{210700} = 39,06 \text{ м.}$$

Соответствующая мощность, подводимая к двигателю, должна быть:

$$N = \frac{Q h_{w_n}}{75 \eta_n \eta_d} \text{ л. с.} = \frac{Q h_{w_n}}{1,36 \cdot 75 \eta_n \eta_d} \text{ кВт.}$$

или

$$N = \frac{8225000 \cdot 47,8}{K^2 \cdot 1,36 \cdot 75 \cdot 0,85 \cdot 0,91} = \frac{4980000}{K^2} \text{ кВт.}$$

и годовая стоимость этой энергии

$$S_1 = N \cdot 18 \cdot 365 \cdot 0,06 = \frac{4980000 \cdot 18 \cdot 365 \cdot 0,06}{K^2} = \frac{1965000000}{K^2} =$$

$$= \frac{1965000000}{210700} = 9340 \text{ руб.}$$

Обозначая вес 1 погонной сажени трубы в пудах через a (значения a берутся из нормального сортамента водопроводных труб) и принимая во внимание, что $L_n = 3600 \text{ м} = 1690 \text{ саж.}$, получим годовые расходы по оплате $\%$:

$$\rho S_2 = \rho L_n b a = 0,10 \cdot 1690 \cdot 3 \cdot a = 507a = 507 \cdot 8,81 = 4470 \text{ руб.}$$

и следовательно, годовые эксплуатационные расходы при $d = 225 \text{ мм.}$ составят:

$$S = S_1 + \rho S_2 = 9340 + 4470 = 13810 \text{ руб.}$$

Точно такие же подсчеты произведем для других диаметров: $d = 250; 300; 350$ и 400 мм. Результаты всех этих подсчетов соберем в таблицу:

d	K^2	h_{wH}	S_1	a	ρS_2	$S_1 + \rho S_2$
225	210700	39,06	9340	8,81	4470	13810
250	376500	21,85	5210	10 13	5140	10350
300	1024000	8,04	1918	13 31	6750	8668
350	2379000	3,46	825	16 21	8220	9045
400	4926000	1,67	398	19,77	10000	10398

Из этой таблицы видно, что minimum'у расходов $S = 8668 \text{ руб.}$ соответствует диаметр $d = 300 \text{ мм.}$

Определим теперь диаметр всасывающей трубы:

Пусть скорость всасывания $v = 1 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$ (обычно принимается $v = 0,8 - 1 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$), тогда диаметр всасывающей трубы:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 47,8}{\pi \cdot 10}} = 2,46 \text{ дм.}$$

Принимаем $d = 250 \text{ мм}$ — ближайшее большее значение по сортаменту. Скорость всасывания при этом диаметре

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 47,8}{\pi \cdot 2,5^2} = 9,7 \frac{\text{дм}}{\text{сек}} = 0,97 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Для определения вакуума во всасывающей трубе воспользуемся формулой задачи № 62 стр. 133

$$V_{ac} = h_n + \frac{v^2}{2g} \left(1 + \zeta_1 + 3\zeta_2 + \lambda \frac{L_B}{d} \right),$$

где $\zeta_1 = 10$ — коэффициент сопротивления сетки с обратным клапаном.
 $\zeta_2 = 0,29$ — коэффициент сопротивления колена (при радиусе колена $R = 260$ мм),
 $\lambda = 0,022$ — коэффициент сопротивления трубы (по Darcy).

Следовательно

$$V_{ac} = 5,88 + \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} \left(1 + 10 + 3 \cdot 0,29 + 0,022 \frac{12}{0,25} \right) = 6,5 \text{ м.}$$

Полный напор, который должен развивать насос:

$$H_0 = H + h_n + h_{w_n} + h_{w_B}$$

В нашем случае имеем: $H = 28$; $h_n = 5,88$ (по условию); потери в напорной трубе $h_{w_n} = 8,04$ (см. таблицу); потеря напора во всасывающей трубе

$$h_{w_B} = \frac{v^2}{2g} \left(\zeta_1 + 3\zeta_2 + \lambda \frac{L_B}{d} \right) = \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} \left(10 + 3 \cdot 0,29 + 0,022 \frac{12}{0,25} \right) = 0,57 \text{ м.}$$

Следовательно

$$H_0 = 28 + 5,88 + 8,04 + 0,57 = 42,49 \text{ м.}$$

Тогда мощность насоса

$$N_n = \frac{QH_0}{75} = \frac{47,8 \cdot 42,49}{75} = 27 \text{ л. с.}$$

и мощность двигателя

$$N_d = \frac{N_n}{1,36\eta_n} = \frac{27}{1,36 \cdot 0,85} = 23 \text{ kW.}$$

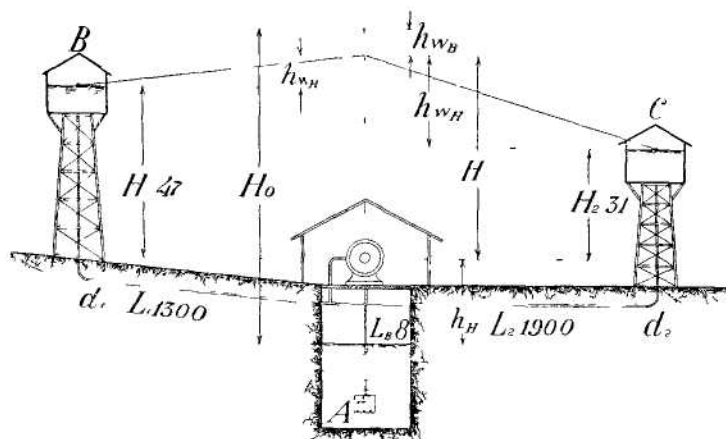
ЗАДАЧА № 142. Из колодца А центробежным насосом вода подается одновременно в резервуары В и С в течение 20 часов в сутки: по 11000 $\frac{\text{вед.}}{\text{час.}}$ в резервуар В и по 23000 $\frac{\text{вед.}}{\text{час.}}$ в резервуар С. Коэффициент полезного действия центробежного насоса $\eta_n = 70\%$, а коэффициент полезного действия электродвигателя $\eta_d = 91\%$. Стоимость 1 пуда трубы = 2 р. 95 коп. Стоимость электрической энергии за 1 киловатт-час — 12 коп. Суммарный процент на затраченный капитал $p = 11,5\%$. Размеры указаны на черт. 218. Определить:

- 1) диаметры d_1 и d_2 двух ветвей напорного трубопровода так, чтобы эксплуатационные расходы были бы наименьшими,

- 2) диаметр d всасывающей трубы,
- 3) вакуум во всасывающей трубе, если $h_n = 5,46$ м.
- 4) мощность насосной станции.

Предлагаемая задача решается тем же способом, как и предыдущая: задаваясь различными диаметрами левой (или правой) ветви, будем определять напор, который должен развивать насос (пока не считаясь с высотой всасывания h_n и потерями напора во всасывающей трубе h_{wB}):

$$H = H_1 + h'_{wH}.$$



Черт. 218.

Затем, зная напор H и высоту H_2 , будем определять ту потерю напора h''_{wH} , которую можно допустить в правой ветви, т.е.

$$h''_{wH} = H - H_2.$$

Зная потерю напора h''_{wH} и расход, подбираем диаметр d_2 правой ветви. Далее, могут быть определены годовая стоимость энергии, затраченной на качку — S_1 и расходы по оплате процентов — ρS_2 . Наименьшей сумме $S = S_1 + \rho S_2$ соответствует наивыгоднейший диаметр d_1 , которому в свою очередь отвечает вполне определенное значение d_2 .

Однако, следует заметить, что это решение не точно, так как d_2 подбирается по сортаменту, а подобрать диаметр, который при заданном расходе точно соответствовал бы заданной потере напора h''_{wH} не представляется возможным. Поэтому приходится брать диаметр ближайший больший расчетного, в силу чего правая ветвь будет обладать пропускной способностью несколько большей расчетной и необходимое количество воды она сможет подать быстрее, чем в 20 часов. Если условия работы допускают такую возможность, то можно остановиться на результатах этого приближенного решения. В противном случае необходимо решать задачу точно.

Для того, чтобы правая ветвь подавала заданный расход точно в 20 час., делаем ее составной: часть, ближайшая к насосной станции берется с пропускной способностью ближайшей большей K_2 (расчетной), а прочая часть — с ближайшей меньшей K_2 при мощности насоса, определяемой так же, как и в приближенном решении.

Приближенное решение.

Секундный расход левой ветви:

$$Q_1 = \frac{11000 \cdot 12,3}{3600} = 37,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Секундный расход правой ветви:

$$Q_2 = \frac{23000 \cdot 12,3}{3600} = 78,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Пусть $d_1 = 225$ мм; тогда потеря напора левой ветви (по Manning'y):

$$h'_{w_1} = \frac{Q_1^2 L_1}{K_1^2} = \frac{37,6^2 \cdot 1300}{213000} = 8,61 \text{ м.}$$

Напор насоса без h_n и h_{w_2} :

$$H = H_1 + h'_{w_1} = 47 + 8,61 = 55,61 \text{ м.,}$$

Потеря напора правой ветви:

$$h''_{w_1} = H - H_2 = 55,61 - 31 = 24,61 \text{ м.}$$

Необходимая пропускная способность правой ветви:

$$K_2^2 = \frac{Q_2^2 L_2}{h''_{w_1}} = \frac{78,6^2 \cdot 1900}{24,61} = 472000 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек.}} \right)^2.$$

Ближайшая большая пропускная способность $K^2 = 1000000 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек.}} \right)^2$, которой соответствует $d_2 = 300$ мм. Этот диаметр и надлежит принять для правой ветви.

Годовая стоимость энергии

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{(Q_1 + Q_2) H \cdot 20 \cdot 365}{75 \cdot 1,36 \eta_d \cdot \eta_n} \cdot 0,12 = \\ &= \frac{(37,6 + 78,6) 55,61 \cdot 20 \cdot 365 \cdot 0,12}{75 \cdot 1,36 \cdot 0,91 \cdot 0,70} = 87000 \text{ руб.} \end{aligned}$$

Обозначая вес 1 погонной сажени левой трубы в пудах через a_1 , а правой — через a_2 и имея в виду, что $L_1 = 1300 \text{ м} = 610 \text{ саж.}$ и $L_2 = 1900 \text{ м} = 892 \text{ саж.}$, получим годовой расход по оплате процентов:

$\rho S_2 = \rho (L_1 a_1 + L_2 a_2) b = 0,115 (610 \cdot 8,81 + 892 \cdot 13,31) 2,95 = 5852 \text{ руб.,}$ следовательно, годовые эксплуатационные расходы составят:

$$S = S_1 + \rho S_2 = 87000 + 5852 = 92852 \text{ руб.}$$

Подобным же образом вычисляем S для $d_1 = 250; 300; 350; 400$ и 500 мм.

Результаты всех вычислений собраны в таблицу, из которой следует, что minimum'у $S = 82180$ соответствуют $d_1 = 350$ мм. и $d_2 = 300$ мм.

d_1	h'_{wH}	H	h''_{wH}	K_2^2	K^2	d_2	a_1	a_2	S_1	pS_2	S
225	8,61	55,61	24,61	472000	1000000	300	8,81	13,31	87000	5852	92852
250	4,91	51,91	20,91	581000	"	"	10,13	"	81200	612	87325
300	1,84	48,84	17,84	657500	"	"	13,31	"	76500	6785	83285
350	0,79	47,79	16,79	698000	"	"	16,21	"	74800	7380	82180
400	0,40	47,40	16,40	715000	"	"	19,77	"	74180	8120	82300
500	0,12	47,12	16,12	727500	"	"	29,89	"	72850	10010	82860

Как указывалось выше, вследствие того, что принятая пропускная способность правой ветви ($K^2 = 1000000$) больше расчетной ($K_2^2 = 698000$), правая ветвь подаст весь суточный расход быстрее чем в 20 часов. Число часов x ее работы можно определить так: действительный секундный расход правой ветви

$$Q = \sqrt{\frac{K^2 h''_{wH}}{L_2}} = \sqrt{\frac{1\,000\,000 \cdot 16,79}{1900}} = 93,8 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

Следовательно

$$3600 \cdot Q \cdot x = 3600 \cdot 20 \cdot Q_2,$$

Откуда

$$x = \frac{20 Q_2}{Q} = \frac{20 \cdot 78,6}{93,8} = 16,75 \text{ час.}$$

Всасывающая труба должна быть рассчитана на суммарный расход

$$Q_B = Q_1 + Q = 37,6 + 93,8 = 131,4 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

При скорости всасывания $v = 1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ диаметр трубы определится:

$$d = \sqrt{\frac{4 Q_B}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 131,4}{\pi \cdot 10}} = 4,08 \text{ дм.} = 408 \text{ мм.}$$

Примем $d = 400$ мм; тогда действительная скорость всасывания

$$v = \frac{4 Q_B}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 113,4}{\pi \cdot 4^2} = 10,43 \frac{\text{дм}}{\text{сек}} = 1,043 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Вакуум во всасывающей трубе определим по уравнению:

$$V_{ac.} = h_H + \frac{v^2}{2g} \left(1 + \zeta + \lambda \frac{L_B}{d} \right),$$

где $\zeta = 10$ — коэффициент сопротивления сетки и обратного клапана,
 $\lambda = 0,0341$ по Darcy (для грязной трубы).

Следовательно

$$V_{ac} = 5,46 + \frac{1,043^2}{2 \cdot 9,81} \left(1 + 10 + 0,0341 \frac{8}{0,4} \right) = 6,10 \text{ м},$$

при этом потери во всасывающей трубе будут:

$$h_{w_{в}} = \frac{1,043^3}{2 \cdot 9,81} \left(10 + 0,0341 \frac{8}{0,4} \right) = 0,59 \text{ м}.$$

Полный напор, который должен развивать насос:

$$H_0 = H + h_{\pi} + h_{w_{в}} = 47,79 + 5,46 + 0,59 = 53,84 \text{ м}.$$

Следовательно, мощность насоса:

$$N_{\pi} = \frac{Q_{\pi} \cdot H_0}{75} = \frac{131,4 \cdot 53,84}{75} = 94 \text{ л. с.},$$

и мощность двигателя:

$$N_{д} = \frac{N_{\pi}}{1,36 \eta_{\pi}} = \frac{94}{1,36 \cdot 0,7} = 100 \text{ kW}.$$

Точное решение.

По предыдущему имеем:

расход левой ветви:

$$Q_1 = 37,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек}},$$

расход правой ветви:

$$Q_2 = 78,6 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}.$$

При диаметре левой ветви $d_1 = 225$ мм., потери напора левой ветви:

$$h'_{w_{л}} = 8,61 \text{ м}.$$

Напор у насоса:

$$H = 55,61 \text{ м}.$$

Потери напора правой ветви:

$$h''_{w_{п}} = 24,61 \text{ м}.$$

Необходимая пропускная способность правой ветви:

$$K_2^2 = 472\,000 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2$$

Далее поступаем следующим образом. Ближайшую к насосной станции часть правой ветви, длина, которой пусть будет l , берем с пропускной способностью $K_2^{2'}$ ближайшей большей K_2^2 , т.е. равной $1000000 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2$, а осталь-

ную часть, длина которой будет $L_2 - l$, берем с пропускной способностью $K_2^{2''}$ ближайшей меньшей K_2^2 , т. е. равной $374000 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}}\right)^2$. Этим пропускным способностям соответствуют диаметры: $d_2' = 300$ мм и $d_2'' = 250$ мм.

Величину l находим из следующего уравнения ¹⁾:

$$h''_{\text{вн}} = Q_2^2 \left(\frac{1}{K_2^2} + \frac{L_2 - l}{K_2^{2''}} \right)$$

или

$$24,61 = 78,6^2 \left(\frac{1}{1000000} + \frac{1900 - l}{374000} \right).$$

Решая это уравнение, получим:

$$l = 667 \text{ м.}$$

Тогда

$$L_2 - l = 1900 - 667 = 1233 \text{ м.}$$

Годовая стоимость энергии по предыдущему:

$$S_1 = 87000 \text{ руб.}$$

Годовой расход по оплате ρ определится:

$$\rho S_2 = \rho [L_1 a_1 + l a_2' + (L_2 - l) a_2''] b = \frac{0,115}{2,13} (1300 \cdot 8,81 + 667 \cdot 13,31 + 1233 \cdot 10,13) 2,95 = 5227 \text{ руб.}$$

Таким образом, годовые расходы по эксплуатации насосной станции будут:

$$S = S_1 + \rho S_2 = 87000 + 5227 = 92227 \text{ руб.}$$

d_1	$h'_{\text{вн}}$	H	$h''_{\text{вн}}$	K_2	$K_2^{2'}$	d_2'	$K_2^{2''}$	d_2''	l	a_2'	$L_2 - l$	a_2''	a_1	ρS_2	S_1	S
225	8,61	55,61	24,61	472000	100000	300	374000	250	652	13,31	1248	10,13	8,81	5220	87000	92220
250	4,91	51,91	20,91	581000	"	"	"	"	1012	"	888	"	10,13	5680	81200	86890
300	1,84	48,84	17,84	657500	"	"	"	"	1306	"	594	"	13,31	6481	76500	82981
350	0,79	47,79	16,79	698000	"	"	"	"	1413	"	487	"	16,21	7130	74800	81930
400	0,40	47,40	16,40	715000	"	"	"	"	1449	"	451	"	19,77	7838	74180	82018
500	0,12	47,12	16,12	727500	"	"	"	"	1480	"	420	"	23,89	9742	72850	82592

Подобным же образом вычислены значения S для $d_1 = 250; 300; 350; 400$ и 500 мм. Результаты вычислений собраны в таблицу, из которой следует, что minimum'у $S = 81930$ соответствуют диаметры: $d_1 = 350; d_2' = 300; d_2'' = 250$; при этом $l = 1413; L_2 - l = 487$.

Всасывающая труба должна быть рассчитана на расход

$$Q_{\text{в}} = Q_1 + Q_2 = 37,6 + 78,6 = 116,2 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

¹⁾ См. задачу № 138.

При скорости всасывания $v = 1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ диаметр трубы определится:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 116,2}{\pi \cdot 10}} = 3,85 \text{ дм},$$

принимая

$$d = 400 \text{ мм.}$$

Действительная скорость всасывания будет:

$$v = \frac{4 \cdot 116,2}{\pi \cdot 4^2} = 9,3 \frac{\text{дм}}{\text{сек}} = 0,93 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Вакуум во всасывающей трубе

$$V_{\text{ас}} = 5,46 - \frac{0,93^2}{2 \cdot 9,81} \left(1 + 10 + 0,0341 \frac{8}{0,4} \right) = 5,97 \text{ м},$$

при этом потери во всасывающей трубе

$$h_{w_B} = 0,47 \text{ м.}$$

Полный напор, который должен развивать насос:

$$H_0 = H + h_n + h_{w_B} = 47,79 + 5,46 + 0,47 = 53,72 \text{ м.}$$

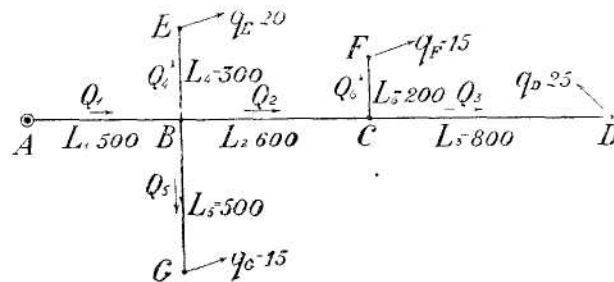
Следовательно, мощность насоса:

$$N_n = \frac{Q_n H_0}{75} = \frac{116,2 \cdot 53,72}{75} = 83,4 \text{ л. с.}$$

и мощность двигателя

$$N_d = \frac{N_n}{1,36 \eta_k} = 88 \text{ кВт.}$$

ЗАДАЧА № 143. Определить диаметры отдельных участков разомкнутой сети, изображенной на чертеже 219 и давление в начальной точке А сети,



Черт. 219.

так, чтобы давления в конечных пунктах D, F, E и G были бы не меньше 0,5 атм. Расходы указаны в $\frac{\text{литр.}}{\text{сек}}$, длины — в метрах.

При расчете водопроводных сетей, вообще говоря, встречаются две основные задачи: 1) напор в начальной точке не задан (случай расчета новой

водопроводной сети) и 2) напор в начальной точке задан (случай проектирования новой водопроводной линии при существующей напорной башне).

Предложенная задача относится к первому типу. Основное уравнение связывает четыре величины, из которых одна может быть определена по остальным трем. В нашей задаче задано всего лишь две величины (расходы участков и длины), поэтому необходимо задаться третьей величиной. Удобно задать диаметры участков, исходя из величины предельных допустимых скоростей в водопроводных трубах. Практика водопроводного дела выработала для труб различных диаметров нормальные скорости, которые и принимаются, как расчетные. Ниже приводится таблица № 3 предельных скоростей и расходов для водопроводных труб.

ТАБЛИЦА № 3 ¹⁾.

d мм	v $\frac{м}{сек.}$	Q $\frac{литр}{сек}$
60	0.70	2
100	0.75	6
150	0.80	14
200	0.90	28
250	1.00	49
300	1.10	78
400	1.25	157
500	1.40	275
600	1.60	453
800	1.80	905
1000	2.00	1571
1100	2.20	2093

Расчет магистрали ABCD.

Прежде всего определим расходы отдельных участков сети:

$$Q_1 = 20 + 15 + 15 + 25 = 75; Q_2 = 25 + 15 = 40; Q_3 = 25; Q_4 = 20;$$

$$Q_5 = 15; Q_6 = 15.$$

Далее, по расходам Q_1 , Q_2 и Q_3 , пользуясь таблицей № 3, подбираем диаметры наиболее длинной и наиболее нагруженной части сети—магистрали ABCD и определяем соответствующие пропускные способности по Kutter'у:

¹⁾ Проф. И. Г. Есьман. Гидравлика, стр. 210, Петроград. 1915.

$$d_1 = 300; K_1^2 = 1024000 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2$$

$$d_2 = 250; K_2^2 = 376500 \quad "$$

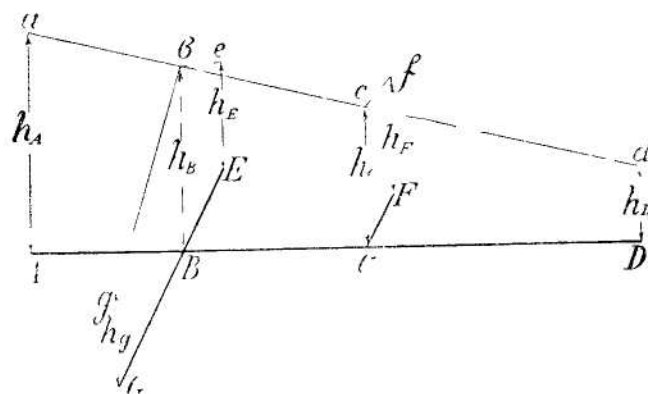
$$d_3 = 200; K_3^2 = 110030 \quad "$$

Теперь определим потери напора на отдельных участках магистрали:

$$h_{w_1} = \frac{Q^2 L_1}{K_1^2} = \frac{75^2 \cdot 500}{1024000} = 2,75 \text{ м},$$

$$h_{w_2} = \frac{Q_2^2 L_2}{K_2^2} = \frac{40^2 \cdot 600}{376500} = 2,57 \quad "$$

$$h_{w_3} = \frac{Q_3^2 L_3}{K_3^2} = \frac{25^2 \cdot 800}{110030} = 4,55 \quad "$$



Черт. 220

Теперь не трудно подсчитать давления в узловых точках магистрали:

$$h_D = 5 \text{ м (по условию),}$$

$$h_C = h_D + h_{w_3} = 5 + 4,55 = 9,55 \text{ м},$$

$$h_B = h_C + h_{w_2} = 9,55 + 2,57 = 12,12 \quad "$$

$$h_A = h_B + h_{w_1} = 12,12 + 2,75 = 14,87 \quad "$$

Пьезометрическая линия для магистрали будет abcd (черт. 220).

Расчет ответвлений.

Для того, чтобы в точке E иметь давление $h_E = 5$ м. необходимо вдоль BE потерять напор

$$h'_{w_4} = h_B - h_E = 12,12 - 5 = 7,12 \text{ м.}$$

По этой потере определим необходимую пропускную способность участка BE

$$K_4^2 = \frac{Q_4^2 L_4}{h'_{w_4}} = \frac{20^2 \cdot 300}{7,12} = 16860 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2$$

Берем по Kutter'y ближайшее большее — $K_4^2 = 22310$, чему соответствует диаметр $d_4 = 150$ мм. Тогда действительная потеря напора вдоль BE будет:

$$h_{w_4} = \frac{20^3 \cdot 300}{22310} = 5,38 \text{ м.}$$

и давление в точке E

$$h_E = h_B - h_{w_4} = 12,12 - 5,38 = 6,74 \text{ м.}$$

Пьезометрическая линия ветви BE — be (черт. 220).

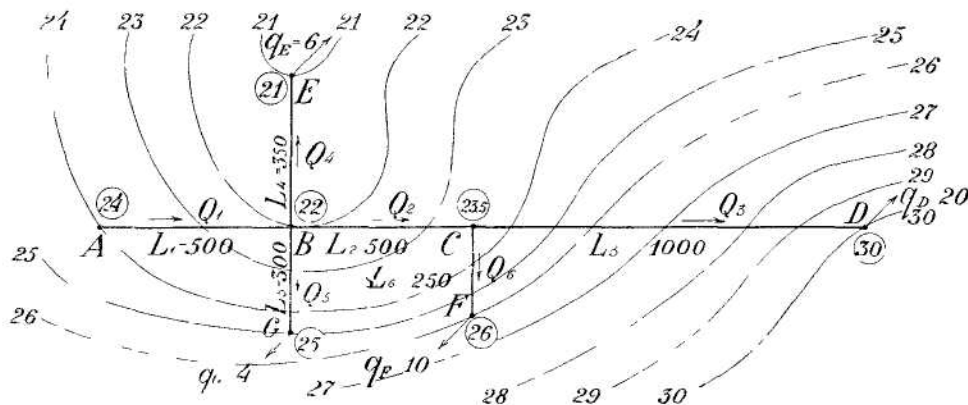
Подобным же образом рассчитываются ответвления BG и CF. Результаты вычислений собраны в таблицу.

Наименов. ответвлен.	L_1	Q_1	h'_{w_1}	$K_1^{2'}$	K_1^2	d_1	h_{w_1}	давление в конечной точке.
BE	300	20	7,12	16860	22310	150	5,38	$h_E = 6,74$
BG	500	15	7,12	18950	"	"	6,06	$h_G = 6,06$
CF	200	15	4,55	9870	"	"	2,02	$h_F = 7,53$

Весьма наглядное представление о падении напора вдоль участков сети дает перспективный черт. 220.

Если в точках G, E и F необходимо иметь давление точно равное 5 м, то для того, чтобы потерять весь избыточный напор, имеющийся на ответвлениях, последние надо сделать составными, как это указано в задаче № 138.

ЗАДАЧА № 144. Определить диаметры отдельных участков разомкнутой сети, изображенной на чертеже 221, при заданном давлении в начальной



Черт. 221.

точке A — $y_A = 3,5$ атм., так чтобы давления в конечных точках были бы не < 10 м. Числа на чертеже в кружках, дают отметки соответствующих точек в м.; расходы q_i — в $\frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ и длины L_i — в метрах.

При заданном давлении в начальной точке сети нельзя задавать скоростей, как это делалось в предыдущей задаче, так как сумма потерь напора вдоль ABCD задана.

Расчет магистрали ABCD. Сначала рассчитаем наиболее нагруженную линию — магистраль ABCD, а затем, определив давления в узлах В и С, рассчитаем ответвления.

Расходы отдельных участков магистрали:

$$Q_3 = 20; Q_2 = 20 + 10 = 30; Q_1 = 30 + 4 + 6 = 40.$$

Имея давление в начале линии $y_A = 35$ м. и в конце — $y_D = 10$ м. (по условию), определим величину допустимых потерь на линии ABCD:

$$\Sigma h_{w_1} = (y_A + z_A) - (y_D + z_D) = (35 + 24) - (10 + 30) = 19 \text{ м.}$$

Зная возможные потери и протяженность линии ABCD, найдем для нее средний пьезометрический уклон:

$$i_p = \frac{\Sigma h_{w_1}}{\Sigma L_i} = \frac{19}{500 + 500 + 1000} = 0,0095.$$

По этому среднему пьезометрическому уклону определим необходимые пропускные способности отдельных участков магистрали по формуле:

$$Q = K \sqrt{i_p}.$$

Имеем:

$$K_1^{2'} = \frac{Q_1^2}{i_p} = \frac{40^2}{0,0095} = 168\,400 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2$$

$$K_2^{2'} = \frac{Q_2^2}{i_p} = \frac{30^2}{0,0095} = 94\,780 \quad "$$

$$K_3^{2'} = \frac{Q_3^2}{i_p} = \frac{20^2}{0,0095} = 42\,200 \quad "$$

Теперь, обращаясь к таблице пропускных способностей (по Manning'у) подбираем сортаментные трубы с K_1 ближайшим бóльшим и ближайшим меньшим $K_1^{2'}$ и для принятых диаметров вычисляем потери на отдельных участках по формуле

$$h_{w_1} = \frac{Q_1 L_1}{K_1^{2'}}.$$

Все результаты подсчетов собраны в таблицу А.

Таблица А.

Наимен. участка.	L_1	Q_1	$K_1^{2'}$	$K_1^{2'} > K_1^{2'}$			$K_1^{2'} < K_1^{2'}$		
				$K_1^{2'}$	d_1	h_{w_1}	$K_1^{2'}$	d_1	h_{w_1}
AB	500	40	168400	213000	225	3,75	116000	200	6,90
BC	500	30	94780	116000	200	3,78	56200	175	8,01
CD	1000	20	42200	56200	175	7,12	24600	150	16,26

Из полученных шести значений для d_1 составляем все возможные комбинации (при n отдельных участках магистрали общее число комбинаций $= 2^n$) и для каждой комбинации определяем сумму потерь $-\sum h_{w_i}$. Результаты этих вычислений собраны в таблицу В.

Т а б л и ц а В.

№	d_1	d_2	d_3	h_{w_1}	h_{w_2}	h_{w_3}	$\sum h_{w_i}$
1	225	200	175	3,75	3,78	7,12	14,65
2	200	200	175	6,90	3,78	7,12	17,80
3	225	175	175	3,75	8,01	7,12	18,88
4	200	175	175	6,90	8,01	7,12	22,03
5	225	200	150	3,75	3,78	16,26	23,79
6	200	200	150	6,90	3,78	16,26	26,94
7	225	175	150	3,75	8,01	16,26	28,02
8	200	175	150	6,90	8,01	16,26	31,17

Из всех восьми комбинаций условиям задачи удовлетворяют только три комбинации: №№ 1, 2 и 3, как дающие суммарную потерю напора < 19 м. Гидравлически любая из этих трех комбинаций приемлема. Окончательный выбор делается на основании соображений экономического характера. Считая стоимость отдельных участков пропорциональной произведению $L_1 d_1$, останавливаемся на той комбинации, которая дает наименьшую сумму $\sum L_1 d_1$. Результаты этих подсчетов собраны в таблицу С.

Т а б л и ц а С.

№	d_1	d_2	d_3	$L_1 d_1$	$L_2 d_2$	$L_3 d_3$	$\sum L_1 d_1$
1	0,225	0,200	0,175	112,5	100,0	175,0	387,5
2	0,200	0,200	0,175	100,0	100,0	175,0	375,0
3	0,225	0,175	0,175	112,5	87,5	175,0	375,0

Из этой таблицы следует, что в экономическом отношении комбинации 2 и 3 равноценны. Окончательно останавливаемся на комбинации № 2, как требующей наименьшего напора (см. таблицу В).

Расчет ответвлений. Для примера рассчитаем ответвление ВГ
Расход ветви

$$Q = 4 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$$

Потеря напора на участке АВ — $h_{w_1} = 6,90$ м; следовательно, напор в точке В будет:

$$h_B = h_A - h_{w_1} = 35 - 24 - 6,90 = 52,10 \text{ м.}$$

Напор в конечной точке ветви

$$h_G = z_G + 10 = 25 + 10 = 35 \text{ м.}$$

Таким образом, напор, который должен быть потерян вдоль участка ВС

$$h'_{w_2} = h_B - h_G = 52,10 - 35 = 17,10 \text{ м.}$$

Требуемая пропускная способность ветви

$$K_{2'} = \frac{Q_{2'} L_2}{h_{w_2}} = \frac{4^2 \cdot 300}{17,10} = 280 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2.$$

Ближайшей большей пропускной способностью $K_{2'} = 610$ обладает труба диаметром $d = 75$ мм. Потеря напора вдоль ветви при этом диаметре

$$h_{w_2} = \frac{4^2 \cdot 300}{610} = 7,87 \text{ м}$$

и следовательно, давление в точке G

$$y_G = h_B - z_G - h_{w_2} = 52,10 - 25 - 7,87 = 19,23 \text{ м.}$$

Подобным же образом рассчитываются ветви ВЕ и СF. Результаты подсчетов собраны в таблицу D.

Таблица D.

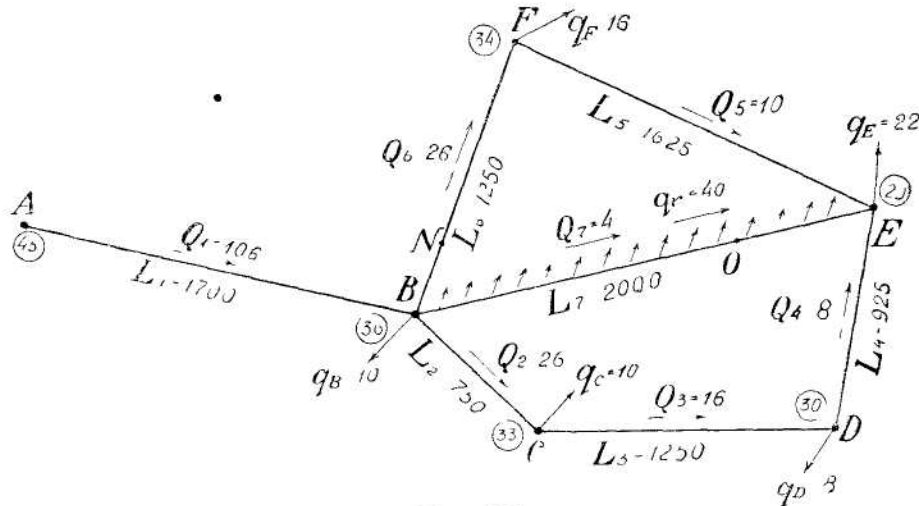
Наимен. ответвл.	L_1	Q_1	h'_{w_1}	$K_{1'}^2$	$K_{1'}^2$	d_1	h_{w_1}	Давление в конечной точке.
BG	300	4	17,10	280	610	75	7,87	$y_G = 19,23$
BE	350	6	21,10	597	610	75	20,66	$y_E = 10,44$
CF	250	10	12,32	2422	2850	100	8,77	$y_F = 15,05$

ЗАДАЧА № 145. Определить диаметры отдельных участков замкнутой сети, изображенной на чертеже 222, так чтобы давления в узловых точках сети были бы не < 15 м, если давление в начальной точке А сети $y_A = 4$ атм. В узлах В, С, D, Е, F имеются сосредоточенные расходы; участок ВЕ несет непрерывный равномерный расход $q_r = 40 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$. Цифры в кружках указывают отметки узловых точек в м. Длины участков указаны также в м.

Способ расчета замкнутой сети заключается в следующем: внутренняя линия (в нашей задаче линия ВЕ) выбрасывается, оставшаяся внешняя линия

размыкается и затем производится расчет уже разомкнутой сети теми приемами которые изложены в предыдущих задачах.

Наметим питание точки Е таким образом, чтобы сеть была бы нагружена по возможности равномерно. Пусть точка Е, расход которой $q_E = 22 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$, питается с трех сторон: со стороны F — $10 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$, со стороны D — $8 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ и со стороны В — $4 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$. Теперь выбрасываем линию ВЕ из заданной сети и принимаем за точку раздела точку Е, т. е. размыкаем заданную сеть в точке Е. В результате этих операций мы



Черт. 222

получим две разомкнутых сети: одна—ABCDE, а другая BFE (или ABFE и BCDE), каждую из которых подсчитаем подобно тому, как это делалось в задачах № 143 и 144. Начнем с линии ABCDE, как наиболее длинной.

При нашем предположении относительно питания раздельной точки Е, расходы отдельных участков магистрали ABCDE будут:

$$\begin{aligned} Q_1 &= 8; \\ Q_1 - 8 \quad 8 &= 16; \\ Q_2 &= 16 \quad 10 = 26; \\ Q_1 = \Sigma q_1 \quad q_F &= 22 + 8 \quad 10 + 10 \quad 16 + 40 = 106. \end{aligned}$$

Так как давление в точке Е должно быть не менее 15 м, то величина возможных потерь напора вдоль линии ABCDE определится:

$$\Sigma h_{w_1} = (y_A + z_A) - (y_E + z_E) = (40 + 45) - (15 + 29) = 41 \text{ м.}$$

и средний пьезометрический уклон линии ABCDE

$$i_p = \frac{\Sigma h_{w_1}}{\Sigma L} = \frac{41}{1700 + 750 + 1250 + 925} = 0,00886$$

Теперь, по среднему пьезометрическому уклону и заданным расходам определим требуемые пропускные способности отдельных участков:

$$\begin{aligned} K_1^{2'} &= \frac{106^2}{0,00886} = 1\,270\,000 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2 \\ K_2^{2'} &= \frac{26^2}{0,00886} = 76\,300 \quad , \\ K_3^{2'} &= \frac{16^2}{0,00886} = 28\,900 \quad , \\ K_4^{2'} &= \frac{8^2}{0,00886} = 7\,225 \quad , \end{aligned}$$

Далее, по таблице пропускных способностей (по Kutter'у) подбираем трубы с $K_1^{2'}$ ближайшим большим и ближайшим меньшим $K^{2'}$ и для принятых диаметров вычисляем потери напора на отдельных участках магистрали по формуле

$$h_{w_1} = \frac{Q_1^2 L_1}{K_1^2}.$$

Результаты всех этих вычислений собраны в таблице А.

Из полученных 8 значений для d составим все возможные комбинации, каковых в данном случае будет $2^4 = 16$ и для каждой комбинации определим сумму потерь Σh_{w_i} . Результаты всех вычислений приведены в таблице В.

Из этой таблицы следует, что условиям задачи удовлетворяют только комбинации 1, 2, 3, 5 и 7, ибо только эти пять комбинаций дают потери меньше 41 м. Значит, с гидравлической точки зрения каждая из этих пяти комбинаций возможна. Окончательный выбор сделаем на основании экономических соображений, полагая, что стоимость сети пропорциональна $\Sigma L_i d_i$. Подсчет, произведенный в этом направлении (см. таблицу С), показывает, что наиболее экономичной должна быть комбинация № 2.

Итак окончательно выбираем:

$$d_1 = 300; d_2 = 200; d_3 = 175; d_4 = 125.$$

При этом, давление в раздельной точке будет:

$$y_E = h_A - z_A - \Sigma h_{w_i} = 85 - 29 - 36,68 = 19,32 \text{ м.}$$

Если такое давление в точке Е можно допустить, то останавливаемся окончательно на принятых выше диаметрах; если в точке Е необходимо держать давление точно равное 15 м, то один из участков линии можно сделать составным из двух диаметров (задача № 138).

Предположим, что y_E должно быть = 15 м; тогда в линии ABCDE мы должны потерять не 36,68 м, а весь имеющийся избыточный напор, т. е. 41 м. Сделаем участок CD составным: для части CM участка CD примем $d_1' = 175$ мм. и обозначим длину CM через l ; тогда часть MD = $L_4 - l$; ее диаметр возьмем $d_4'' = 150$ мм. Потери на участке CD должны быть:

$$h_{CD}' = h_{w_3} + 19,32 - 15 = 6,08 \quad | \quad 19,32 - 15 = 10,40 \text{ м.}$$

Таблица А.

Наимен участка	L_1	Q_1	$K_1^{2/}$	$K_1^{2/} > K_1^{2/}$			$K_1^{2/} < K_1^{2/}$		
				$K_1^{2/}$	d_1	h_{w_1}	$K_1^{2/}$	d_1	h_{w_1}
ED	925	8	7225	8072	125	3,34	2314	100	25,60
DC	1250	16	28900	52530	175	6,08	22310	150	14,32
CB	750	26	76300	110030	200	4,61	52530	175	9,65
BA	1700	106	1270000	2379000	350	8,03	1024000	300	18,65

Таблица В.

№	d_1	d_2	d_3	d_4	h_{w_1}	h_{w_2}	h_{w_3}	h_{w_4}	Σh_{w_i}
1	350	200	175	125	8,03	4,61	6,08	7,34	26,06
2	300	200	175	125	18,65	4,61	6,08	7,34	36,68
3	350	175	175	125	8,03	9,65	6,08	7,34	31,10
4	300	175	175	125	18,65	9,65	6,08	7,34	41,72
5	350	200	150	125	8,03	4,61	14,32	7,34	34,30
6	300	200	150	125	18,65	4,61	14,32	7,34	44,92
7	350	175	150	125	8,03	9,65	14,32	7,34	39,34
8	300	175	150	125	18,65	9,65	14,32	7,34	49,96
9	350	200	175	100	8,03	4,61	6,08	25,60	44,32
10	300	200	175	100	18,65	4,61	6,08	25,60	54,94
11	350	175	175	100	8,03	9,65	6,08	25,60	49,36
12	300	175	175	100	18,65	9,65	6,08	25,60	59,98
13	350	200	150	100	8,03	4,61	14,32	25,60	52,56
14	300	200	150	100	18,65	4,61	14,32	25,60	63,18
15	350	175	150	100	8,03	9,65	14,32	25,60	57,60
16	300	175	150	100	18,65	9,65	14,32	25,60	68,22

Таблица С.

№	$L_1 d_1$	$L_2 d_2$	$L_3 d_3$	$L_4 d_4$	$\Sigma L_1 d_1$
1	595	150	219	116	1080
2	510	150	219	116	995
3	595	131	219	116	1061
5	595	150	188	116	1049
7	595	131	188	116	1030

Длину l определим из уравнения (задача № 138):

$$10,40 = 16^2 \left(\frac{1}{52\,530} + \frac{1250-l}{22\,310} \right)$$

Откуда $l = 600$ м. и следовательно

$$L, - l = 1250 - 600 = 650 \text{ м.}$$

Теперь рассчитаем ветвь ВFE. Расходы отдельных участков ветви:

$$Q_5 = 10; Q_6 = 10 + 16 = 26.$$

Напор в точке В:

$$h_B = h_A - h_{w1} = 85 - 18,65 = 66,35 \text{ м.}$$

Следовательно, напор, который должен быть потерян в линии ВFE:

$$\Sigma h_{w1} = h_B - (y_E + z_E) = 66,35 - (15 + 29) = 22,35 \text{ м.}$$

Средний пьезометрический уклон линии ВFE:

$$i_p = \frac{22,35}{1250 + 1625} = 0,00776.$$

Требуемые пропускные способности участков:

$$K_{5'} = \frac{10^2}{0,00776} = 12\,900 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2$$

$$K_{6'} = \frac{26^2}{0,00776} = 87\,100 \text{ "}$$

Далее, по примеру предыдущих расчетов составляем таблицу D.

Т а б л и ц а D.

Наимен участка	L_1	Q_1	$K_{1'}^2$	$K_{1'}^2 > K_{1''}^2$			$K_{1'}^2 < K_{1''}^2$		
				$K_{1'}^2$	d_1	h_{w1}	$K_{1''}^2$	d_1	h_{w1}
BF	1250	26	87 100	110 030	200	7,68	52 530	175	16 05
FE	1625	10	12 900	22 310	150	7,28	8 072	125	20 60

Не трудно видеть, что из 4 возможных комбинаций приемлема только одна: $d_1 = 150$ и $d_6 = 200$, которая дает потери напора

$$\Sigma h_{w1} = 7,68 + 7,28 = 14,96 < 22,35.$$

Так как давление в точке E должно точно равняться 15 м, а при выбранных диаметрах оно получается > 15 м, то участок BF сети при-

дется сделать составным: часть BN длиной l примем $d_6' = 200$, а часть NF, длиной $(L_6 - l) - d_6'' = 175$.

Участок BF должен погасить избыток напора

$$22,35 - 14,96 = 7,39 \text{ м,}$$

т. е. потери напора на этом участке должны быть:

$$h_{w_6} = 7,68 + 7,39 = 15,07 \text{ м.}$$

Длину l найдем из уравнения:

$$15,07 = 26^2 \left(\frac{1}{110\,030} + \frac{1250 - l}{52\,530} \right)$$

Откуда

$$l = 150 \text{ м; } L_6 - l = 1250 - 150 = 1100 \text{ м.}$$

Теперь остается подсчитать линию BE. Эта линия должна пропустить транзитный расход $Q_7 = 4$ и непрерывный $q_r = 40$. Потери на этом участке должны быть такими же, как и на линии BFE, т. е. $h_{w_7} = 22,35$ м.

Для определения диаметра d_7 воспользуемся формулой задачи № 127. Имеем:

$$\frac{q_i}{q_t} = \frac{40}{4} = 10,$$

следовательно, требуемая пропускная способность определяется формулой:

$$K_7^2 = \frac{q_t^2 L_7}{h_{w_7}} \left(1 + \frac{q_r}{q_t} + \frac{1}{3} \frac{q_r^2}{q_t^2} \right) = \\ = \frac{4^2 \cdot 2000}{22,35} \left(1 + \frac{40}{4} + \frac{1}{3} \cdot \frac{40^2}{4^2} \right) = 63\,500 \left(\frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)^2$$

Ближайшей большей пропускной способностью обладает диаметр $d_7 = 200$. Очевидно, если этот диаметр поставить вдоль всей линии BE, то давление в ее конце будет больше 15 м. Чтобы понизить давление у E до 15 м. необходимо диаметр $d_7' = 200$ поставить лишь на части ВО линии, а на прочей части взять $d_7'' = 175$. Пусть длина ВО будет l , тогда длина OE будет $L_7 - l$. Длину l определим из уравнения для потери напора в двух последовательно соединенных трубах разных диаметров с непрерывным и транзитным расходами.

$$h_{w_7} = \frac{q_{t_1}^2 l}{K_{7_1}^2} \left(1 + \frac{q_{r_1}}{q_{t_1}} + \frac{1}{3} \frac{q_{r_1}^2}{q_{t_1}^2} \right) + \frac{q_{t_2}^2 (L_7 - l)}{K_{7_2}^2} \left(1 + \frac{q_{r_2}}{q_{t_2}} + \frac{1}{3} \frac{q_{r_2}^2}{q_{t_2}^2} \right) \dots (*)$$

где все величины, относящиеся к участку ВО, обозначены индексом 1 внизу, а относящиеся к участку ОЕ — индексом 2 внизу. Очевидно

$$\begin{aligned} q_{r_1} &= \frac{q_r l}{L_r} = \frac{40 \cdot l}{2000} = \frac{l}{50}, \\ q_{r_2} &= \frac{q_r (L_r - l)}{L_r} = \frac{40 (2000 - l)}{2000} = \frac{2000 - l}{50}, \\ q_{t_1} &= q_t + q_{r_2} = 4 + \frac{2000 - l}{50} = \frac{2200 - l}{50}, \\ q_{t_2} &= q_t = 4, \\ \frac{q_{r_1}}{q_{t_1}} &= \frac{l}{2200 - l}, \quad \frac{q_{r_2}}{q_{t_2}} = \frac{2000 - l}{200}. \end{aligned}$$

Подставляя численные значения в уравнение (*), получим:

$$\begin{aligned} 22,35 &= \frac{1 (2200 - l)^2}{50^2 \cdot 110030} \left[1 + \frac{l}{2200 - l} - \frac{1}{3} \cdot \frac{l^2}{(2200 - l)^2} \right] + \\ &+ \frac{4^2 \cdot (2000 - l)}{52530} \left[1 + \frac{2000 - l}{200} - \frac{1}{3} \frac{(2000 - l)^2}{200^2} \right] \end{aligned}$$

Решая это уравнение, получим:

$$l = 295; L_r - l = 1705.$$

Таким образом, окончательно сеть будет составлена так (см. таблицу Е):

Т а б л и ц а Е.

Участок	AB	BC	CM	MD	DE	BN	NF	FE	BO	OE
длина	1700	750	600	650	925	150	1100	1625	295	1705
диаметр	300	200	175	150	125	200	175	150	200	175

Движение в открытых руслах.

Настоящая глава посвящена рассмотрению вопросов равномерного и безнапорного движения жидкости. Сюда относится движение в искусственных открытых каналах, а также движение в канализационных и дренажных трубах.

1. Основные формулы. Введем следующие обозначения (чертеж 223):

b — ширина канала по дну,
 h — глубина воды в канале

или наполнение,

$m = \frac{e}{h} = \text{ctg} \varphi$ — боковые откосы канала.

Тогда будем иметь:

площадь живого сечения канала

$$\omega = (b + mh) h \dots \dots \dots (1)$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h \sqrt{1 + m^2} \dots \dots \dots (2)$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} \dots \dots \dots (3)$$

Для упрощения расчетов по формуле (2) приведена таблица № 1.

ТАБЛИЦА № 1.

m	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
$2\sqrt{1+m^2}$	2,24	2,50	2,82	3,20	3,60	4,32	4,48	5,38	6,32

Основное уравнение, которое было приведено в главе VI о движении жидкости в длинных напорных трубопроводах, в равной мере применимо и для открытых каналов, с тем, однако, что под i_p в нем нужно под-

разумевать уклон i дна канала. Действительно, в случае равномерного движения жидкости в прямолинейном, призматическом канале с постоянной шероховатостью стенок и с постоянным уклоном дна i , пьезометрический уклон i_p совпадает с уклоном свободной поверхности, а этот последний равен уклону дна канала, т. е. $i_p = i$.

Полагая в уравнении (9) главы VI $i_b = i$, получим основное уравнение равномерного движения в открытых руслах:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} \quad (4)$$

Напомним, что в этом уравнении: Q — расход, R — гидравлический радиус, i — уклон дна канала и C — коэффициент, зависящий от формы, размеров и шероховатости стенок канала.

Так как $Q = \omega v$, где v — средняя скорость движения, то уравнение (4) поделив на ω , можно представить в таком виде:

$$v = C \sqrt{Ri} \quad (5)$$

Уравнение (5) известно в гидравлике под названием формулы Chezy. Величина

$$K = \omega C \sqrt{R} \quad (6)$$

по аналогии с трубопроводами, называется пропускной способностью канала или модулем расхода (по Павловскому). Вводя в уравнение (4) пропускную способность, можно его переписать так:

$$Q = K \sqrt{i} \quad (7)$$

Из уравнения (7) легко видеть, что пропускная способность канала есть не что иное, как расход канала при уклоне его дна равном единице; следовательно, K имеет измерение расхода.

2. Формулы для определения коэффициента C . Для определения коэффициента C различными авторами предложен целый ряд эмпирических формул, при чем в некоторых из них C ставится в зависимость только от гидравлического радиуса и степени шероховатости стенок канала, в других же, кроме того учитывается влияние уклона дна канала.

Здесь приводятся главнейшие из существующих формул.

1°. Формула Kutter'a („старая“):

$$C = \frac{100}{1 + \frac{k}{\sqrt{R}}} \quad (\text{метры}) \quad (8)$$

где k — коэффициент, определяющий шероховатость стенок канала и берется из таблицы № 2.

Формула Kutter'a имеет большое применение в канализационной практике и, как упоминалось выше, в водопроводном деле.

2°. Формула Ganguillet-Kutter'a.

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{i} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (\text{метры}) \quad (9)$$

ТАБЛИЦА № 2
значений k в „старой“ формуле Kutter'a.

№	Р О Д С Т Е Н К И.	k
1	Наиболее чистая цементная штукатурка (исключительной гладкости) . .	0,12
2	Весьма тщательно строганные доски; гладкая штукатурка (из чистого цемента)	0,15
3	Строганные доски	0,20
4	Обыкновенные (нестроганные) доски, обыкновенная штукатурка. Весьма тщательная кирпичная и тесовая кладка. Водопроводные трубы, прослужившие некоторое время, но без заметной инкрустации	0,25
5	Кирпичная и тесовая кладка. Ряжевые стенки. Цементные и кирпичные стенки (каналы и трубы) Водопроводные трубы с инкрустацией, водостоки	0,30—0,35
6	Кладка из околотых камней на растворе; старая грубая кирпичная кладка	0,45
7	Хорошая бутовая кладка с частью заиленным дном	0,55
8	Мостовая	0,55—0,75
8а	Грубая (бутовая) кладка с заиленным дном	0,75
9	Старая (местами расстроенная) каменная кладка с заиленным дном, но без мха и растительности	1,00
10	Каналы в скалистом грунте, мало заросшие, при ширине дна менее 1,5 метров	1,25
10а	Земляные каналы с весьма правильными и хорошо устроенными откосами, без растений	1,50
11	Земляное русло с заиленным или каменистым дном, мало заросшие русла (каковы многие реки и ручьи). при ширине по дну более 2 метров	1,75
11а	Сухая кладка в плохом состоянии, при заросшем и покрытом мхом русле. Каналы в землистом грунте в худшем состоянии, заметно заросшие (при ширине по дну не более 1,5 метра)	2,00
12	Каналы весьма плохо содержимые, сильно заросшие (ширина дна менее 1,5 метра). Естественные потоки с гравелистым руслом	2,50

$$C = \frac{41,66 + \frac{1,811}{n} + \frac{0,00281}{i}}{1 + \left(41,66 + \frac{0,00281}{i} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \text{ (фут.)} \dots \dots \dots (9')$$

$$C = \frac{15,73 + \frac{0,684}{n} + \frac{0,00106}{i}}{1 + \left(15,73 + \frac{0,00106}{i} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \text{ (саж.)} \dots \dots \dots (9'')$$

Во всех этих формулах коэффициент n учитывает шероховатость стенок канала и берется из таблицы № 3, при чем категории шероховатости, отмеченные в таблице звездочкой, даны авторами формулы, а остальные категории — предложены позднейшими экспериментаторами; i — уклон канала.

ТАБЛИЦА № 3
значений n в формуле Gauguillet-Kutter'a.

№	Р О Д С Т Е Н К И.	n	$\frac{1}{n}$
1	Поверхности, покрытые эмалью или глазурью. Весьма тщательно остроганные доски, хорошо пригнанные	0,009	111,1
2	*Строганные доски. Штукатурка из чистого цемента	0,010	100,0
3	Цементная штукатурка ($\frac{1}{2}$ песку). Чистые (новые) гончарные, чугунные и железные трубы, хорошо уложенные и соединенные . .	0,011	90,9
4	*Нестроганные доски, хорошо пригнанные. Водопроводные трубы в нормальных условиях, без заметной инкрустации; весьма чистые водосточные трубы, весьма хорошая бетонировка	0,012	83,3
5	*Тесовая кладка, весьма хорошая кирпичная кладка. Водосточные трубы в нормальных условиях; несколько загрязненные водопроводные трубы. Нестроганные доски, не вполне тщательно пригнанные	0,013	76,9
6	„Загрязненные“ трубы (водопроводные и водосточные); средняя кирпичная кладка; бетонировка каналов в средних условиях	0,014	71,4
7	Грубая кирпичная кладка; каменная кладка (не тесовая) с чистой отделкой поверхностей, при ровном постелистом камне. Чрезвычайно загрязненные водостоки. Брезент по деревянным рейкам	0,015	66,7
8	*Обыкновенная бутовая кладка в удовлетворительном состоянии; старая (расстроенная) кирпичная кладка; сравнительно грубая бетонировка. Гладкая, весьма хорошо разработанная скала	0,017	58,8
9	Каналы, покрытые толстым, устойчивым илистым слоем; каналы в плотном лессе и плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой (при всем том—в безукоризненном состоянии) . .	0,018	55,6
10	Очень грубая бутовая кладка; сухая кладка из крупных камней; булыжная мостовая. Каналы, чисто высеченные в скале. Каналы в лессе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии)	0,020	50,0
11	Мостовая из крупного рваного камня, с резко выступающими углами; каналы в скале при посредственной обработке поверхности; каналы в лессе, гравии, земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) илистой пленкой. Большие земляные каналы, находящиеся в условиях содержания и ремонта выше средних	0,0225	44,4
12	*Большие земляные каналы в средних условиях содержания и ремонта и малые—в хороших. Реки и ручьи в благоприятных условиях (со свободным течением, без засорения и значительных водорослей)	0,025	40,0
13	Земляные каналы: большие—в условиях ниже среднего, малые—в средних	0,0275	36,4
14	*Каналы и реки в сравнительно плохих условиях (напр. местами с водорослями и булыжником или заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов и т. д.)	0,030	33,3
15	Каналы и реки, находящиеся в весьма плохих условиях, с неправильным профилем, значительно засоренные камнями и водорослями и проч.	0,035	28,6
16	То же—в исключительно плохих условиях (обломки скалы и крупные камни по руслу, густые корни, значительные промоины и обвалы, заросли камыша)	0,040 ¹⁾	25,0

1) В некоторых случаях этот коэффициент может доходить до 0,050.

Можно отметить, что при составлении проекта орошения Голодной и Даль-
верзинской Степей для коэффициента n были приняты следующие значения ¹⁾:

Бетонная обделка	. . . 0,014
Лесс в больших каналах	. . . 0,0225
Лесс в распределительной сети	. . . 0,025
Галька	. . . 0,025

Необходимо отметить, что когда уклон дна канала значителен ($i > 0,0005$) влияние уклона в формуле Ganguillet-Kutter'a невелико и для определения C можно пользоваться „сокращенной“ формулой Ganguillet-Kutter'a, которая имеет вид (метры):

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23n}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (10)$$

Полная формула Ganguillet-Kutter'a имеет широкое применение при расчете ирригационных систем (Англия, Америка, Германия, Россия), „сокращенная“ же — в канализационной практике.

3° Формула Bazin'a („новая“).

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ (метры) } \dots \dots \dots (11)$$

$$C = \frac{157,6}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ (футы) } \dots \dots \dots (11')$$

$$C = \frac{59,6}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ (сажени) } \dots \dots \dots (11''),$$

где γ — коэффициент, учитывающий шероховатость стенок канала. Значения γ приведены в таблице № 4.

Формула Bazin'a применяется, главным образом, во Франции. В России формула Bazin'a была предложена проф. Б. А. Бахметевым. Проф. Н. Н. Павловский ²⁾, отдает некоторое предпочтение формуле Ganguillet-Kutter'a.

¹⁾ „Основные расчетные нормы, принятые в проекте“ под редакцией Инж. Г. К. Ризен-
кампа 1914 г.

²⁾ Проф. Н. Н. Павловский. Гидравлический справочник, стр. 104.

ТАБЛИЦА № 4
значений γ в формуле Bazin'a.

Р О Д С Т Е Н К И	γ м.	γ фут	γ сак
1. Очень гладкие стенки (цементная штукатурка, строганные доски)	0,06	0 11	0 041
2. Гладкие стенки (доски, кирпич, гесовая кладка)	0,16	0,29	0,110
3. Бутовая (чистая) кладка	0,46	0,83	0 315
4. Промежуточная категория (грубая бутовая кладка, очень правильные стенки в плотном земляном грунте, замощенные стенки)	0,85	1,54	0 58
5. Земляные стенки в обычном состоянии	1,30	2 36	0,89
6. Земляные стенки, представляющие исключительное сопротивление	1,75	3 17	1 20

Связь между коэффициентами k , n и γ в формулах Kutter'a, Ganguillet-Kutter'a и Bazin'a следующая ¹⁾:

k	0,15	0,25	0,55	1,50	1,75	2 00
n	0,011	0,012 — 0,013	0,017	—	0,025	0,030
γ	0 06	0 16	0 46	0 85	1,30	1,75

Между коэффициентами k и n в формуле Kutter'a и „сокращенной“ формуле Ganguillet-Kutter'a существует следующая связь:

k	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
n	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016

4° Показательная формула Manning'a.

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \text{ (метры), (12)}$$

где n — тот же коэффициент шероховатости, что и в формуле Ganguillet-Kutter'a (таблица № 3).

Эта формула уже приводилась в главе о движении жидкости в напорных трубопроводах, так как наибольшее распространение она получила в водопроводном деле.

5°. Значительно позже Forchheimer предложил формулу в следующем виде:

$$C = \frac{1}{n} R^{0.2} \text{ (13)}$$

¹⁾ Schoklitsch. Graphische Hydraulik, стр. 13, 1923 г.

6°. В самое последнее время проф. Н. Н. Павловский предложил для открытых каналов следующую показательную формулу ¹⁾:

$$C = \frac{1}{n} R^y \text{ (метры), (14)}$$

где

$$y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,10), \text{ (15)}$$

при чем n имеет те же значения, что и в формуле Ganguillet-Kutter'a. Свою формулу проф. Павловский рекомендует для открытых каналов при $0,1 \leq R \leq 3$ (метры). Формулу (15) проф. Павловский несколько упрощает, давая показателю y следующие сокращенные назначения:

при $0,1 \leq R < 1$

$$y = 1,5 \sqrt{n} \text{ (16)}$$

при $1 < R \leq 3$

$$y = 1,3 \sqrt{n} \text{ (17)}$$

Для упрощения расчетов по формуле (14) ниже приведена таблица № 5 значений показателя y при различных n для $0,1 \leq R \leq 3$ (метры).

Помимо этого ниже приведены значения C , вычисленные по формуле Ganguillet-Kutter'a в таблице № 6, по формуле Bazin'a — в таблице № 7, по формуле Manning'a — в таблице № 8 и в конце книги график № 1 для определения C по формуле Ganguillet-Kutter'a полной и сокращенной, график № 2 — по Bazin'у и график № 3 — по Павловскому ²⁾.

3. Гидравлически наивыгоднейший профиль. В уравнении (4) величины ω , C и R могут быть выражены в зависимости от b и h и, таким образом, Q будет также функцией b и h . При заданных Q , i , m и γ (или n) бесчисленное множество профилей удовлетворяет уравнению (4), так как две неизвестных b и h связаны только одним уравнением. Для того, чтобы сделать задачу определенной можно ввести те или иные добавочные условия. Например, можно искать профиль, удовлетворяющий уравнению (4) и требующий при заданных Q , i , m и γ наименьших земляных работ, т. е. требующий minimum'a ω . Профиль, удовлетворяющий этим условиям, называется гидравлически наивыгоднейшим. Элементы этого профиля определяются следующими формулами:

¹⁾ Формула проф. Павловского еще не опубликована и любезно предоставлена автором для напечатания в этой книге.

²⁾ Таблица № 5 и график № 3 любезно предоставлены нам проф. Павловским.

ТАБЛИЦА № 5

значений показателя y в формуле проф. Н. Н. Павловского

$$C - \frac{1}{n} R^y \quad (\text{стр.})$$

$$y = 2,5 \sqrt[n]{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt[n]{R} (\sqrt[n]{n} - 0,10).$$

$\begin{matrix} n \\ R \text{ стр} \end{matrix}$	0,010	0,013	0,015	0,017	0,020	0,0225	0,025	0,0275	0,030	0,0325	0,035	0,0375	0,040
0,10	0,120	0,152	0,171	0,189	0,214	0,233	0,251	0,269	0,286	0,305	0,318	0,332	0,346
0,20	0,120	0,151	0,168	0,186	0,210	0,228	0,246	0,263	0,279	0,296	0,309	0,323	0,337
0,40	0,120	0,149	0,165	0,182	0,204	0,221	0,238	0,254	0,268	0,283	0,297	0,309	0,323
0,60	0,120	0,147	0,163	0,179	0,200	0,216	0,232	0,247	0,261	0,275	0,288	0,299	0,312
0,80	0,120	0,146	0,161	0,176	0,196	0,211	0,227	0,241	0,254	0,268	0,280	0,291	0,303
1,00	0,120	0,145	0,159	0,173	0,193	0,207	0,222	0,235	0,248	0,261	0,273	0,284	0,295
1,50	0,120	0,141	0,155	0,168	0,184	0,199	0,212	0,224	0,236	0,247	0,258	0,268	0,278
2,00	0,120	0,140	0,152	0,164	0,178	0,192	0,204	0,215	0,225	0,236	0,246	0,255	0,264
2,50	0,120	0,139	0,150	0,160	0,174	0,185	0,197	0,206	0,216	0,226	0,235	0,243	0,251
3,00	0,120	0,137	0,147	0,156	0,169	0,180	0,190	0,199	0,208	0,217	0,225	0,232	0,240

ТАБЛИЦА № 6
значений коэффициента С по формуле
Ganguillet - Kutter'a

$$C = \frac{23 \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \left(23 \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \text{ (мтр.)}$$

n	i	0,000025	0 00005	0 0001	0 0002	0,0004	0 001	0 01
	R мтр							
0 010	0 05	38	44	51	54	56	57	58
	0,10	49	56	61	65	68	70	71
	0 20	63	70	74	77	78	79	80
	0 30	72	77	81	84	85	86	86
	0,50	83	86	88	90	91	91	91
	1,00	100	100	100	100	100	100	100
	2,00	115	111	109	107	106	105	105
	3 00	124	117	113	111	110	109	108
	5,00	134	123	118	115	113	112	111
	15,00	151	135	125	121	118	117	116
0 013	0 05	23	31	35	38	40	41	42
	0,10	36	40	44	47	49	50	51
	0,20	46	50	53	56	58	59	59
	0,30	53	57	60	63	64	64	65
	0 50	62	65	67	69	69	70	70
	1 00	77	77	77	77	77	77	77
	2 00	90	87	85	84	83	82	82
	3 00	99	94	89	88	87	86	85
	5,00	108	100	93	91	90	89	88
	15,00	125	114	102	98	96	94	92
0 017	0 05	19	22	24	26	28	29	29
	0 10	25	29	32	34	35	36	36
	0 20	34	37	39	41	42	42	43
	0,30	40	43	45	46	47	47	48
	0,50	47	49	50	51	51	52	52
	1 00	58	58	58	58	58	58	58
	2 00	71	69	67	66	65	64	64
	3,00	78	74	71	70	69	68	68
	5 00	87	79	75	73	72	71	70
	15,00	105	90	83	79	77	76	75
0 020	0,05	15	18	20	21	23	23	24
	0 10	21	23	25	28	29	29	30
	0,20	28	30	32	34	35	36	36
	0 30	33	35	37	38	39	40	40
	0,50	40	41	42	43	43	44	44
	1,00	50	50	50	50	50	50	50

n	$\frac{i}{R_{\text{мтр.}}}$	0,000025	0,00005	0,0001	0,0002	0,0004	0,001	0 01
0,020	2,00	61	59	57	56	56	55	55
	3,00	69	64	61	59	59	58	58
	5,00	76	70	66	63	62	61	61
	15,00	94	81	74	70	68	67	66
0,025	0,05	12	13	15	16	17	18	18
	0,10	17	18	19	20	21	22	22
	0,20	22	23	24	25	26	27	27
	0,30	26	28	29	30	30	31	31
	0,50	31	32	33	34	34	35	35
	1,00	40	40	40	40	40	40	40
	2,00	50	48	47	46	45	45	45
	3,00	56	53	51	49	48	48	47
	5,00	64	59	54	53	52	51	50
	15,00	81	71	63	59	57	56	55
0,030	0,05	10	11	12	13	13	14	14
	0,10	13	14	15	16	17	18	18
	0,20	18	19	19	20	21	22	22
	0,30	21	22	23	24	24	25	25
	0,50	25	26	27	27	28	29	29
	1,00	33	33	33	33	33	33	33
	2,00	42	41	40	40	39	38	38
	3,00	48	45	43	42	42	41	41
	5,00	56	51	47	45	44	43	43
	15,00	72	62	55	52	51	49	48
0,035	0,05	8	9	9	10	10	11	11
	0,10	11	12	12	13	13	14	14
	0,20	15	16	16	17	17	18	18
	0,30	18	19	19	20	20	21	21
	0,50	22	23	23	23	24	24	24
	1,00	29	29	29	29	29	29	29
	2,00	36	35	34	34	33	33	33
	3,00	42	40	38	37	36	36	36
	5,00	49	45	43	42	41	40	39
	15,00	65	56	51	47	45	44	43
0,040	0,05	6	7	7	8	8	9	9
	0,10	9	10	11	11	12	12	12
	0,20	13	14	14	15	15	16	16
	0,30	15	16	17	18	18	18	18
	0,50	19	19	20	20	21	21	21
	1,00	25	25	25	25	25	25	25
	2,00	32	31	31	30	30	29	29
	3,00	37	35	34	33	33	32	32
	5,00	44	41	39	38	37	36	35
	15,00	59	52	46	43	42	41	40

ТАБЛИЦА № 7
значений коэффициента С по формуле Bazin'a

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (\text{мтр.})$$

$\gamma \backslash R \text{ мтр.}$	0,06	0,16	0,46	0,85	1,30	1,75
0,05	68,5	50,7	28,4	18,1	12,8	9,9
0,06	69,8	52,6	30,2	19,4	13,8	10,7
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15,5	12,1
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,3
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4
0,13	74,6	60,2	38,2	25,9	18,9	14,9
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,3
0,15	75,3	61,5	39,7	27,2	19,9	15,8
0,16	75,6	62,1	40,5	27,8	20,4	16,2
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6
0,18	76,2	63,2	41,8	29,0	21,4	17,0
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21,8	17,3
0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,3	17,7
0,21	76,9	64,5	43,5	30,5	22,7	18,1
0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4
0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7
0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0
0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24,2	19,3
0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6
0,27	78,0	66,5	46,1	33,0	24,8	19,9
0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20,2
0,29	78,3	67,0	46,9	33,7	25,5	20,5
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7
0,31	78,5	67,6	47,6	34,3	26,1	21,0
0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2
0,33	78,8	68,0	48,2	35,1	26,7	21,5
0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7
0,35	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0
0,36	79,1	68,6	49,2	36,0	27,5	22,2
0,37	79,2	68,8	49,5	36,3	27,7	22,4
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3
0,42	79,6	69,7	50,9	37,6	28,9	23,5
0,43	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7
0,44	79,7	70,1	51,4	38,1	29,4	23,9

γ R мтр.	0,06	0,16	0,46	0,85	1,30	1,75
0.45	79.8	70.2	51.6	38.4	29.6	24.1
0.46	79.9	70.4	51.8	38.6	29.8	24.3
0.47	80.0	70.5	52.0	38.8	30.0	24.5
0.48	80.0	70.6	52.3	39.1	30.2	24.7
0.49	80.1	70.8	52.5	39.3	30.4	24.8
0.50	80.2	70.9	52.7	39.5	30.6	25.0
0.55	80.4	71.5	53.7	40.5	31.6	25.9
0.60	80.7	72.1	54.6	41.4	32.5	26.7
0.65	80.9	72.6	55.4	42.3	33.3	27.4
0.70	81.1	73.0	56.1	43.1	34.1	28.1
0.75	81.3	73.4	56.8	43.9	34.8	28.8
0.80	81.5	73.8	57.4	44.6	35.5	29.4
0.85	81.7	74.1	58.0	45.2	36.1	30.0
0.90	81.8	74.4	58.6	45.9	36.7	30.6
0.95	81.9	74.7	59.1	46.5	37.3	31.1
1.00	82.0	75.0	59.6	47.0	37.8	31.6
1.10	82.2	75.4	60.5	48.0	38.8	32.6
1.20	82.4	75.9	61.3	48.9	39.7	33.5
1.30	82.6	76.3	62.0	49.8	40.6	34.3
1.40	82.8	76.6	62.6	50.6	41.4	35.1
1.50	82.9	76.9	63.2	51.3	42.2	35.8
1.60	83.0	77.2	63.8	52.0	42.9	36.5
1.70	83.1	77.5	64.3	52.6	43.6	37.1
1.80	83.2	77.7	64.8	53.2	44.2	37.7
1.90	83.3	77.9	65.2	53.8	44.8	38.3
2.00	83.4	78.2	65.6	54.2	45.3	38.9
2.20	83.6	78.5	66.4	55.3	46.4	39.9
2.40	83.7	78.8	67.1	56.2	47.3	40.8
2.60	83.8	79.1	67.7	57.0	48.1	41.7
2.80	83.9	79.4	68.2	57.7	48.9	42.5
3.00	84.0	79.6	68.7	58.3	49.7	43.3
3.20	84.1	79.8	69.2	58.9	50.4	44.0
3.40	84.2	80.0	69.6	59.5	51.0	44.6
3.60	84.3	80.2	70.0	60.1	51.6	45.2
3.80	84.4	80.4	70.4	60.6	52.2	45.8
4.00	84.4	80.5	70.7	61.0	52.7	46.4
4.50	84.6	80.9	71.5	62.1	53.9	47.6
5.00	84.7	81.2	72.1	63.0	55.0	48.8
5.50	84.8	81.4	72.7	63.8	56.0	49.8
6.00	84.9	81.6	73.2	64.6	56.8	50.7
8.00	85.2	82.3	74.8	66.9	59.5	53.7
10.00	85.3	82.8	75.9	68.5	61.6	56.0
12.00	85.5	83.1	76.8	69.9	63.3	57.8
15.00	85.6	83.5	77.7	71.3	65.1	60.9
20.00	85.6	84.0	78.8	73.0	67.3	62.5

ТАБЛИЦА № 8

значений коэффициента C по формуле Manning'a $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ (метр.).

n R метр.	0,010	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,05	60,7	46,7	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
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	47,4	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	100,8	76,0	65,5	52,4	43,7	38,0	32,7
10,00	147,0	113,1	85,3	73,5	58,8	49,0	42,6	36,7
15,00	157,0	120,9	91,1	78,5	62,8	52,3	45,5	39,4

$$b = 2h (\sqrt{1+m^2} - m) = \beta h \quad (19)$$

$$\omega = h^2 (2\sqrt{1+m^2} - m) = \alpha h^2 \quad (20)$$

$$R = \frac{h}{2} \quad (21)$$

$$K = \omega C \sqrt{R} = \frac{\alpha}{\sqrt{2}} Ch^{2.5} = ACh^{2.5} \quad (22)$$

Для упрощения расчетов по формулам (19), (20) и (22) ниже приводится таблица № 9 и на черт. 224 кривая $h^{2.5} = f(h)$.

ТАБЛИЦА № 9.

m	0	0.10	0.20	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00
β	2.000	1.810	1.640	1.562	1.236	1.000	0.828	0.702	0.606	0.532	0.472	0.385	0.325
α	2.000	1.910	1.838	1.812	1.734	1.750	1.828	1.950	2.107	2.282	2.468	2.882	3.324
A	1.414	1.350	1.300	1.282	1.226	1.237	1.293	1.378	1.490	1.615	1.745	2.038	2.350

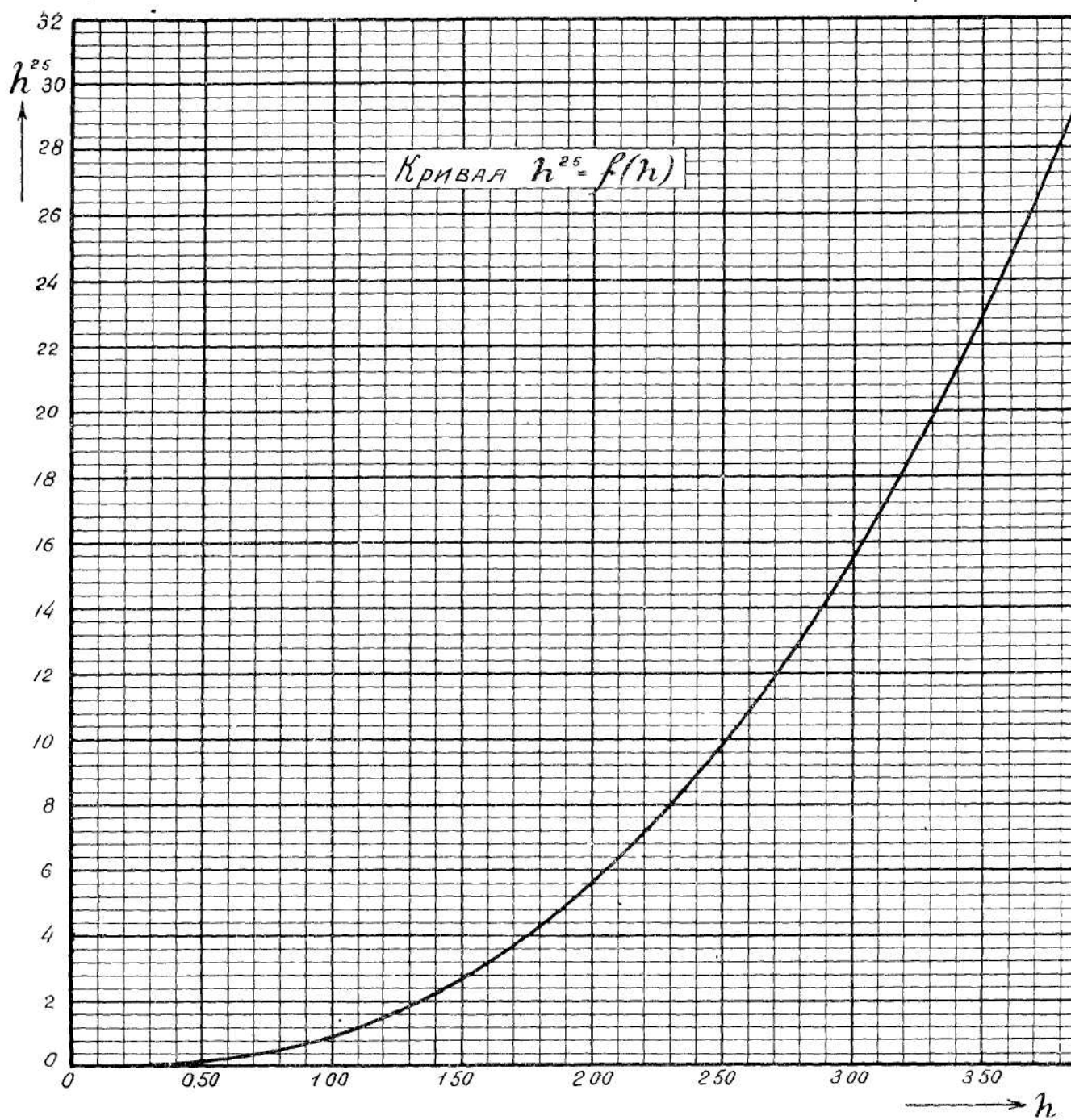
Необходимо, однако, отметить, что в задаче о гидравлически наивыгоднейшем профиле предполагается, что площадь всей выемки канала Ω равна площади его живого сечения ω , т. е. что канал протрассирован с уклоном



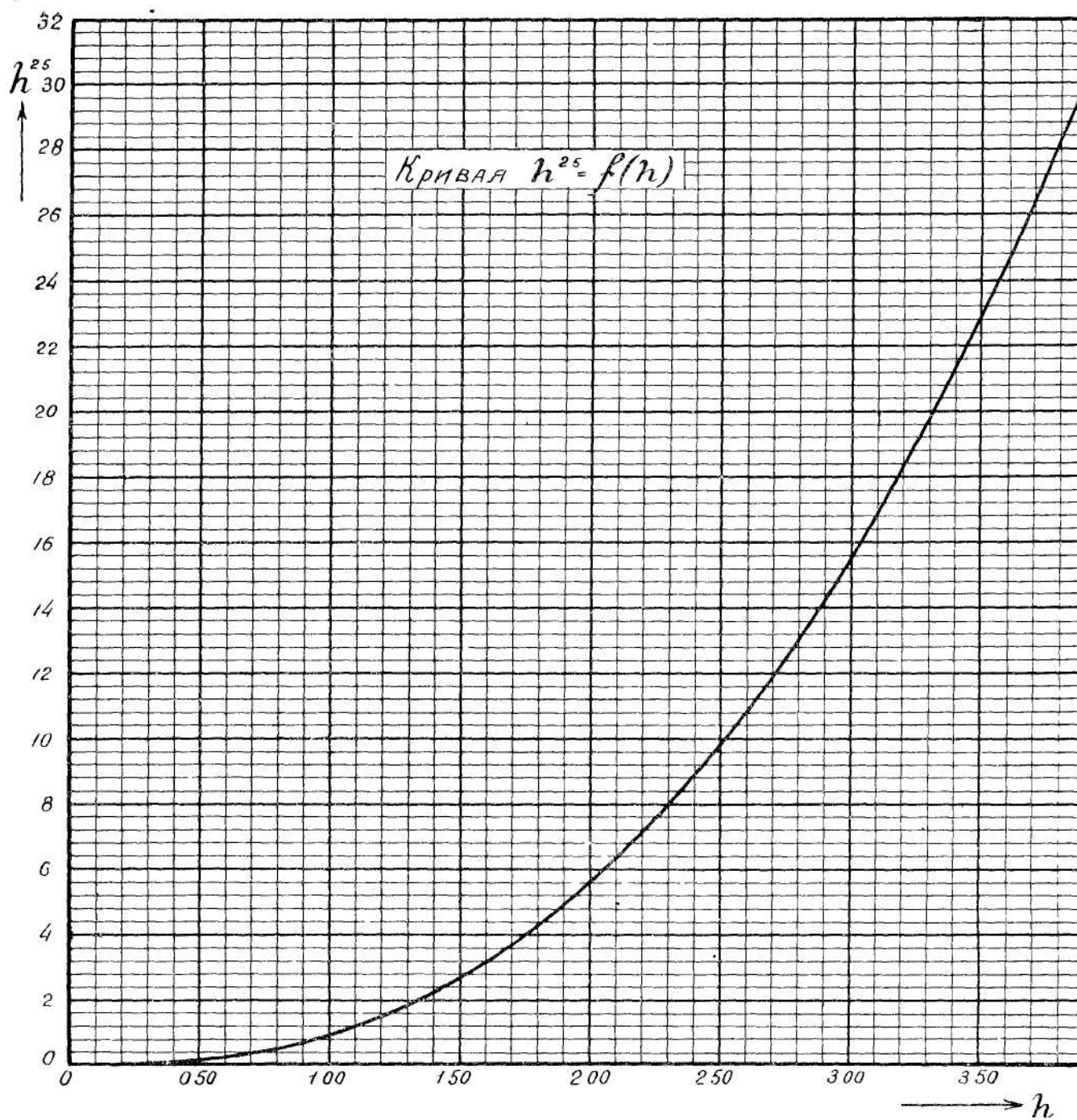
Черт. 225

дна равным уклону местности и что, кроме того, канал наполнен до верху водой. Далее, в этой задаче совершенно не предусмотрена обделка дна и стенок канала. В действительности же со всеми этими факторами приходится считаться, ибо канал часто трассируется по косогору и грунт, в котором канал вырыт, нередко требует того или иного укрепления; к тому же канал никогда не наполняется водой до верху.

Аналитическое исследование подобного рода практических задач во всей их полноте является весьма сложным вопросом. Заметим, что условие минимума земляных работ при неполном заполнении канала требует профиля более глубокого, чем гидравлически наивыгоднейший. При трассировании канала в ровной местности и при незначительном d (черт. 225 а) увеличение



Черт. 224.



Черт 224.

глубины ничтожно; при значительном же d , или при трассировании канала по косогору (черт. 225 б) холостая часть канала требует иногда весьма солидной выемки, вследствие чего увеличение глубины может быть значительно. Подходить к этой задаче с математической стороны довольно затруднительно, так как с увеличением глубины увеличивается стоимость земляных работ, увеличиваются потери на фильтрацию и увеличивается стремление канала к заилению (см. ниже о предельных скоростях). Все эти обстоятельства точно оценить какими-либо формулами весьма трудно и подобные задачи инженер решает обычно чутьем, руководствуясь главным образом опытом существующих сооружений.

4. Предельные скорости и откосы. При проектировании каналов обычно приходится назначать пределы допускаемых скоростей, так как большие скорости разрушающе действуют на дно и стенки каналов; кроме того, напр., в судоходных каналах при больших скоростях тяга судов затруднительна и т. д. Практикою существующих сооружений установлены некоторые пределы максимальных скоростей.

Telford ¹⁾ дает следующую таблицу скоростей, при которых начинается размыв грунта:

	Р О Д Г Р У Н Т А .	$v \frac{м}{сек.}$
1.	Размоченный землистый грунт	0,076
2.	Легкая мелкая глина	0,152
3.	Песок	0,305
4.	Гравий	0,609
5.	Крупный гравий, мелкая галька	0,914
6.	Щебень, крупная галька	1,220
7.	Мягкий сланец, конгломераты	1,520
8.	Слоистая скала	1,830
9.	Твердая скала	3,050

Franzius ²⁾ дает следующую таблицу допускаемых скоростей:

	Р О Д Г Р У Н Т А .	$v \frac{м}{сек.}$
1.	Мелкий песок и ил	0,50
2.	Обыкновенный песок, слежавшийся болотный грунт	1,00
3.	Плотный песчано-глинистый грунт, очень крупный песок или мелкий гравий.	1,50
4.	Галька, крепкий глинистый грунт	2,00

¹⁾ Flamant „Hydraulique“, стр. 294, 1909 г.

²⁾ Handbuch d. J. В I—II.

Bligh ¹⁾ для оросительных каналов дает:

	Р О Д Г Р У Н Т А.	v $\frac{\text{фут.}}{\text{сек.}}$
1.	Легкий песчаный грунт	1,5—2,0
2.	Песчано-глинистый грунт	2,5
3.	Обычный плотный глинистый грунт	3,0
4.	Твердая глина, гравелистый грунт	4,0
5.	Мостовая, щебень, галька	5,0 - 6,0

Еще следует привести здесь нормы допускаемых скоростей, принятые при составлении проекта орошения Голодной и Дальверзинской степей для больших каналов (главные, первостепенные и второстепенные распределители):

	Р О Д Г Р У Н Т А	v $\frac{\text{фут.}}{\text{сек.}}$
1.	Плывун	до 1,5
2.	Песок	2
3.	Галька	4
4.	Лессе	2,5— 3
5.	Бетонированные каналы	8,5

В каналах силовых установок в обычных плотных песчано-глинистых грунтах или в более мягких грунтах, укрепленных слоем гравия, $v_{\max}$ не превосходит $0,7—1,0 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$. Для бетонированных каналов $v_{\max}$ принимается от 3 до 6 $\frac{\text{м}}{\text{сек.}}$. В канализационной практике $v_{\max}$ не превосходит $6—7 \frac{\text{фут.}}{\text{сек.}}$.

При проектировании каналов приходится назначать также и наименьшую допустимую скорость, обеспечивающую канал от осаждения в нем взвешенных наносов, предупреждающую возможность появления растений и пр. В канализации принимается $v_{\min} = 2,5—3 \frac{\text{фут.}}{\text{сек.}}$; в раздельных системах $v_{\min}$ понижается до $2 \frac{\text{фут.}}{\text{сек.}}$ и даже ниже. Для оросительных каналов $v_{\min}$ определяется в настоящее время формулой Kennedy, имеющей вид:

$$v = 0,84 h^{0,64} (\text{футы}) \quad (23)$$

$$v = 0,55 h^{0,64} (\text{метры}) \quad (23')$$

где h — наполнение канала.

¹⁾ Bligh, „The practical design of irrigation works“ p. 413, 1910.

²⁾ „Основные расчетные нормы, принятые в проекте“ под редакцией инженера Г. К. Ризенкампа.

Ниже приводится таблица наименьших скоростей в $\frac{\text{м}}{\text{сек.}}$ по Kennedy.

h	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6
v	0,40	0,48	0,55	0,62	0,68	0,74	0,80	0,86	0,91	0,96	1,01	1,06	1,11	1,16	1,20	1,25

Ниже приводится таблица предельных допускаемых откосов—m, обычно применяемых в гидротехнической практике.

РОД ГРУНТА.	m
Слабый грунт	2—3
Обыкновенный грунт (земля, глина, лесс и пр.)	1,5—2
Плотная глина	1—1,25
Булыжная мостовая	1
Бетонная одежда	0,5—0,75
Каменная подпорная стенка	0—0,1
Деревянная и железо-бетонная одежда	0

5. Задачи.

ЗАДАЧА № 145. Определить расход и скорость в земляном канале при следующих данных: $h = 3,5$ м; $b = 10$ м; $m = 1,5$; $i = 0,0002$ ¹⁾.

По формулам (1), (2) и (3) имеем:
площадь живого сечения канала

$$\omega = (b + mh) h = (10 + 1,5 \cdot 3,5) 3,5 = 53,3 \text{ м}^2.$$

смоченный периметр

$$\chi = b + 2h \sqrt{1 + m^2} = 10 + 3,5 \cdot 3,6 = 22,6 \text{ м.}$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{53,3}{22,6} = 2,36 \text{ м.}$$

Коэффициент C вычислим по формулам, указанным выше.
По Kutter'у при $k = 1,75$ (формула 8)

$$C = \frac{100}{1 + \frac{1,75}{\sqrt{2,36}}} = 46,75$$

¹⁾ В дальнейшем условимся обозначать уклоны в десятичных: напр. $i = 0,0002 = 20/1000$; $i = 0,0035 = 350/1000$ и т. д. Такое обозначение удобно в том отношении, что при умножении на $\sqrt{i}$, нужно множить на $\sqrt{100}$ из числа десятичных и результат делить на 100.

По Ganguillet-Kutter'у при $n = 0,025$ (формула 9; см. таблицу № 6 и график № 1)

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0,025} + \frac{0,00155}{0,0002}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{0,0002}\right) \frac{0,025}{\sqrt{2,36}}} = 47,2$$

По „сокращенной“ формуле (10) Ganguillet-Kutter'a при $n = 0,025$

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0,025}}{1 + \frac{23 \cdot 0,025}{\sqrt{2,36}}} = 45,8$$

По Bazin'у при $\gamma = 1,30$ (формула 11; см. таблицу № 7 и график № 2).

$$C = \frac{87}{1 + \frac{1,30}{\sqrt{2,36}}} = 47,1.$$

По Manning'у при $n = 0,025$ (формула 12; см. таблицу № 8)

$$C = \frac{1}{0,025} 2,36^{\frac{1}{6}} = 46,17.$$

По Forchheimer'у при $n = 0,025$ (формула 13)

$$C = \frac{1}{0,025} 2,36^{0,2} = 47,5.$$

По Павловскому при $n = 0,025$ (формула 14; см. график № 3).

$$C = \frac{1}{0,025} 2,36^{0,199} = 47,36,$$

при чем показатель y взят из таблицы № 5.

Т а б л и ц а А.

Авторы.	Kutter	Ganguillet-Kutter.		Bazin.	Manning	Forchheimer	Павловский.
		Полная	Сокращ.				
C	46,75	47,2	45,8	47,1	46,17	47,5	47,36
v	1,017	1,024	0,995	1,021	1,002	1,030	1,028
Q	54,2	54,6	53,0	54,5	53,4	54,9	54,75

В соответствии с полученными значениями коэффициента C , определим скорость по формуле (5) и расход по формуле (4). Так, напр., для коэффициента C по Kutter'у будем иметь:

$$v = C \sqrt{Ri} = 46,75 \sqrt{2,36 \cdot 0,0002} = 1,017 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

$$Q = \omega v = 53,3 \cdot 1,017 = 54,2 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Результаты подсчетов приведены в таблице А.

Подобный же подсчет, произведенный для следующих данных: канал земляной, $h = 1,8$ м; $b = 5$ м; $m = 1,5$; $i = 2^{0,000}$, дает:

$$\omega = 13,86 \text{ м}^2; \chi = 11,48 \text{ м}; R = 1,21 \text{ м}.$$

Значения C , v и Q приведены в таблице В.

Т а б л и ц а В.

Авторы.	Kutter.	Ganguillet-Kutter.		Bazin.	Manning.	Forch- heimer.	Павлов- ский.
		Полная.	Сокращ.				
C	38,6	41,7	41,4	39,9	41,3	41,5	41,7
v	0,60	0,647	0,643	0,62	0,641	0,645	0,65
Q	8,31	8,96	8,91	8,60	8,88	8,93	9,01

ЗАДАЧА № 147. Определить уклон канала i , пропускающего расход $Q = 20 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$; $h = 2,5$; $b = 4,8$ и $m = 0,75$. Канал покрыт грубой бетонировкой.

Имеем:

$$\omega = (4,8 + 0,75 \cdot 2,5) 2,5 = 16,7 \text{ м}^2.$$

Следовательно, скорость

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{20}{16,7} = 1,2 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Далее имеем:

$$\chi = 4,8 + 2 \cdot 2,5 \sqrt{1 + 0,75^2} = 11,05 \text{ м}.$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{16,7}{11,05} = 1,51 \text{ м}.$$

Коэффициент C , как и в предыдущей задаче, вычислим по различным формулам, приведенным выше, и найдем требуемый уклон канала для всех полученных значений C .

По Kutter'у при $k = 0,55$

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0,55}{\sqrt{1,51}}} = 69,2.$$

Так как в формулу Ganguillet-Kutter'a входит неизвестный нам уклон, то в первом приближении влиянием уклона будем пренебрегать и определим C по формуле „сокращенной“. Если уклон получится меньше 0,0005, то пересчитываем C снова, но уже по полной формуле; если же уклон окажется больше 0,0005, то пересчета не потребуется.

Таким образом, по Ganguillet-Kutter'у при $n = 0,017$ имеем:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{0,017}}{1 + \frac{23 \cdot 0,017}{\sqrt{1,51}}} = 62,1.$$

По Bazin'у при $\gamma = 0,46$ (по таблице № 7 или по графику № 2)

$$C = 63,3.$$

По Manning'у при $n = 0,017$ (по таблице № 8)

$$C = 62,9.$$

По Forchheimer'у при $n = 0,017$

$$C = 58,8 \cdot 1,51^{0,2} = 63,7.$$

По Павловскому при $n = 0,017$ (график № 3)

$$C = 58,8 \cdot 1,51^{0,168} = 63,1.$$

В соответствии в этими значениями C определим уклон по ур. (5)

$$i = \frac{v^2}{C^2 R}$$

Так, по Kutter'у имеем

$$i = \frac{1,2^2}{69,2^2 \cdot 1,51} = 1,99^{0/1000}.$$

По Ganguillet-Kutter'у

$$i = 2,47^{0/1000}.$$

Так как уклон получился $< 0,0005$, то, принимая уклон $i = 2,47^{0/1000}$, пересчитаем C по формуле (9). Получаем $C = 62,7$ и $i = 2,43^{0/1000}$.

Результаты всех подсчетов сведены в таблицу.

Авторы.	Kutter	Ganguillet-Kutter	Bazin.	Manning	Forchheimer	Павловский.
C	69,2	62,7	63,3	62,9	63,7	63,1
$i^{0/1000}$	1,99	2,43	2,38	2,41	2,35	2,39

ЗАДАЧА № 148. При каком наполнении h земляной канал пропустит расход $Q = 40 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$. Дано: $b = 10$ м; $m = 1,5$; $i = 3^0_{,000}$.

В уравнении (4), как уже замечено выше, все величины могут быть выражены в функции от наполнения h и, таким образом, можно получить одно уравнение с одной неизвестной

$$Q = f(h)$$

Решать это уравнение аналитически довольно затруднительно и поэтому в гидравлике для решения его обычно пользуются графическим методом, который мы и изложим здесь.

Необходимая пропускная способность канала при $Q = 40$ определится по формуле (7)

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{40}{\sqrt{3}} \cdot 100 = 2310 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Задавая различные значения h при $b = 10$, определим по известным формулам им соответствующие величины ω , χ , R , C и K . Так, напр., полагая $h = 1$ м, будем иметь:

$$\omega = 11,5 \text{ м}^2.$$

$$\chi = 13,6 \text{ м.}$$

$$R = 0,845 \text{ м.}$$

$$C = 36,1 \text{ (по Bazin'у при } \gamma = 1,30)$$

$$K = 381 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Таким же образом определим величины K и для других значений h . Результаты всех этих вычислений собраны в таблицу.

h	ω	χ	R	C	K
1,0	11,5	13,6	0,845	36,1	381
2,0	26,0	17,2	1,51	42,3	1350
3,0	43,5	20,8	2,09	45,8	2880
4,0	64,0	24,4	2,63	48,2	5000

Построив затем по данным этой таблицы кривую $K = f(h)$ (черт. 226), найдем по этой кривой, что требуемой пропускной способности $K_0 = 2310$ соответствует наполнение $h = 2,67$. При этом скорость

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{40}{37,4} = 1,07 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

Для решения этой же задачи можно было бы воспользоваться тем обстоятельством, что для русел правильной формы с достаточной для

точкам (черт. 227)¹⁾; можно, напр., определить K_1 , т. е. пропускную способность канала при наполнении $h=1$ и каком-либо ином, выбранном нами произвольно. Таким образом, будут найдены две точки, А и В, которые и определяют искомую прямую. Теперь не представляет труда определить наполнение, соответствующее любой пропускной способности K_1 : по оси $\lg K$ откладываем отрезок $OC = \lg K_1$; через точку С проводим прямую параллельную оси $\lg h$ до пересечения с прямой АВ в точке D; через точку D проводим прямую параллельную оси $\lg K$ до пересечения с осью $\lg h$ в точке Е; отрезок ОЕ дает величину $\lg h_1$. Если по координатным осям отложить отрезки, пропорциональные логарифмам, а в точках делений написать не логарифмы, а числа, то полученный отрезок ОЕ дает сразу величину искомого h_1 .

Выполненное здесь построение называется логарифмической анаморфозой.

Аналитически задача решается следующим образом. Из уравнения (2) имеем:

$$\frac{x}{2} = \frac{\lg \frac{K}{K_1}}{\lg h}.$$

Определив пропускные способности для наполнения $h=1$ и какого-либо иного, из последнего выражения можно будет определить x . Ход решения лучше всего можно уяснить на частном примере.

Выше было найдено, что при $h=1$ м, $K_1 = 381 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ и при $h=4$ м, $K = 5000 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$, следовательно

$$\frac{x}{2} = \frac{\lg \frac{5000}{381}}{\lg 4} = 1,855.$$

Теперь в уравнении (2) величины K_1 и x известны. Для того, чтобы определить наполнение, при котором канал пропустит расход $Q = 40 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$, надо в уравнение (2) подставить вместо K величину пропускной способности, соответствующей этому расходу, т. е. 2310 и решить это уравнение относительно h .

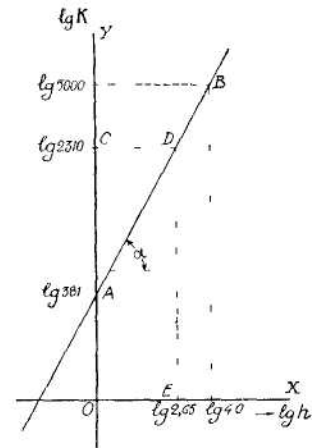
Имеем:

$$2310 = 381 h^{1,855}$$

Откуда

$$\lg h = \frac{\lg \frac{2310}{381}}{1,855} = 0,4215$$

и, следовательно, $h = 2,65$ м.



Черт. 227.

¹⁾ На черт. 227 построение выполнено по данным задачи № 148.

ЗАДАЧА № 149. Определить гидравлически наивыгоднейший профиль земляного канала, пропускающего расход $Q = 3 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при $i = 20 \text{‰}$, $m = 1,50$.

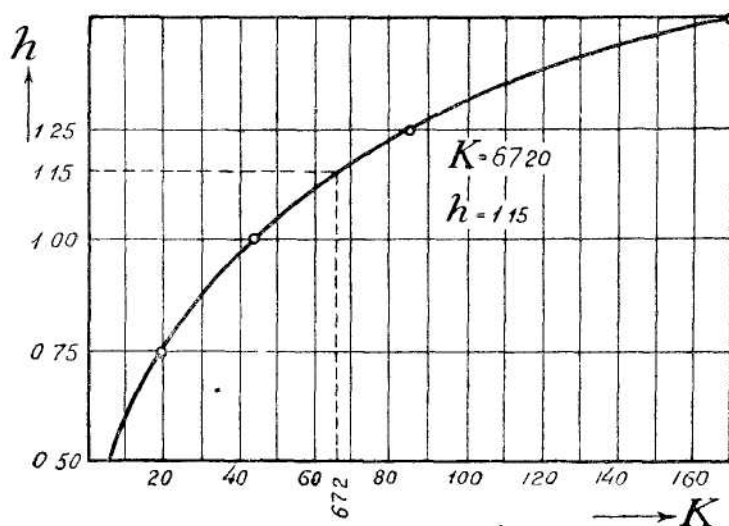
Пропускная способность канала должна быть

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{3 \cdot 100}{\sqrt{20}} = 67,2 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Эту задачу весьма просто можно решить графически. Будем задаваться различными значениями h и вычислять им соответствующие R (формула 21), C (по Bazin'у при $\gamma = 1,30$) и K (формула 22).

h	R	C	K
0,50	0,25	24,2	6,35
0,75	0,38	27,9	20,15
1,00	0,50	30,6	45,40
1,25	0,63	32,9	85,20
1,50	0,75	34,8	172,30

Результаты всех вычислений собраны в таблицу. Далее построим кривую $K = f(h)$ (черт. 228), по которой найдем, что требуемой пропускной способности $K_0 = 67,2$ соответствует наполнение $h = 1,15$ м. При этом ширина



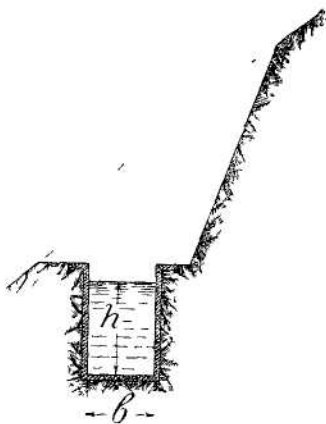
Черт. 228

канала по дну $b = 0,70$ м (формула 19); площадь живого сечения канала $\omega = 2,79$ м² (формула 20) и средняя скорость

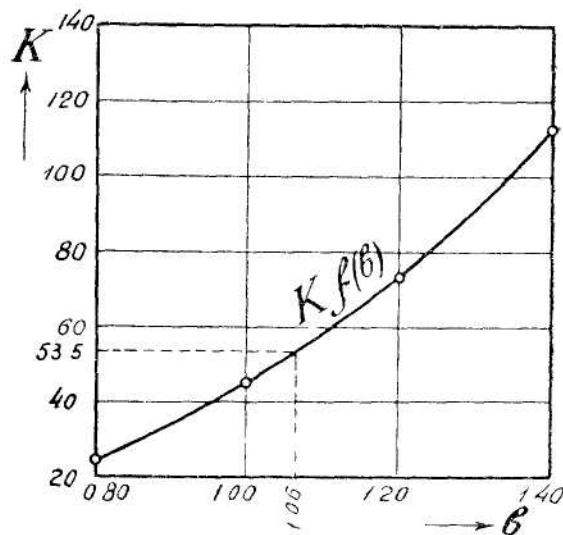
$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{3}{2,79} = 1,07 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

Задаваясь различными b , определяем им соответствующие ω , γ , R , C и K .
 C определено по Bazin'у при $\gamma = 0,46$. Результаты вычислений собраны в таблицу.

b	h	ω	γ	R	C	K
0,8	1,2	0,96	3,2	0,300	47,5	25,0
1,0	1,5	1,50	4,0	0,375	49,7	45,8
1,2	1,8	2,16	4,8	0,450	51,3	73,5
1,4	2,1	2,94	5,6	0,525	53,2	113,2



Черт. 229.



Черт. 230.

Затем построим кривую $K = f(b)$ (черт. 230), из которой находим, что заданной пропускной способности $K_0 = 53,5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ соответствует $b = 1,06$ м. Тогда наполнение

$$h = \frac{3}{2} b = \frac{3}{2} \cdot 1,06 = 1,59 \text{ м}$$

скорость

$$v = \frac{Q}{bh} = \frac{2}{1,06 \cdot 1,59} = 1,19 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

ЗАДАЧА № 151. Определить расход канала, указанных на чертеже 231 размеров, при $Q = 7,4^0_{000}$ и $\gamma = 1,30$.

В данном случае мы имеем дело с профилем, составленным из трех частей, гидравлические свойства которых резко отличны. Практически с такими случаями приходится встречаться при разливе рек например, когда все живое сечение потока состоит из русла реки и затопленной поймы.

Рассматривать все живое сечение, как одно целое, в данном случае нельзя. Осторожнее будет считать, пренебрегая взаимодействием частиц в плоскостях раздела, что движения на отдельных участках совершенно независимы. Тогда пропускная способность всего профиля определится как сумма пропускных способностей отдельных его элементов.

Все элементы, относящиеся к крайним частям профиля будем обозначать индексом I, а относящиеся к средней части — индексом II.

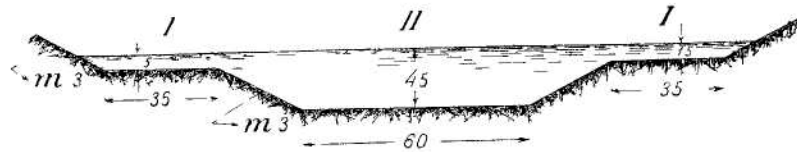
Будем иметь:

$$\omega_I = \frac{(35 - 1,35) \cdot 1,5}{2} = 55,9 \text{ м}^2$$

$$\gamma_I = 35 - \sqrt{1,5^2 + 4,5^2} = 39,74 \text{ м.}$$

$$R_I = \frac{55,9}{39,74} = 1,406 \text{ м; } C_I = 41,45 \text{ (по графику № 2)}$$

$$K_I = 55,9 \cdot 41,45 \cdot \sqrt{1,406} = 2750 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}},$$



Черт 231

$$\omega_{II} = \frac{(60 - 2 \cdot 3 \cdot 3) \cdot 3}{2} = 324 \text{ м}^2$$

$$\gamma_{II} = 60 + 2 \sqrt{3^2 + 9^2} = 78,96 \text{ м.}$$

$$R_{II} = \frac{324}{78,96} = 4,1 \text{ м; } C_{II} = 53 \text{ (по графику № 2)}$$

$$K_{II} = 324 \cdot 53 \cdot \sqrt{4,1} = 34800 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Пропускная способность всего профиля

$$K = 2 K_I + K_{II} = 2 \cdot 2750 + 34800 = 40300 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Расход канала

$$Q = K \sqrt{i} = \frac{40300 \cdot \sqrt{7,4}}{100} = 1096 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Определим теперь расход канала, не разбивая живого сечения на отдельные части.

$$\omega = 2\omega_I + \omega_{II} = 2 \cdot 55,9 + 324 = 435,8 \text{ м}^2$$

$$\gamma = 2\gamma_I + \gamma_{II} = 2 \cdot 39,74 + 78,96 = 158,44 \text{ м}$$

$$R = \frac{435,8}{158,44} = 2,76 \text{ м.}$$

$$C = 48,75 \text{ (по графику № 2).}$$

Пропускная способность

$$K = 435,8 \cdot 48,75 \sqrt{2,76} = 35300 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Расход

$$Q = \frac{35300 \sqrt{7,4}}{100} = 960 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Определим разницу в процентах

$$\Delta Q = \frac{(1095 - 960) 100}{1095} = 12,2\%$$

ЗАДАЧА № 152. Определить профиль канала, который должен пропускать расход $Q = 13,9 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при наполнении $h \leq 2,4$ м, если дано: $i = 13^{0,006}$; $m = 1,0$. Канал покрыт булыжной мостовой.

Пропускная способность канала должна быть

$$K_0 = \frac{13,9 \cdot 100}{\sqrt{13}} = 386 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$$

Прежде всего определим, можно ли подобрать гидравлически наивыгоднейший профиль с наполнением $h \leq 2,4$. Для этого подсчитаем пропускную способность K' гидравлически наивыгоднейшего профиля при наибольшем возможном наполнении $h = 2,4$ м. Если окажется, что $K' > K_0$, то, следовательно, гидравлически наивыгоднейший профиль возможен с наполнением $h < 2,4$ м; если же $K' < K_0$, то от гидравлически наивыгоднейшего профиля придется отказаться и, приняв наполнение $h = 2,4$ м, нужно уширить канал по дну.

Полагая $h = 2,4$ м, находим:

$$R = 1,2; C = 48,9 \text{ (по Bazin'у при } \gamma = 0,85).$$

Пропускная способность по формуле (22) ¹⁾

$$K' = 1,293 Ch^{2,5} = 1,293 \cdot 48,9 \cdot 2,4^{2,5} = 564 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Так как полученное $K' > K_0$, то гидравлически наивыгоднейший профиль возможен с наполнением $h < 2,4$ м.

Теперь, задаваясь различными значениями h , меньшими 2,4 м, подсчитаем им соответствующие R , C и K . Результаты этих подсчетов сведены в таблицу

h	R	C	K
1.8	0.9	45,9	258
2.0	1.0	47,0	344
2.2	1.1	48,0	445
2.4	1.2	48,9	564

¹⁾ Коэффициент A взят из таблицы 9 и $h^{2,5}$ — по кривой черт. 224.

Затем построим кривую $K = f(h)$ (черт. 232), из которой находим, что $K_0 = 386 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ соответствует $h = 2,09$ м. При этом $b = 1,73$ м и $v = 1,74 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

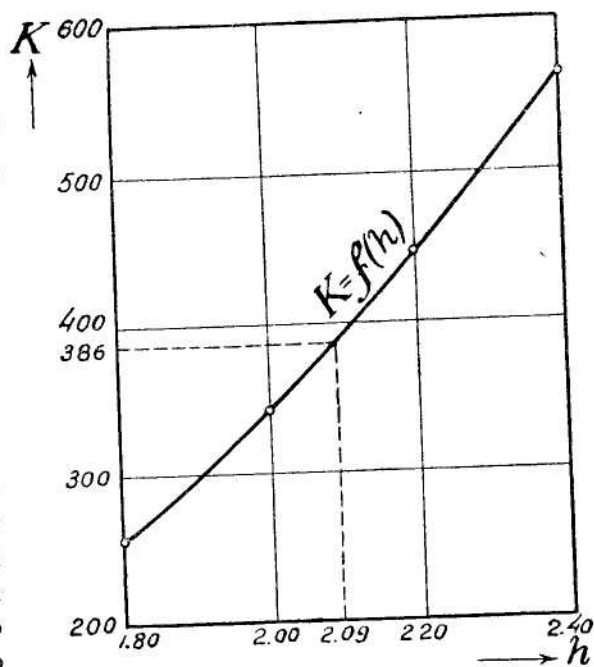
ЗАДАЧА № 153. Определить профиль земляного канала, пропускающего расход $Q = 12,5 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ с наполнением $h \leq 2$ м при $i = 7 \text{‰}$ и $m = 1,5$.

Пропускная способность канала должна быть

$$K_0 = \frac{12,5 \cdot 100}{\sqrt{7}} = 475 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Как и в предыдущей задаче, прежде всего определим пропускную способность канала при гидравлически наивыгоднейшем профиле с наибольшим допускаемым наполнением $h = 2$ м; при этом $b = 1,21$ м. Воспользовавшись для этого формулой (22) и считая по Bazin'у ($\gamma = 1,30$), находим, что

$$K' = 319 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$



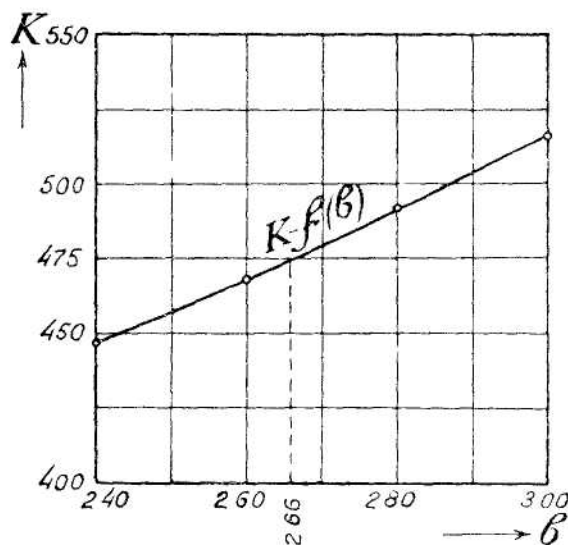
Черт. 232.

Так как $K' < K_0$, то гидравлически наивыгоднейшего профиля подобрать нельзя — необходимо уширить канал по дну.

Принимая наполнение $h = 2$ м. и задаваясь различными $b > 1,21$, определим им соответствующие величины ω , χ , R , C и затем вычислим K . Результаты этих вычислений представлены в таблице.

b	ω	χ	R	C	K
2,4	10,8	9,6	1,125	39,1	448
2,6	11,2	9,8	1,143	39,2	469
2,8	11,6	10,0	1,160	39,4	492
3,0	2,0	10,2	1,177	39,6	516

Далее построим кривую $K = f(b)$ (черт. 233), по которой находим, что заданной пропускной способности $K_0 = 475 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ соответствует ширина канала по дну $b = 2,66$ м. При этом скорость $v = 1,1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.



Черт 233

ЗАДАЧА № 154. Найти размеры канала, который должен пропускать расход $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при $i = 2^0_{000}$, так чтобы скорость течения v была бы $\geq 0,75 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Дно и откосы канала покрыты мостовой ($m = 1,0$).

Найдем требуемую пропускную способность

$$K_0 = \frac{10 \cdot 100}{\sqrt{2}} = 708 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Следует заметить, что если вообще возможен профиль, пропускающий при данных задачи расход $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при скорости $v = 0,75 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$, то возможен и гидравлически наивыгоднейший профиль, ибо последний характеризуется наибольшей возможной скоростью. Таким образом, задачу можно поставить так: возможен гидравлически наивыгоднейший профиль или нет? Чтобы ответить на этот вопрос, задаемся наименьшей возможной скоростью $v = 0,75 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ и, предполагая профиль гидравлически наивыгоднейшим, находим соответствующий уклон.

Имеем

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{10}{0,75} = 13,33 \text{ м}^2.$$

Далее по формуле (20):

$$h = \sqrt[3]{\frac{\omega}{\alpha}} = \sqrt[3]{\frac{13,33}{1,828}} = 2,7 \text{ м}; R = \frac{h}{2} = 1,35 \text{ м}.$$

По Bazin'у (при $\gamma = 0,85$) $C = 50,2$.

И, наконец, уклон дна из уравнения (5)

$$i' = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{0,75^2}{50,2^2 \cdot 1,35} = 0,00017 = 1,7^{0}_{000} < i.$$

Отсюда следует, что гидравлически наивыгоднейший профиль при уклоне $i' = 1,7^{0}_{000}$, т. е. при скорости $v = 0,75 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ пропускает расход $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$; следовательно, при заданном уклоне i i' также возможен гидравлически наивыгоднейший профиль, при чем данный расход будет пропускаться этим профилем со скоростью $v < 0,75 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.

Дальнейшее решение задачи очевидно: задаваясь различными значениями h (2,2; 2,4; 2,6; 2,8; 3,0) и находя им соответствующие K (446; 566; 704; 858; 1033), строим кривую $K = f(h)$. По этой кривой находим, что $K_0 = 708 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ соответствует наполнению $h = 2,61$ м. При этом получается $b = 2,13$ м. и $v = 0,81 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.

ЗАДАЧА № 155. Найти размеры канала, пропускающего расход $Q = 6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при $i = 10^{0}_{000}$ так, чтобы $v \leq 0,6 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Канал покрыт мостовой, $m = 1,0$.

Прежде всего определим уклон i' гидравлически наивыгоднейшего профиля, способного пропустить расход $Q = 6 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ со скоростью $v = 0,6 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.

Применяя те же приемы, что и в предыдущей задаче и считая C по Bazin'у ($\gamma = 0,85$), находим:

$$i' = 13^{0}_{000} \sim i.$$

Таким образом, гидравлически наивыгоднейший профиль при данных задачи требует уклона большего, чем заданный, а раз это так, то всякий другой профиль при данных задачи будет обладать скоростью, меньшею, чем 0,6. Отсюда следует, что канала, удовлетворяющего условиям задачи, спроектировать нельзя.

В подобных случаях, если возможно, надо уменьшить шероховатость канала (увеличить C) или увеличить уклон.

ЗАДАЧА № 156. Определить размеры канала при следующих данных: $Q = 2,4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$; $i = 2,5^{0}_{000}$; $m = 0,5$; канал покрыт грубой бетонировкой; наименьшая скорость определяется формулой Kennedy: $v = 0,55 h^{0.64}$.

Задаваясь различными наполнениями h , по формуле Kennedy будем определять предельные минимальные скорости; затем с помощью известных формул (по Bazin'у при $\gamma = 0,46$) определяем соответствующие величины ω , b , χ , R , C и, наконец, по формуле

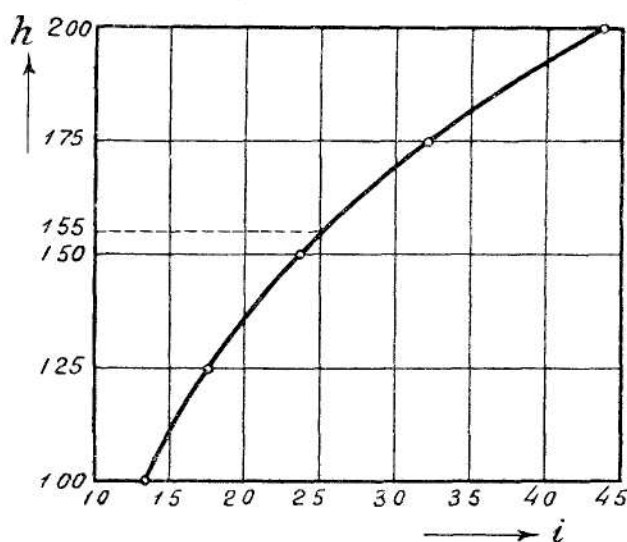
$$i = \frac{v^2}{C^2 R}$$

находим необходимые уклоны. Результаты всех этих вычислений даны в таблице. Затем построим кривую $h = f(i)$ (черт. 234), по которой находим,

что уклону $i = 2,5^{0/000}$ соответствует наполнение $h = 1,55$ м. при ширине канала по дну $b = 1,36$ м.

h	v	ω	b	i	R	C	$i^{0/000}$
1,00	0,55	4,36	3,86	6,10	0,71	56,3	1,33
1,25	0,63	3,78	2,40	5,20	0,73	56,5	1,73
1,50	0,71	3,36	1,49	4,85	0,69	56,0	2,34
1,75	0,79	3,05	0,87	4,79	0,64	55,2	3,21
2,00	0,86	2,80	0,40	4,88	0,57	54,1	4,38

Найденный профиль удовлетворяет условиям задачи. Теперь выясним, шире или уже гидравлически наивыгоднейшего, найденный нами, профиль. Если окажется, что найденный профиль шире гидравлически наивыгоднейшего,



Черт 234

то увеличивать наполнение до величины, соответствующей гидравлически наивыгоднейшему профилю, не представляется возможным, так как, хотя с увеличением h скорость в канале возрастает, но возрастает медленнее, чем критическая, определяемая формулой Kennedy: увеличивая h , мы увеличиваем скорость, но переходим в зону недопускаемых скоростей.

Если же, наоборот, найденный профиль окажется уже гидравлически наивыгоднейшего, то необходимо уменьшить наполнение до величины, соответствующей гидравлически наивыгоднейшему профилю; скорость в канале при этом увеличивается до максимальной, большей критической, определяемой формулой Kennedy.

В нашей задаче отношение

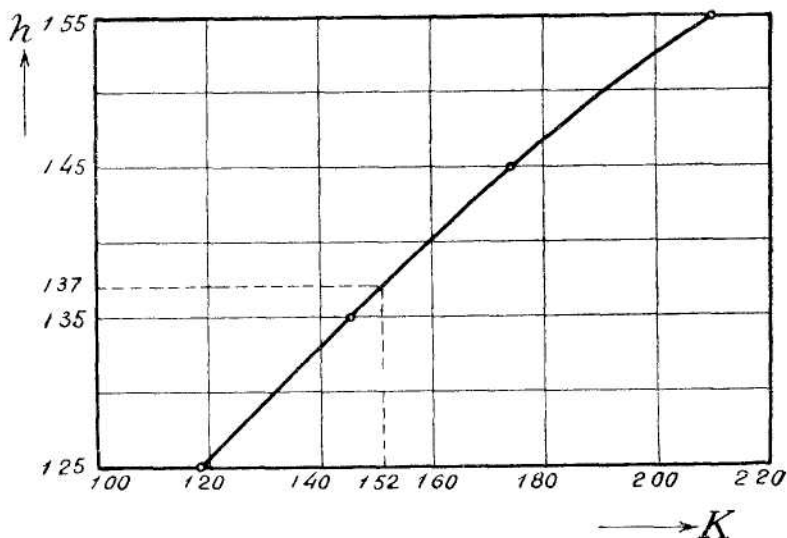
$$\frac{b}{h} = \frac{1,36}{1,55} = 0,88,$$

между тем как для гидравлически наивыгоднейшего профиля (см. таблицу на стр. 350) $\frac{b}{h} = 1,236$, т. е. найденный нами профиль уже и глубже гидравлически наивыгоднейшего; следовательно, мы должны уменьшить наполнение. Имеем:

$$K_0 = \frac{2,4 \cdot 100}{\sqrt{2,5}} = 152 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

h	b	ω	R	C	K
1,55	1,92	4,18	0,78	57,1	210
1,45	1,80	3,66	0,73	56,5	174
1,35	1,67	3,17	0,68	55,7	145
1,25	1,55	2,72	0,63	55,0	118

Задаваясь различными значениями h , подсчитаем, как это делалось в предыдущих задачах, им соответствующие K . Результаты подсчетов сведены в таблицу. Далее построим кривую $K = f(h)$ (черт. 235), по которой находим



Черт. 235

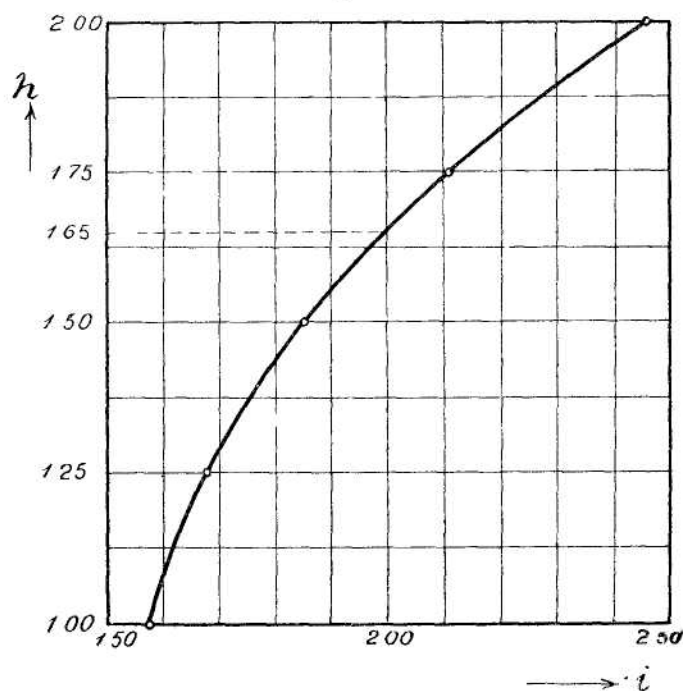
что $K_0 = 152 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ соответствует наполнение $h = 1,37$ м; ширина канала по дну $b = 1,69$ м; скорость $v = 0,74 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$, тогда как предельная скорость по Kennedy

$$v = 0,55 \cdot 1,37^{0,64} = 0,67 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

ЗАДАЧА № 157. Определить профиль канала для пропуска расхода $Q = 10 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при следующих данных: $i = 2^0_{000}$; $m = 1,0$; $\gamma = 0,85$; минимальные скорости определяются по Kennedy.

Так же, как и в предыдущей задаче, задаваясь различными значениями h , будем определять им соответствующие v (по Kennedy), ω , b , γ , R и C (по Bazin'у) и i . Результаты подсчетов сведены в таблицу. Далее построим кривую

h	v	ω	b	χ	R	C	$i_{0/000}$
1,00	0,55	18,20	17,20	20,03	0,91	45,95	1,58
1,25	0,63	15,80	11,36	14,90	1,06	47,65	1,67
1,50	0,71	14,02	7,85	12,09	1,16	48,60	1,85
1,75	0,79	12,70	5,51	10,46	1,22	49,05	2,12
2,00	0,88	11,67	3,84	9,49	1,23	49,30	2,47



Черт. 236

$h = f(i)$ (черт. 236), по которой находим, что уклону $i = 2^0_{000}$ соответствует $h = 1,65$ м. Ширина канала по дну при этом получается $b = 6,4$ м. Отношение

$$\frac{b}{h} = \frac{6,4}{1,65} = 3,88.$$

Между тем как для гидравлически наивыгоднейшего профиля это отношение $= 0,828$ (таблица № 9 на стр. 350). Таким образом, найденный профиль шире гидравлически наивыгоднейшего; увеличивать наполнения нельзя, ибо с увеличением h мы переходим в зону недопустимых скоростей.

ЗАДАЧА № 158. Определить размеры канала, который должен пропускать расход $Q = 4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$. Дано: уклон $i = 5^0/000$; канал предполагается земляным с откосами $m = 2$; скорость v должна быть $\leq 0,8 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

Прежде всего выясним, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль? Для этого, задаваясь наибольшей допускаемой скоростью $v = 0,8$ и предполагая профиль гидравлически наивыгоднейшим, определим требующийся уклон i' . Если окажется $i' > i$, то гидравлически наивыгоднейший профиль, пропускающий расход $Q = 4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при уклоне $i = 5^0/000$ возможен; при этом скорость, очевидно, будет $< 0,8$. Если же i' будет $< i$, то от гидравлически наивыгоднейшего профиля надо отказаться.

В нашей задаче имеем: $\omega = 5$; $h = 1,42$; $b = 0,67$; $R = 0,71$; $C = 34,2$ (по Bazin'у при $\gamma = 1,30$); $i' = 7,7^0/000$.

Так как i' получилось $> i$, то гидравлически наивыгоднейший профиль возможен. Определим его размеры.

Требуемая пропускная способность канала

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{4 \cdot 100}{\sqrt{5}} = 179 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Задаваясь различными h , определим по формуле (22) им соответствующие пропускные способности K . Затем построим кривую $K = f(h)$, из которой найдем, что пропускной способности $K_0 = 179 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ отвечает наполнение $h = 1,54$ м. При этом получается: $b = 0,73$ м. и $v = 0,68 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

ЗАДАЧА № 159. Из точки А надо подвести воду в точку В в количестве $Q = 50 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, при чем расстояние АВ = 2400 м. Уклон $i = 6^0/000$. Предполагается устроить земляной канал с откосами $m = 1,5$. Максимальная скорость $v = 1 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

Как и в предыдущей задаче, прежде всего выясним, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль? Принимая наибольшую допустимую скорость $v = 1$ и предполагая гидравлически наивыгоднейший профиль, находим: $\omega = 50$; $h = 4,88$; $b = 2,93$; $R = 2,44$; $C = 47,5$ (по Bazin'у при $\gamma = 1,30$) и уклон $i' = 2,85^0/000$.

Так как $i' < i$, то от гидравлически наивыгоднейшего профиля надо отступить, ибо при $i = 6^0/000$ последний пропустит расход $Q = 50$, очевидно, со скоростью $v > 1$. Надо уширить канал, что теоретически всегда возможно.

При i' незначительно отличающемся от i , указанный прием приводит к решению задачи; при i' значительно отличающемся от i , как, напр., в нашем примере, хотя мы и получим теоретически правильное решение, но оно не

всегда будет приемлемо практически, ибо канал будет иметь очень большую ширину по дну.

Если условия допускают изменение уклона i , то можно, приняв наибольшую допустимую скорость $v = 1$, искать требующийся уклон канала либо для гидравлически наивыгоднейшего профиля, либо для профиля, удовлетворяющего каким либо другим добавочным условиям в отношении h или b . Очевидно, во всех этих случаях уклон будет $< 6^{0/000}$ и избыточное падение необходимо погасить перепадами.

Остановимся на первом приеме, т. е. на гидравлически наивыгоднейшем профиле при $v = 1$, для которого выше было найдено: $h = 4,88$; $b = 2,93$; $i' = 2,85^{0/000}$. Следовательно, при длине канала $L = 2400$, высота перепадов должна быть:

$$H = L (i - i') = 2400 (6 - 2,85) \cdot 10^{-4} = 0,76 \text{ м.}$$

Если имеется возможность отступить от данной шероховатости, то можно поднять предельную максимальную скорость соответствующим укреплением дна и стенок канала и тем самым обойтись без перепадов.

Произведем для нашего примера следующий подсчет. Предположим, что имеется возможность покрыть дно и откосы канала рваным камнем. Эта одежда позволяет поднять предельную максимальную скорость до $v = 2 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$, уменьшить заложение откосов до $m = 1$ и уменьшить коэффициент шероховатости до $\gamma = 0,85$ (по Bazin'у). Определим, как и в начале задачи, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль со скоростью $v = 2 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$.

Принимая $v = 2$, получим: $\omega = 25$; $h = 3,70$; $b = 3,07$; $R = 1,85$; $C = 53,5$ (по Bazin'у при $\gamma = 0,85$) и уклон $i' = 7,55^{0/000}$.

Так как i' получилось $> 6^{0/000}$, то возможен гидравлически наивыгоднейший профиль, пропускающий расход $Q = 50$ при уклоне $6^{0/000}$ со скоростью $v < 2$. Определим его размеры. Пропускная способность этого канала

$$K_0 = \frac{50 \cdot 100}{\sqrt{6}} = 2040 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Задаваясь различными значениями h и определяя им соответствующие пропускные способности K (формула 22), построим кривую $K = f(h)$, по которой затем найдем, что $K_0 = 2040 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ отвечает $h = 3,87$ м; при этом $b = 3,17$ м.

и $v = 1,58 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

Заметим, что окончательный выбор делается на основании сравнения стоимостей различных вариантов.

ЗАДАЧА № 160. Найти размеры канала, пропускающего расход $Q = 3,3 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ при $i = 12^{0/000}$; $m = 1,5$; канал земляной. Кроме того, должны быть выполнены условия: $v \geq 0,5 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$ и $h \leq 1,5$ м.

Пропускная способность, которой должен обладать канал

$$K_0 = \frac{3,3 \cdot 100}{\sqrt{12}} = 95,4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

Прежде всего выясним, независимо от предельной наименьшей скорости, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль? Для этого определим пропускную способность K' гидравлически наивыгоднейшего профиля с наибольшим допускаемым наполнением $h = 1,5$. Пользуясь формулой (22) и считая по Bazin'у ($\gamma = 1,30$), находим, что $K' = 172,3$. Так как $K' > K_0$, то возможно подобрать гидравлически наивыгоднейший профиль, пропускающий расход $Q = 3,3$ с наполнением $h < 1,5$. Пользуясь той же формулой (22), подсчитаем пропускные способности K при различных h . Далее построим кривую $K = f(h)$, по которой найдем, что $K_0 = 95,4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ отвечает $h = 1,28$ м. Ширина канала по дну $b = 0,78$ м и $\omega = 3,45 \text{ м}^2$.

Теперь проверяем скорость

$$v = \frac{3,3}{3,45} = 0,96 > 0,5.$$

Следовательно, условия задачи удовлетворены.

Если бы полученная скорость оказалась меньше допускаемой минимальной, то спроектировать канал, удовлетворяющий условиям задачи, было бы невозможно, ибо из всех возможных профилей (при данных задачи), канал, обладающий наибольшей скоростью не удовлетворяет условию задачи в отношении скорости.

В этом случае надо либо увеличить уклон, либо уменьшить шероховатость канала (т. е. увеличить C).

ЗАДАЧА № 161. Найти размеры земляного канала, если дано $Q = 8,8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$; $i = 6,50/1000$; $m = 1,5$; $h \leq 2,5$ м. Наименьшая допускаемая скорость определяется формулой Kennedy: $v \geq 0,55 h^{0,64}$.

Подсчитаем требуемую пропускную способность канала.

$$K_0 = \frac{8,8 \cdot 100}{\sqrt{6,5}} = 345 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

По примеру предыдущих задач, определим, независимо от предельной наименьшей скорости, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль?

Для этого найдем пропускную способность K' гидравлически наивыгоднейшего профиля с наибольшим наполнением $h = 2,5$. Имеем $h = 2,5$; $R = 1,25$; $C = 40,1$ (по Bazin'у при $\gamma = 1,30$) и $K' = 591$. Так как $K' > K_0$ то, следовательно, гидравлически наивыгоднейший профиль возможен, при чем наполнение $h < 2,5$. Определим размеры этого профиля.

Задавая различные $h < 2,5$, подсчитаем по формуле (22) соответствующие пропускные способности K . Из построенной затем кривой $K = f(h)$ найдем, что требуемой пропускной способности $K_0 = 345 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ соответствует наполнение $h = 2,06$ м. При этом $b = 1,25$ м; $\omega = 8,99$ и $v = 0,98 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

Проверим скорость. Предельная наименьшая по Kennedy

$$v = 0,55 \cdot 2,06^{0,64} = 0,87 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Таким образом, условия задачи удовлетворены.

Если бы выше получилось $K' < 345$, то гидравлически наивыгоднейшего профиля с наполнением $h \leq 2,5$ подобрать нельзя было бы и пришлось бы уширить канал по дну. Для определения ширины надо было бы вычислить пропускные способности канала при различных $b > 2,5 \beta$ при $h = 2,5$. Затем из построенной кривой $K = f(b)$ найти b , соответствующее K_0 (см. задачу № 153).

Если бы при проверке на скорость оказалось, что скорость воды в канале меньше предельной минимальной, то надо было бы, отступив от гидравлически наивыгоднейшего профиля, уменьшить наполнение.

В подобных случаях при постоянной минимальной скорости спроектировать канала нельзя, между тем как при минимальной скорости, определяемой по Kennedy, это возможно, ибо, уменьшая наполнение, мы тем самым уменьшаем и скорость в канале и минимальную допускаемую по Kennedy, при чем эта последняя уменьшается быстрее первой.

ЗАДАЧА № 162. Найти размеры канала, пропускающего расход $Q = 12,3 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ при следующих данных: $i = 13^0/000$; $m = 1,0$; $h \leq 2,25$; $v \leq 2,0 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Канал покрыт булыжной мостовой.

Пропускная способность

$$K_0 = \frac{12,3 \cdot 100}{\sqrt{13}} = 342 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Выясним прежде всего, независимо от предельной максимальной скорости, возможен ли гидравлически наивыгоднейший профиль? Для этого определим пропускную способность K' гидравлически наивыгоднейшего профиля с наибольшим допускаемым наполнением $h = 2,25$ м. Пользуясь формулой (22) и считая C по Bazin'у ($\gamma = 0,85$) находим, что $K' = 474$. Так как $K' > K_0$, то гидравлически наивыгоднейший профиль с наполнением $h = 2,25$, возможен. Найдем его размеры. Задавая различными значениями $h \leq 2,25$, определим, отвечающие им, пропускные способности K . Далее построим кривую $K = f(h)$ по которой найдем, что пропускной способности $K_0 = 342$ соответствует наполнение $h = 1,99$ м. При этом $b = 1,65$ м и $\omega = 7,24$ м². Скорость в канале

$$v = \frac{12,3}{7,24} = 1,7 < v_{\max}$$

Следовательно, удовлетворены оба условия задачи.

ЗАДАЧА № 163. Определить размеры поперечного сечения канала для пропуска расхода $Q = 30 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$, если дано: $i = 26^0/000$; $m = 1,0$; $h \leq 2,0$ м; $v \leq 2,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Канал покрыт грубой бетонировкой.

Пропускная способность канала

$$K_0 = \frac{30 \cdot 100}{\sqrt{26}} = 588 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}.$$

Теперь определим пропускную способность гидравлически наивыгоднейшего профиля с наибольшим допускаемым наполнением $h = 2,0$. Считая C по Bazin'у ($\gamma = 0,46$), находим, что $K' = 458$. Так как $K' < K_0$, то от гидравлически наивыгоднейшего профиля надо отступить, уширив канал по дну.

Полагая $h = 2,0$ и задаваясь различными значениями $b > \beta h$, ¹⁾ подсчитаем им соответствующие K (формула 6). Далее, построив кривую $K = f(b)$, найдем, что требуемой пропускной способности $K_0 = 588$ соответствует ширина канала $b = 2,6$ м.

Проверим скорость. Площадь живого сечения $\omega = 9,2 \text{ м}^2$ и, следовательно, скорость в канале

$$v = \frac{30}{9,2} = 3,26 > v_{\text{max}}$$

Таким образом, найденный профиль в отношении скорости условиям задачи не удовлетворяет.

Чтобы удовлетворить последнему условию, необходимо еще больше отступить от гидравлически наивыгоднейшего профиля, уменьшив наполнение и уширив канал по дну.

Принимаем скорость в канале $v = 2,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Тогда площадь живого сечения канала

$$\omega = \frac{30}{2,5} = 12 \text{ м}^2.$$

Теперь, исходя из найденной величины площади живого сечения и задаваясь различными значениями $h < 2,0$ (0,6; 0,8; 1,0; 1,2), определим им соответствующие уклоны i (в десятичных: 37,6; 26,8; 21,2; 17,9). Построив, далее, кривую $h = f(i)$, найдем, что заданному уклону $i = 26^{0/000}$ соответствует наполнение $h = 0,82$ м.; ширина канала по дну при этом получается $b = 13,78$ м.

Таким образом, теоретически скорость в канале всегда может быть понижена до максимальной возможной; но практически это решение не всегда приемлемо, ибо канал получается иногда чрезмерно широким. В нашей задаче, напр., мы получили $b = 13,78$ м.; эту цифру нельзя не признать высокой, тем более что наполнение $h = 0,82$ м.

Укажем здесь еще на один прием решения этой задачи, применимый в том случае, когда от заданного уклона можно отступить. Примем наполнение канала равным наибольшему возможному, т. е. $h = 2,0$ м. и скорость в канале равной максимальной допустимой, т. е. $v = 2,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. Тогда площадь живого сечения по предыдущему $\omega = 12 \text{ м}^2$. Далее найдем: $b = 4$; $\gamma = 9,65$; $R = 1,24$; $C = 61,6$ и наконец уклон

$$i' = \frac{2,5^2}{61,6^2 \cdot 1,24} = 13,2^{0/000}$$

¹⁾ $\beta = 0,828$ (из таблицы № 9 при $m = 1$).

Очевидно уклон i' всегда $< i$. Избыточное падение можно погасить перепадами, высота которых на 1 километр длины канала будет:

$$H = 1000 (i - i') = \frac{1000 (26 - 13,2)}{10^4} = 1,28 \text{ м.}$$

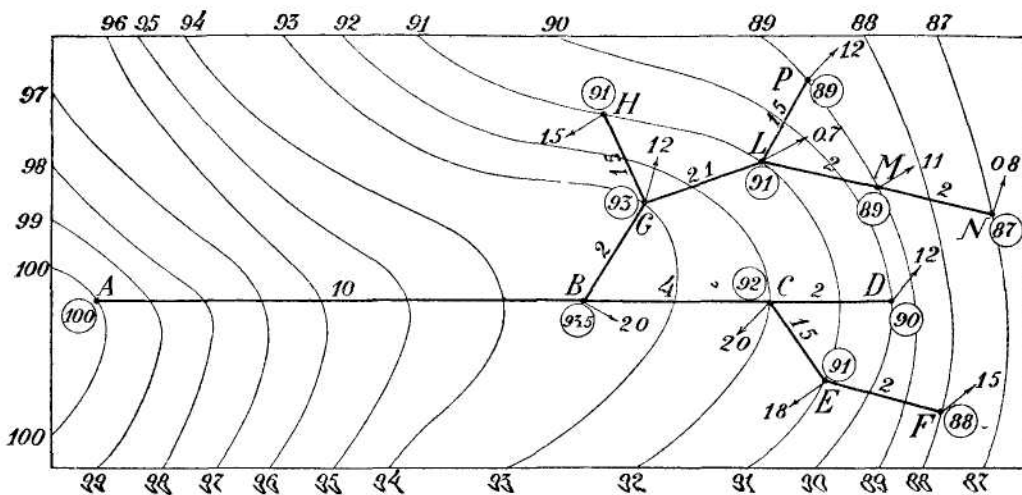
Нужно сказать, что канал со скоростью $v = 2,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ и с наполнением $h = 2,0 \text{ м}$ (но $> 0,82$) потребует уклона $i' < 13,2^{1/1000}$, а следовательно, и более дешевого перепада, но наименьшую ширину по дну имеет канал при наибольшем наполнении, т. е. при $h = 2,0 \text{ м}$.

Если допустимо изменение шероховатости, то можно, так же как и в задаче № 159, увеличив максимальную допустимую скорость, либо избежать перепадов совсем, либо уменьшить их высоту.

Окончательный выбор делается на основании сравнения стоимостей различных вариантов.

ЗАДАЧА № 164. Расчитать оросительную сеть каналов, изображенную на черт. 237. Дано:

- 1) конфигурация сети,
- 2) отметка узловых точек А, В, С и т. д. в метрах (на чертеже цифры в кружках),
- 3) длины отдельных участков в километрах (цифры в середине участков),



Черт 237

- 4) расходы, выводимые в узловых точках в $\frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ (на чертеже цифры, стоящие со стрелками).

По местным условиям принято: $m = 1,5$; $0,5 \leq v \leq 1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$, $h \leq 2 \text{ м}$. и $\gamma = 1,30$ (в формуле Bazin'a).

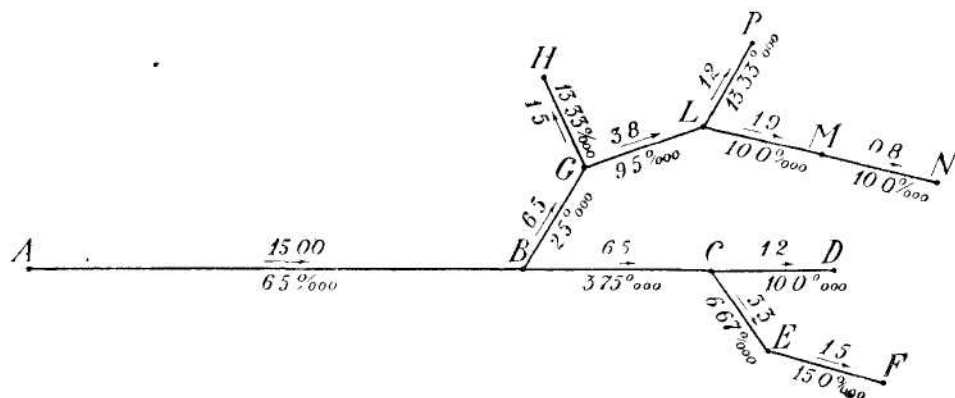
Зная расходы, сосредоточенные в узлах, определяем расходы в отдельных участках сети; по данным отметкам узловых точек и длинам участков определяем уклоны соответствующих участков. Все эти цифры сведены в таблицу А и нанесены на чертеже 238, где цифры со стрелками обозначают расходы, а цифры в середине участков—уклоны в десяти тысячных.

По найденным таким образом уклонам и расходам определяем пропускные способности К отдельных каналов сети, которые указаны также в таблице А.

Т а б л и ц а А.

Наименование каналов.	Разность отметок.	L км	i ‰	Q	K
EF	3,0	2,0	15,00	1,5	38,73
CE	1,0	1,5	6,67	3,3	127,91
CD	2,0	2,0	10,00	1,2	37,95
BC	1,5	4,0	3,75	6,5	335,60
MN	2,0	2,0	10,00	0,8	25,30
LM	2,0	2,0	10,00	1,9	60,08
LP	2,0	1,5	13,33	1,2	32,87
GL	2,0	2,1	9,50	3,8	123,20
GH	2,0	1,5	13,33	1,5	41,08
BG	0,5	2,0	2,50	6,5	411,10
AB	6,5	10,0	6,50	15,0	588,40

Прежде чем приступить непосредственно к подбору профилей, определим по формуле (22) пропускную способность гидравлически наивыгоднейшего профиля при наибольшем допуске наполнении $h = 2$ м.



Черт. 238.

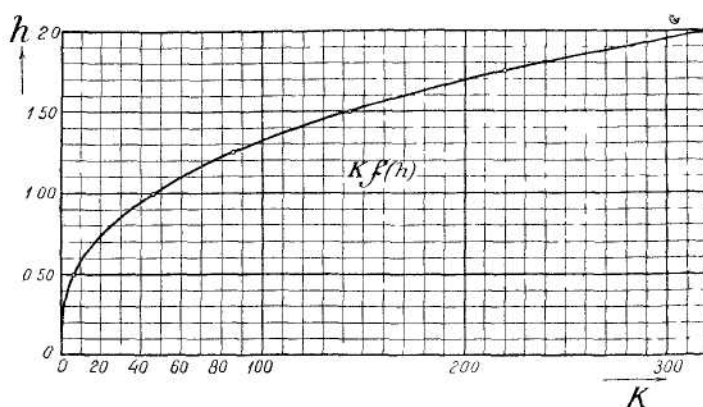
Имеем: $h = 2$ м; $\omega = 8,43$ м²; $R = 1$ м; $b = 1,21$ м; $C = 37,8$;
и $K = 318,4 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$

Все каналы, которых пропускные способности $\leq 318,4$, могут быть спроектированы, как гидравлически наивыгоднейшие с наполнением $h \leq 2$ м; для каналов же, пропускные способности которых $> 318,4$, необходимо отступить от гидравлически наивыгоднейшего профиля, увеличив ширину канала по дну b при наполнении $h = 2$ м. Наконец, необходимо и те, и другие профили проверить на скорость.

Задаваясь различными значениями h в пределах от $h = 0,25$ м до $h = 2,00$ м, определим по формуле (22) пропускные способности гидравлически наивыгоднейших профилей. Результаты этих вычислений сведены в таблицу В, по которой построена кривая $K = f(h)$ (черт. 239).

Т а б л и ц а В.

h	R	C	K
0,25	0,125	18,6	0,87
0,50	0,250	24,2	6,38
1,00	0,500	30,6	45,6
1,25	0,625	32,9	85,6
1,50	0,750	34,8	143,0
1,75	0,875	36,4	219,6
2,00	1,000	37,8	318,4



Черт. 239.

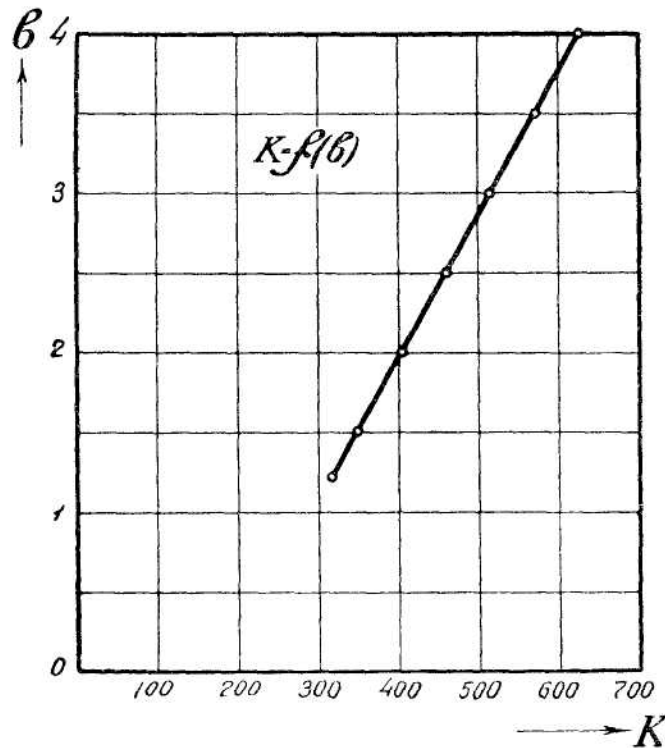
Далее, задаваясь различными значениями b в пределах от $b = 1,21$ м. до $b = 5,50$ м. при $h = 2,0$ м., вычисляем по формуле (6) им соответствующие

Т а б л и ц а С.

b	ω	χ	R	C	K
1,21	8,42	8,41	1,000	37,8	318
1,50	9,00	8,70	1,034	38,2	350
2,00	10,00	9,20	1,087	38,7	403
2,50	11,00	9,70	1,134	39,2	459
3,00	12,00	10,20	1,176	39,5	514
3,50	13,00	10,70	1,214	39,9	572
4,00	14,00	11,20	1,250	40,2	629

пропускные способности K . Результаты вычислений сведены в таблицу С, по которой построена кривая $K = f(b)$ (черт. 240).

Из таблицы В мы видим, что пропускные способности всех каналов, кроме ВС, ВГ и АВ $< 318,4$; следовательно, все они подбираются как гидравлически наивыгоднейшие по кривой $K = f(h)$ (черт. 239). Найденные таким образом значения h выписаны в таблице D. Прочие же каналы, именно, каналы ВС, ВГ и АВ подбираются по кривой $K = f(b)$ (черт. 240) при $h = 2,0$ м. Найденные значения b также вписаны в таблицу D.



Черт 240

Теперь остается найденные профили проверить на скорость. Для гидравлически наивыгоднейших профилей площадь живого сечения определяем по формуле (20), которая в данном случае принимает вид:

$$\omega = 2,107 h^2,$$

для прочих же профилей — по формуле (1). Далее определяем скорость по формуле

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

Полученные значения вписываем в таблицу D.

Т а б л и ц а D.

Наименование каналов.	h	b	ω	Q	v
EF	0,94	0,57	1,86	1,5	0,81
CE	1,45	0,88	4,46	3,3	0,74
CD	0,93	0,56	1,82	1,2	0,66
MN	0,80	0,48	1,35	0,8	0,59
LM	1,11	0,67	2,60	1,9	0,73
LP	0,88	0,53	1,63	1,2	0,74
HG	0,96	0,58	1,94	1,5	0,77
GL	1,43	0,87	4,31	3,8	0,88
BC	2,00	1,40	8,80	6,5	0,75
BG	2,00	2,06	10,12	6,5	0,64
AB	2,00	3,65	13,30	15,0	1,13

Из таблицы D не трудно видеть, что все каналы, за исключением канала АВ, удовлетворяют условиям задачи в отношении скорости; скорость же в канале АВ больше допустимой максимальной.

О возможных решениях этого вопроса подробно указывалось в задаче № 163. Здесь же остановимся на одном из них: допустим, что по местным условиям на канале АВ выгоднее всего устроить перепад. Определим высоту этого перепада.

Так же, как и в задаче № 163 принимаем: $v = 1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$; $h = 2 \text{ м.}$; тогда

$$\omega = \frac{15}{1} = 15 \text{ м}^2,$$

$$b = \frac{\omega - mh^2}{h} = \frac{15 - 1,5 \cdot 2^2}{2} = 4,5 \text{ м}$$

$$\chi = 11,70 \text{ м.}; R = 1,28 \text{ м.}; C = 40,5.$$

Предельный уклон канала АВ определится:

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{1^2}{40,5^2 \cdot 1,28} = 4,76^{0/000}$$

и, следовательно, высота перепада

$$H = 10 \cdot 10^3 (6,5 - 4,76) 10^{-4} = 1,74 \text{ м.}$$

ЗАДАЧА № 165. Расчитать осушительную сеть, изображенную на чертеже 241. Дано:

- 1) конфигурация сети;
- 2) отметки узловых точек А, В, С и т. д. в метрах (цифры в кружках)

Т а б л и ц а А.

Наименование каналов.	Разность отметок	L	i 0/000	Q	K
AB	0,9	1,5	6,0	2,0	81,7
BD	1,2	1,5	8,0	3,7	131,0
CD	1,0	0,8	12,5	2,0	56,6
DG	1,0	1,0	10,0	5,7	180,0
EF	1,5	1,5	10,0	1,6	51,0
FG	0,4	1,9	2,1	3,6	248,6
GH	2,3	2,5	9,2	9,3	306,5

Т а б л и ц а В.

h	ω	R	C	K
0,50	0,53	0,250	24,15	6,4
0,75	1,18	0,375	27,85	20,2
1,00	2,11	0,500	30,60	45,6
1,25	3,29	0,625	32,85	85,5
1,50	4,74	0,750	34,80	143,0

Т а б л и ц а С.

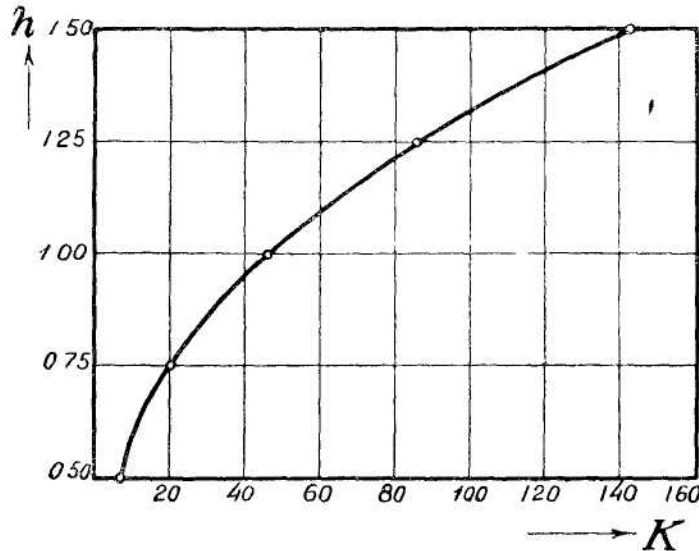
b	ω	χ	R	C	K
0,91	4,74	6,31	0,750	34,8	143
1,00	4,88	6,40	0,763	35,0	149
2,00	6,38	7,40	0,862	36,3	215
3,00	7,88	8,40	0,938	37,1	283
4,00	9,38	9,40	0,998	37,8	354

Т а б л и ц а D.

Наименование каналов	K	h	b	ω	Q	v
AB	81,7	1,23	0,75	3,19	2,0	0,63
CD	56,6	1,08	0,66	2,46	2,0	0,81
EF	51,0	1,04	0,63	2,28	1,6	0,70
BD	131,0	1,46	0,89	4,48	3,7	0,83
DG	180,0	1,50	1,48	5,60	5,7	1,02
FG	248,6	1,50	2,50	7,13	3,6	0,50
GH	306,5	1,50	3,31	8,34	9,3	1,12

Затем, задаваясь различными значениями b в пределах от $b = 0,91$ до $b = 4$ м. при постоянном наполнении $h = 1,5$, вычисляем им соответствующие пропускные способности K . Результаты этих вычислений сведены в таблицу С и на основании этой таблицы построена кривая $K = f(b)$ (черт. 244).

Теперь производится уже подбор сечений каналов: профиля, пропускные способности которых $\leq 143,0$ подбираются как гидравлически наивыгоднейшие с наполнением $h \leq 1,5$ по кривой $K = f(h)$ (черт. 243); прочие же—по кривой $K = f(b)$ (черт. 244) с наполнением $h = 1,5$ м. Результаты этого подбора сведены в таблицу D.



Черт. 243.

Теперь найденные профили необходимо проверить на скорость. Делается это так же, как и в задаче предыдущей. Полученные значения скоростей вписываем в таблицу D. Как видим из этой таблицы, в отношении скорости каналы DG, FG и GH не удовлетворяют условиям задачи.

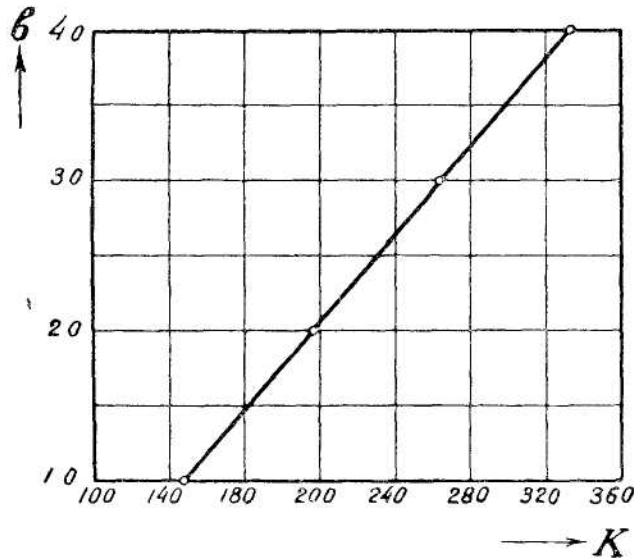
Для уменьшения скорости в каналах DG и GH можно, как и в предыдущей задаче, прибегнуть к устройству перепадов.

Для увеличения скорости в канале FG можно либо уменьшить шероховатость (увеличить C) канала соответствующей облицовкой дна и стенок канала, как это указывалось выше, либо увеличить уклон его, изменив направление ¹⁾. Первый прием возможен, однако, лишь тогда, когда канал является собственно не осушительным, а лишь отводным.

В данном случае канал FG желательно оставить земляным, поэтому увеличим уклон дна его, перенося устье G в точку G' (на черт. 241 новое направление канала обозначено пунктиром FG'). Этот прием дает превы-

¹⁾ Увеличивать уклон канала FG без изменения его направления невыгодно, ибо это потребует излишнего углубления канала GH.

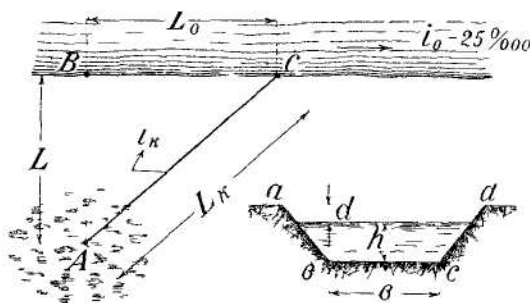
шение $\Delta H = 0,7$ м; длина канала $L = 2140$ м; уклон $i = 3,27\text{‰}$. Пропускная способность канала должна быть $K = 199$. Этой пропускной способности по кривой $K = f(b)$ (черт. 244) соответствует $b = 1,75$ м. (при $h = 1,50$).



Черт 244

Площадь живого сечения канала $\omega = 6$ м² и, следовательно, скорость $v = 0,6 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$ т. е. условия задачи удовлетворены.

ЗАДАЧА № 166. Из точки А надо вывести воду в реку в количестве $Q = 3,8 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$. Уклон реки $i_0 = 25\text{‰}$. Возвышение точки А над уровнем реки в кратчайшем расстоянии АВ равно $H_0 = 0,8$ м; длина АВ — $L = 3$ км. Опре-



Черт 245

делить размеры (b и h) и длину канала L_k гидравлически наивыгоднейшего профиля при $m = 1,5$ и $d = 0,5$ м. так, чтобы стоимость выемки всего канала была бы минимум. Канал предполагается земляной (черт. 245).

Так как стоимость выемки пропорциональна ее объему, то задача сводится к отысканию минимума выражения $L_k \Omega$, где Ω — полная площадь выемки.

Необходимо прежде всего отметить, что часто при незначительном H_0 и достаточно большом i_0 , кратчайшее направление канала АВ не будет экономически наивыгоднейшим. С уменьшением наполнения h уменьшается пропускная способность K , уклон канала i_k увеличивается, длина канала L_k также

увеличивается, а площадь всей выемки Ω — уменьшается, при чем сначала L_k увеличивается медленнее, чем уменьшается Ω и потому произведение $L_k \Omega$ — уменьшается; далее же наоборот — L_k увеличивается быстрее, чем уменьшается Ω и потому произведение $L_k \Omega$ — увеличивается. Очевидно, какому то, совершенно определенному значению h , соответствует наименьшее значение произведения $L_k \Omega$.

Задаваясь различными значениями h , определяем им соответствующие R (21); C (по Bazin'у при $\gamma = 1,30$); K (22) и наконец уклон (7)

$$i_k = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{3,8^2}{K^2} \dots \dots \dots (a)$$

Из чертежа имеем

$$L_k^2 = L^2 + L_0^2 \dots \dots \dots (b)$$

$$i_k L_k = i_0 L_0 + H_0 \dots \dots \dots (c)$$

Из уравнения (c) определяем L_0 и подставляем в уравнение (b); после преобразований получим:

$$L_k^2 + \frac{2 i_k H_0}{i_0^2 - i_k^2} L_k - \frac{L^2 i_0^2 + H_0^2}{i_0^2 - i_k^2} = 0$$

или

$$L_k^2 + \frac{1,6 i_k \cdot 10^4}{(625 - i_k^2)} L_k - \frac{56,87 \cdot 10^8}{(625 - i_k^2)} = 0,$$

где под i_k нужно подразумевать число десятитысячных.

Подставляя в последнее выражение i_k из уравнения (a) и решая его относительно L_k , определим длину канала.

Далее, площадь сечения канала определится по формуле (20)

$$\Omega = \alpha (h + d)^2 = 2,107 (0,5 + h)^2$$

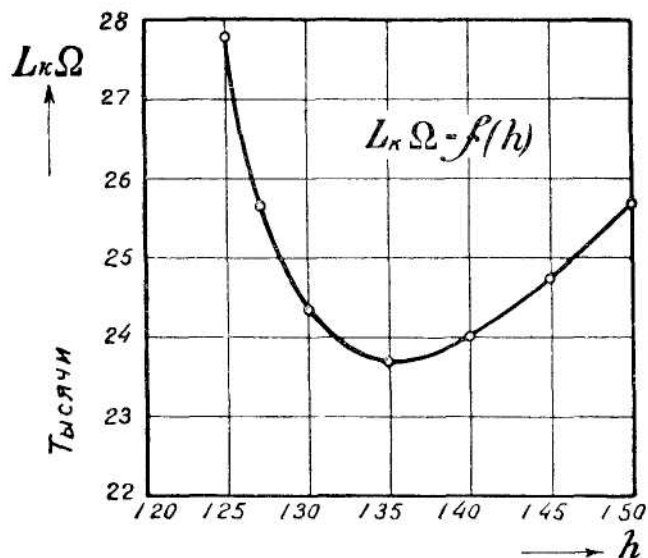
и, наконец, объем выемки $= L_k \Omega$.

Результаты всех этих вычислений сведены в таблице, на основании которой построена кривая $L_k \Omega = f(h)$ (черт. 246). Из этой кривой следует,

h	R	C	K	$i_k^{0.000}$	L_k	Ω	$L_k \Omega$
1,25	0,625	32,8	85,4	19,8	4309	6,45	27800
1,30	0,650	33,3	95,7	15,78	3566	6,83	24360
1,35	0,675	33,7	106,5	12,73	3293	7,19	23700
1,40	0,700	34,0	117,8	10,40	3159	7,60	24000
1,45	0,725	34,5	130,0	8,55	3089	8,01	24740
1,50	0,750	34,8	143,1	7,06	3048	8,43	25700

что минимуму $L_k \Omega$ соответствует наполнение канала $h = 1,35$ м. При этом получается:

$$b = 0,82 \text{ м}; \omega = 3,84 \text{ м}^2; i_k = 12,73^{0/000}; v = 0,99 \frac{\text{м}}{\text{сек}}; L_k = 3293 \text{ м}.$$

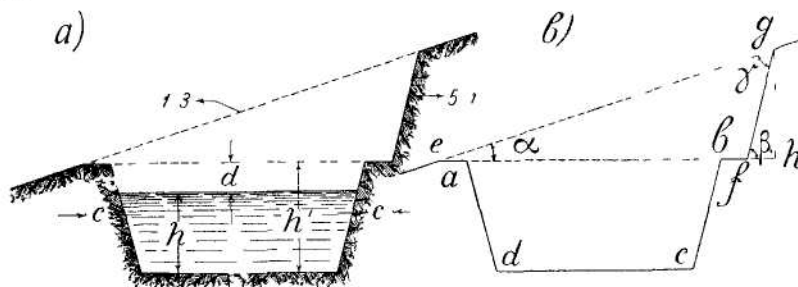


Черт. 246.

и, следовательно,

$$L_0 = \sqrt{3293^2 - 3000^2} = 1358 \text{ м}.$$

ЗАДАЧА № 167. Определить уклон и размеры канала гидро-электрической станции, так чтобы годовые расходы по эксплуатации были бы минимальными.



Черт. 247.

Принято: $Q = 35 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$; $h = 2,75$ м; $d = 0,8$ м; $c = 0,9$ м; канал бетонирован; $m = 0,2$; стоимость выемки земли 1 р. 10 коп. за 1 куб. м; стоимость бетонировки канала 3 р. 60 к. за 1 кв. м; общий $\%$ на затраченный капитал, амортизацию, ремонт и пр. $\rho = 12^{0/0}$; стоимость годовой силы на валу генератора 60 руб. (черт. 247).

Эксплуатационные расходы состоят из $\%$ на затраченный капитал, амортизации и пр. и из стоимости „потерянных сил“, обусловливаемых уклоном канала. Первая статья расходов с увеличением скорости воды в канале уменьшается, ибо с увеличением скорости уменьшается сечение канала, выемка, первоначально затраченный капитал, а, следовательно, и $\%$ на него. Вторая же статья расходов с увеличением скорости увеличивается, так как с увеличением скорости увеличивается необходимый уклон канала, потеря напора, мощность, теряемая на валу, а, следовательно, и ее стоимость. Очевидно, что какой-то, вполне определенной, скорости соответствует minimum годовых эксплуатационных расходов.

Задаемся скоростью v в канале и определяем при $h = 2,75$ м. площадь живого сечения ω , ширину канала по дну b , смоченный периметр χ , гидравлический радиус R , коэффициент C (по Bazin'у при $\gamma = 0,16$) и, наконец, уклон канала

$$i_k = \frac{v^2}{C^2 R}$$

Потеря напора при этом уклоне на 1 километр длины канала получается:

$$h_w = 1000 i_k \text{ м.}$$

Потерянную мощность определим по формуле:

$$N_w = 10 Q h_w \text{ л. с.}$$

и стоимость потерянных сил в год составит:

$$S_w = 60 N_w = 60 \cdot 10 \cdot 35 \cdot h_w = 21000 h_w \text{ руб. (a)}$$

Перейдем к определению расходов по оплате $\%$ на затраченный капитал и пр.

Имеем:

$$h' = h + d = 2,75 + 0,80 = 3,55 \text{ м.}$$

Площадь сечения канала $abcd$ (черт. 247 б)

$$\Omega_1 = (b + mh') h' = (b + 0,2 \cdot 3,55) 3,55 = 3,55 b + 2,52$$

Обозначим ef через l . Очевидно

$$l = b + 2mh' + 2c = b + 3,22.$$

Площадь холостой части выемки efg

$$\Omega_2 = \frac{ef \cdot gh}{2},$$

но

$$gh = fg \sin \beta$$

$$fg = l \frac{\sin \alpha}{\sin \gamma} = \frac{l \sin \alpha}{\sin (\beta - \alpha)}$$

$$\Omega_2 = -\frac{l \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \sin \beta}{2} = \frac{l^2 \sin \alpha \sin \beta}{2 \sin (\beta - \alpha)}.$$

Раскрывая $\sin$ в знаменателе и сокращая на $\sin \alpha \sin \beta$, получим:

$$\Omega_2 = -\frac{l^2}{2 \left(\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} \right)}.$$

Но $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3}$; $\operatorname{tg} \beta = 5$ и, следовательно,

$$\Omega_2 = -\frac{l^2}{2 \left(3 - \frac{1}{5} \right)} = 0,1785 l^2.$$

Площадь всего сечения $adcbfgea$

$$\Omega = \Omega_1 + \Omega_2 = (3,55 b + 2,52 + 0,1785 l^2) \text{ м}^2.$$

Вся выемка для канала длиной в один километр составит:

$$1000 \Omega \text{ м}^3.$$

Стоимость этой выемки

$$S_1 = 1,1 \cdot 1000 \Omega = 1100 \Omega \text{ руб.}$$

Определим теперь стоимость бетонировки канала.

Периметр $adcb$

$$P = b + 2 h' \sqrt{1 + m^2} = b + 2 \cdot 3,55 \sqrt{1 + 0,2^2} = b + 7,23 \text{ м.}$$

Бетонируемая площадь на один километр длины канала

$$1000 P = 1000 (b + 7,23) \text{ м}^2.$$

Стоимость бетонировки

$$S_2 = 3600 (b + 7,23) \text{ руб.}$$

Суммарная стоимость выемки и бетонировки

$$S = S_1 + S_2.$$

Годовые расходы по оплате $\%_0$ на затраченный капитал составят

$$\%_0 S = 0,12 [1100 \Omega + 3600 (b + 7,23)] \text{ руб.} \dots \dots (b).$$

Суммарные годовые эксплуатационные расходы определяются, как сумма

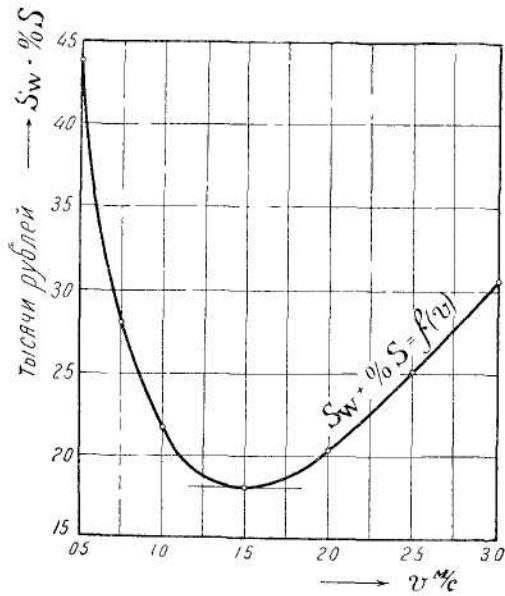
$$S_w + \%_0 S.$$

Теперь, задаваясь различными значениями v , будем находить по формулам (а) и (б) им соответствующие значения S_w , S и, наконец,

$$S_w + \% S.$$

Результаты всех этих подсчетов сведены в таблицу, по данным которой построена кривая (черт. 248)

$$S_w + \% S = f(v).$$



Черт. 248.

Из этой кривой следует, что минимуму эксплуатационных расходов (18080) соответствует

$$v = 1,5 \frac{\text{м}}{\text{сек}}.$$

Следовательно, канал надо проложить с уклоном

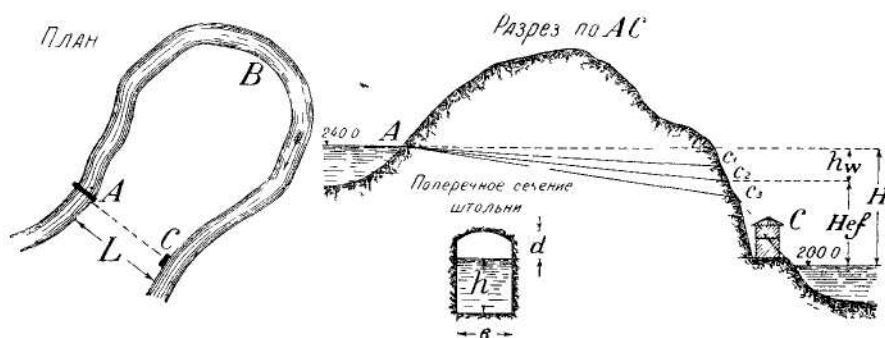
$$i_k = 2,175^{0/000}.$$

Ширина канала по дну при этом получается

$$b = 7,94 \text{ м.}$$

v	ω	b	λ	R	C	$i_k^{0/000}$	h_w	S_w	Ω_1	I	Ω_2	Ω	S_1	P	S_2	$\% S$	$S_w + \% S$
0,5	70,00	24,50	30,11	2,326	78,8	0,173	0,0173	363	89,52	27,72	137,00	226,52	249172	31,73	114200	43610	43973
1,0	35,00	12,18	17,79	1,965	78,0	0,836	0,0836	1758	45,72	15,40	42,30	88,02	96822	19,41	69300	20000	21758
1,5	23,75	7,94	13,55	1,721	77,5	2,175	0,2175	4560	30,72	11,16	22,20	59,92	58212	15,17	54500	13520	18080
2,0	17,50	5,82	11,43	1,531	77,0	4,410	0,4410	9250	23,20	9,03	14,56	37,78	41558	13,05	47000	10630	19880
2,5	14,00	4,54	10,15	1,379	76,6	7,730	0,7730	16250	18,64	7,76	10,75	29,39	32329	11,77	42350	8960	25210
3,0	11,67	3,69	9,30	1,253	76,1	12,370	1,2370	26000	15,62	6,91	8,51	24,13	26543	10,92	39400	7910	33910

ЗАДАЧА № 168. На участке ABC (черт. 249) реки сосредоточено значительное падение, которое предполагается использовать для гидравлической установки. Для этой цели в А устраивается водоподъемная плотина, поддерживающая нормальный горизонт на отметке 240,0 м., а в С располагается станция, при чем за нормальный горизонт реки в С можно считать отметку 200,0 м. Воду в количестве $Q = 15 \frac{\text{м}^3}{\text{сек}}$ предполагается подвести к станции посредством канала — штольни, при чем $L = 3000$ м. Определить профиль штольни и мощность установки так, чтобы стоимость одной установленной силы была бы минимальной. Дано: $\frac{b}{h} = 0,75$; $d = 0,6$ м.; $m = 0$; штольня бетонирована; стоимость выемки 4 р. 50 к. за 1 куб метр; стоимость бетонирования 3 р. 20 к. за 1 кв. метр.



Черт. 249.

Обозначая мощность установки через N , а стоимость всей штольни через S , стоимость, приходящаяся на одну силу, определится: $a = \frac{S}{N}$. С увеличением скорости воды в штольне, сечение ее, выемка, а, следовательно, и стоимость уменьшаются; уклон же штольни увеличивается и, таким образом, уменьшается мощность установки. Таким образом, с увеличением скорости числитель и знаменатель в выражении для a уменьшаются; при малых скоростях числитель уменьшается быстрее знаменателя и дробь уменьшается; при больших же скоростях, наоборот — знаменатель уменьшается быстрее числителя и дробь увеличивается. Очевидно, какой то определенной скорости соответствует наименьшее значение этой дроби.

Отсюда намечается ход решения задачи: будем задаваться различными скоростями воды в штольне и определять соответствующие значения a — стоимости одной установленной лошадиной силы. Затем подбираем размеры штольни так, чтобы скорость движения воды в ней соответствовала бы минимальному значению a .

Пусть скорость будет v , тогда площадь живого сечения штольни

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

и наполнение

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{0,75}}$$

ибо $\omega = b h$ и $b = 0,75 h$.

Далее находим b ; γ ; R ; C (по Bazin'у при $\gamma = 0,16$) и уклон штольни по формуле

$$i_{ш} = \frac{v^2}{C^2 R}$$

Зная $i_{ш}$, определяем потерянный напор

$$h_w = 3000 i_{ш}$$

и эффективную мощность установки

$$N = 10 Q (H - h_w) = 150 (40 - h_w) \text{ л. с.}$$

так как $H = 240,0 - 200,0 = 40,0$ м.

Далее подсчитываем стоимость штольни. Полная площадь выемки

$$\Omega = b (h + d) = b (h + 0,6) \text{ м}^2.$$

Объем выемки

$$W = 3000b (h + 0,6) \text{ м}^3$$

и стоимость выемки

$$S_1 = 4,5 W \text{ руб.}$$

Периметр сечения

$$P = 2 (b + h + d) = 2 (b + h + 0,6) \text{ м.}$$

Площадь бетонирования

$$\Omega_1 = 6000 (b + h + 0,6) \text{ м}^2$$

и стоимость бетонирования

$$S_2 = 3,2 \Omega_1 \text{ руб.}$$

Таким образом, полная стоимость штольни

$$S = S_1 + S_2$$

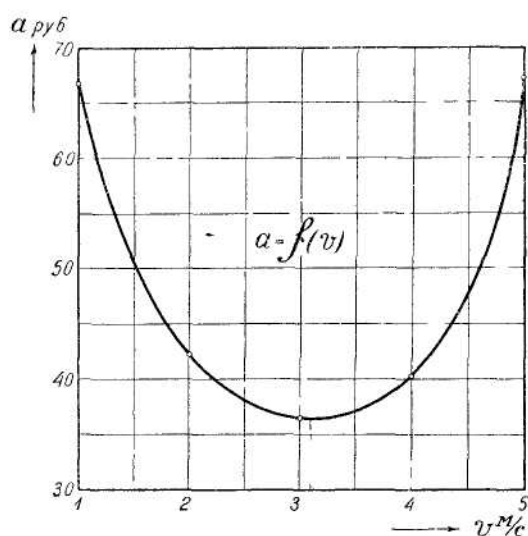
и стоимость одной лошадиной силы

$$a = \frac{S}{N}$$

Произведя подобные подсчеты для различных значений скорости v (результаты подсчетов собраны в таблицу), построим кривую $a = f(v)$ (черт. 250). Из этой кривой следует, что наименьшая стоимость одной лошадиной силы получается при скорости $v = 3,1 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$. При этом будем иметь: $h = 2,54$ м; $b = 1,9$ м; $i_{ш} = 26^0/000$ и $N = 4830$ л. с.

v	ω	h	b	χ	R	C	$i_{ш}$ 0/000	h_w	N	Ω	W	S ₁	S ₂	S	a
1	15,0	4,47	3,36	12,30	1,22	76,0	1,42	0,43	5940	17,05	51150	230000	161664	391664	66,8
2	7,5	3,16	2,37	8,69	0,86	74,1	8,49	2,55	5625	8,92	26760	120500	117696	238196	42,4
3	5,0	2,58	1,94	7,10	0,70	73,1	24,10	7,23	4920	6,16	18480	83200	98304	181504	36,7
4	3,75	2,24	1,68	6,16	0,61	72,2	50,40	15,15	3720	4,77	14310	64400	86784	151184	40,3
5	3,0	2,00	1,50	5,50	0,55	71,5	89,70	26,91	1960	3,90	11700	52500	78720	131320	67,3

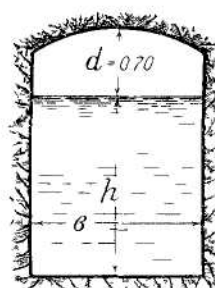
ЗАДАЧА № 169. Из реки, уклон которой $i = 27^0$ ‰, предполагается бетонированной штольной подвести к гидравлической установке воду в количестве $Q = 24 \frac{м^3}{сек.}$. Принято: $\frac{b}{h} = 0,75$; $d = 0,7$ м; стоимость выемки = 5 руб.;



Черт. 250.



Черт. 251.



Черт. 252.

стоимость бетонировки за 1 кв. м = 3 руб.; $m = 0$. Определить размеры, уклон и длину штольной так, чтобы при мощности установки $N = 2400$ л. с. стоимость сооружения была бы минимальной (черт. 251, 252 и 253).

При уклоне штольной $i_{ш} = 0$ длина ее будет наименьшей, но сечение $= \infty$ и стоимость $= \infty$; при увеличении $i_{ш}$ сначала площадь сечения убывает быстрее, чем возрастает длина, а потому стоимость падает, а далее длина возрастает быстрее, чем уменьшается площадь и стоимость возрастает и при $i_{ш} = i$ площадь достигает наименьшей величины, но длина штольной при этом уклоне $= \infty$ и стоимость также $= \infty$. Очевидно, при каком-то вполне определенном уклоне (что то же скорости) стоимость сооружения (штольной) будет минимальной.

Обозначая полезный напор установки через H , будем иметь

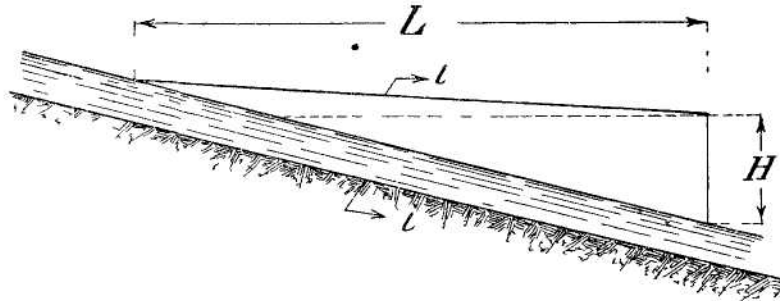
$$N = 10 QH \text{ л. с.}$$

Откуда

$$H = \frac{N}{10 Q} = \frac{2400}{10 \cdot 24} = 10 \text{ м.}$$

Задаваясь различными значениями скорости v , определяем площадь живого сечения штольни

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{24}{v} \text{ м}^2$$



Черт 253

Но

$$\omega = b h - 0,75h^2$$

Следовательно

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{0,75}} \text{ и } b = 0,75h.$$

Смоченный периметр

$$\rho = b + 2h$$

Далее находим величины R , C (по Bazin'у при $\gamma = 0,16$) и $i_{ш}$

Напор $H = 10$ м. получим при длине штольни

$$L = \frac{H}{i - i_{ш}} = \frac{10 \cdot 10^4}{27 - i_{ш}} \text{ м.}$$

Полная площадь сечения штольни

$$\Omega = b (h + 0,7) \text{ м}^2.$$

Стоимость выемки грунта

$$S_1 = 5 L \Omega \text{ руб.}$$

Периметр штольни

$$P = 2 (b + h + 0,7) \text{ м.}$$

Стоимость бетонировки

$$S_2 = 3 \cdot 2 (b + h + 0,7) L = 6 L (b + h + 0,7) \text{ руб.}$$

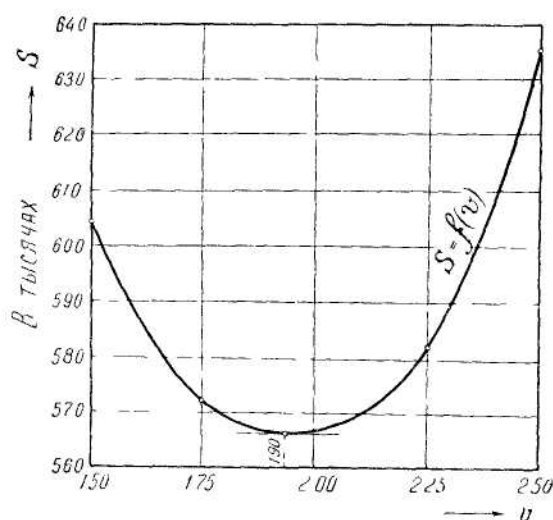
Полная стоимость штольни

$$S = S_1 + S_2 \text{ руб.}$$

Результаты этих вычислений приведены в таблице, по данным которой построена кривая $S = f(v)$ (черт. 254). Из этой кривой следует, что minimum'y

v	ω	h	b	χ	R	C	$i_{\text{шт}}$ 0/000	L	Ω	S_1 ты- сячи	ρ	S_2 ты- сячи	S ты- сячи
1.50	16,0	4.61	3,46	12,68	1,26	76,1	3,08	4180	18.35	384	17,54	220,0	604,5
1,75	13,7	4,27	3,20	11,74	1,17	75,8	4.58	4460	15.90	354	16,34	218,5	572,5
2,00	12,0	4,00	3,00	11 00	1,09	75.5	6.44	4860	14.10	342	15,40	224,5	566,5
2,25	10,6	3,76	2,82	10,33	1,02	75,1	8.76	5485	12.54	344	14,55	238,5	582.5
2.50	9,6	3,58	2,68	9.83	0,98	74.9	11.41	6410	11.44	368	13.91	267,5	635,5

S соответствует скорость $v = 1,9 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$. Размеры штольни при этом полу-
чаются: $h = 4,1$ м; $b = 3,03$ м; $i_{\text{шт}} = 5,65/000$ и $L = 4685$ м.



Черт. 254.

6. Замкнутые профили. Замкнутые профили применяются при устройстве канализационных и дренажных систем.

А. Канализационные трубы. Выше уже указывалось, что канализационные трубы или коллекторы рассчитываются как открытые каналы, т. е. при расчете их предполагается, что они работают не полным сечением, вследствие чего основные уравнения, выведенные для открытых каналов, применимы и здесь.

На стр. 338 мы имели, что средняя скорость в канале определяется уравнением

$$v = C \sqrt{Ri} \dots \dots \dots (5)$$

и расход—уравнением

$$Q = K \sqrt{i}, \dots \dots \dots (4)$$

где $K = \omega C \sqrt{R}$ — пропускная способность канала или модуль расхода.

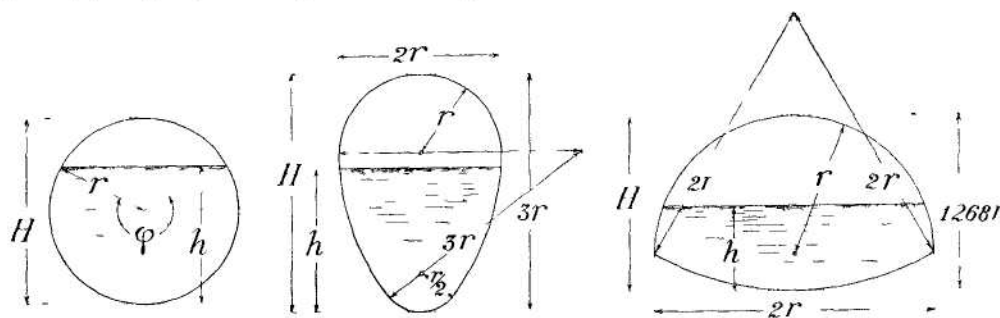
Вводя обозначение

$$W = C \sqrt{R}, \dots \dots \dots (24)$$

можно уравнение (5) переписать так:

$$v = W \sqrt{i} \dots \dots \dots (25)$$

Величина W , имеющая измерение скорости, называется приведенной скоростью (по Бахметеву) или модулем скорости (по Павловскому). Формулы (4) и (25') очень удобны для расчета коллекторов.



Черт. 255 а.

Черт. 255 б.

Черт. 255 с.

Выше уже упоминалось, что в канализационной практике при вычислении коэффициента C , чаще всего пользуются формулой Kutter'a (8) с коэффициентом $k = 0,35$, „сокращенной“ формулой Ganguillet—Kutter'a (10) с коэффициентом $n = 0,012 — 0,014$ и формулой Manning'a с коэффициентом $C_0 = 80$. Из этих формул больше всего распространена сокращенная формула Ganguillet—Kutter'a. Что же касается коэффициента n , то без различия материала коллекторов (кирпич, бетон, керамика и пр.) проф. Павловский в своем Гидравлическом справочнике останавливается на нормах, принятых проф. Д. П. Рузским при составлении проекта канализации гор. Петербурга¹⁾: для труб диаметром до 60 см. (включительно) следует считать $n = 0,012$, для прочих труб— $n = 0,013$.

Из замкнутых профилей, применяемых в канализации, наиболее употребительными являются:

а) круглое сечение, гидравлические элементы которого определяются так (черт. 255а);

$$\omega = \frac{d^2}{8} (\varphi - \sin \varphi) \dots \dots \dots (26)$$

¹⁾ Пояснительная записка к проекту канализации г. Петербурга 1914 г.

$$\lambda = \frac{\varphi d}{2} \dots \dots \dots (27)$$

$$R = \frac{d}{4} \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right) \dots \dots \dots (28),$$

где d — диаметр сечения,

φ — центральный угол.

b) овоидальное сечение, имеющее отношение полной высоты сечения к ширине $= \frac{3}{2}$ и называемое поэтому „нормальным типом“ $\frac{3}{2}$ (черт. 255b).

с) лотковое сечение, применяемое, главным образом, для ливневых сетей. На черт. 255 изображены все эти профили; из этого же чертежа ясно их построение.

Обозначим отношение $\frac{h}{H}$ через a (черт. 255) и будем называть это отношение степенью наполнения. Далее обозначим W_0 и K_0 — приведенную скорость и пропускную способность при $a = 1$ (т. е. при $h = H$); те же величины при $a < 1$ будем обозначать — W и K . Ниже приводятся таблицы № 10, 11 и 12 значений K_0 и W_0 для круглых, лотковых и овоидальных профилей разных размеров, при чем коэффициент C определялся по Ganguillet — Kutter'y при $n = 0,012$ и $0,013$.

ТАБЛИЦА № 10

значений W_0 и K_0 для круглых сечений при коэффициенте C по сокращенной формуле Ganguillet—Kutter'a при $n = 0,012$

d — см; W_0 — $\frac{м}{сек.}$; K_0 — $\frac{литр.}{сек.}$

d	20	25	30	35	40	45	50	55	60
W_0	10.65	12.38	14.09	15.80	17.54	19.27	20.67	22.02	23.40
K_0	334.8	606.8	994.8	1520	2207	3066	4026	5226	6613

ТАБЛИЦА № 11

значений W_0 и K_0 для лотковых сечений при коэффициенте C по сокращенной формуле Ganguillet—Kutter'a при $n = 0,013$

r — см.; W_0 — $\frac{м}{сек.}$; K_0 — $\frac{м^3}{сек.}$

r	50	60	70	80	90	100	120	140	160	180	200
W_0	25,4	28,9	32,1	35,1	38,0	40,7	46,2	50,9	55,7	59,8	63,9
K_0	12,28	20,12	30,40	43,60	59,60	78,80	128,0	193,0	276,0	375,0	495,0

ТАБЛИЦА № 12

значений K_0 и W_0 для круглых и овоидальных (нормальных) сечений при коэффициенте C по сокращенной формуле Ganguillet—Kutter'a при $n = 0,013$

$$W_0 = \frac{m}{\text{сек.}}; K_0 = \frac{\text{литр.}}{\text{сек.}}$$

Круглое.			Овоидальное $\frac{3}{2}$		
d см.	W_0	K_0	размеры сечения см.	W_0	K_0
20	9,64	302,8	30/20	10,82	497,4
25	11,26	551,7	37,5/25	12,66	908,8
30	12,86	908,2	45/30	14,43	1523
35	14,48	1393	52,5/35	16,22	2327
40	16,12	2028	60/40	18,03	3314
45	17,76	2825	67,5/45	19,48	4427
50	19,09	3718	75/50	21,31	6119
55	20,38	4838	82,5/55	22,73	7898
60	21,70	6132	90/60	24,19	10000
65	22,97	7913	97,5/65	25,59	12420
70	24,27	9340	105/70	27,03	15210
75	25,52	11270	112,5/75	28,41	18360
80	26,81	13490	120/80	29,34	21550
90	28,94	18410	135/90	32,17	29930
100	30,99	24350	150/100	34,43	42690
110	33,09	31480	165/110	37,00	51430
120	35,07	39660	180/120	38,92	64390
130	37,04	39090	195/130	40,42	78580
140	39,05	60100	210/140	42,68	92190
150	41,02	72470	225/150	44,81	115800

Замкнутые профили обладают одним интересным с гидравлической точки зрения свойством: данный профиль при заданном уклоне имеет наибольшую скорость и пропускает максимальный расход не при полном наполнении, а лишь при наполнении некоторой его части, при чем максимуму скорости соответствует одно наполнение, а максимуму расхода—другое.

Ниже в таблице указаны значения наполнения h , соответствующие наибольшим скорости и расхода для различных сечений.

	Круглое.	Овоидальное ($\frac{3}{2}$)	Лотковое.
$v_{\max}$	$h = 0,81 H; \varphi = 257^{\frac{1}{2}}^{\circ}$	$h = 0,85 H$	$h = 0,81 H$
$Q_{\max}$	$h = 0,95 H; \varphi = 308^{\circ}$	$h = 0,95 H$	$h = 0,93 H$

Обозначим

$$\frac{K}{K_0} = \alpha; \quad \frac{W}{W_0} = \beta. \quad (29)$$

Подсчет показывает, что при одинаковых степенях наполнения a , величины α и β почти не зависят от размеров коллектора. Это обстоятельство значительно упрощает расчеты. В дальнейшем, величины α и β приняты независимыми от размеров и значения их для круглых, овоидальных ($\frac{3}{2}$) и лотковых сечений приведены в таблице № 13. ¹⁾ Кроме того, на чертежах 256,

ТАБЛИЦА № 13
значений α и β в зависимости от степени наполнения $a = \frac{h}{H}$

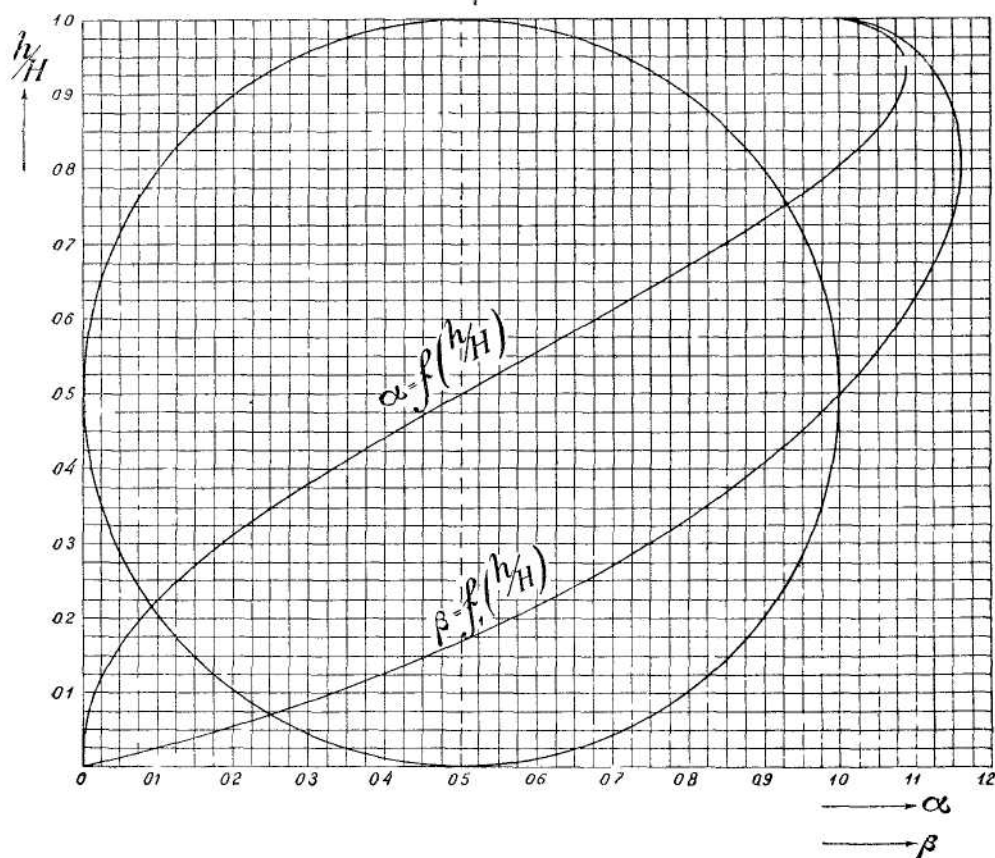
a	Круглое.		Овоидальное ($\frac{3}{2}$).		Лотковое.	
	α	β	α	β	α	β
0,05	0,004	0,184	0,014	0,260	—	—
0,10	0,017	0,333	0,018	0,424	0,021	0,332
0,15	0,043	0,457	0,040	0,536	0,050	0,450
0,20	0,080	0,565	0,072	0,628	0,099	0,565
0,25	0,129	0,661	0,111	0,702	0,164	0,675
0,30	0,188	0,748	0,159	0,769	0,235	0,773
0,35	0,256	0,821	0,216	0,829	0,314	0,860
0,40	0,332	0,889	0,278	0,883	0,394	0,923
0,45	0,414	0,948	0,348	0,930	0,478	0,969
0,50	0,500	1,000	0,423	0,975	0,563	1,013
0,55	0,589	1,045	0,501	1,000	0,652	1,054
0,60	0,678	1,083	0,585	1,043	0,745	1,091
0,65	0,766	1,113	0,672	1,075	0,802	1,106
0,70	0,850	1,137	0,755	1,098	0,889	1,130
0,75	0,927	1,152	0,839	1,118	0,954	1,139
0,80	0,994	1,159	0,917	1,130	1,000	1,140
0,85	1,048	1,157	0,983	1,135	1,051	1,135
0,90	1,082	1,142	1,037	1,130	1,073	1,122
0,95	1,087	1,108	1,062	1,109	1,084	1,078
1,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

257 и 258 построены кривые $\alpha = f(a)$ и $\beta = f_1(a)$ для указанных выше трех сечений.

Переходя к общим соображениям о расчете коллекторов, надо указать на следующее обстоятельство: трубы рассчитываются на наибольший возможный расход, а так как этот последний определяется недостаточно точно, то

¹⁾ Иногда в курсах канализации приводятся таблицы значений α и β для различных размеров отдельно; мы же ограничиваемся таблицей № 13.

не исключается возможность увеличения действительного расхода против расчетного; это может повлечь работу коллектора полным сечением, что абсолютно недопустимо. Поэтому подбор труб делается с некоторым запасом: размеры коллекторов назначаются таким образом, чтобы при принятом наибольшем расходе труба работала как открытое русло с определенной степенью наполнения. Так как колебания расходов, определяющихся случай-



Черт. 256.

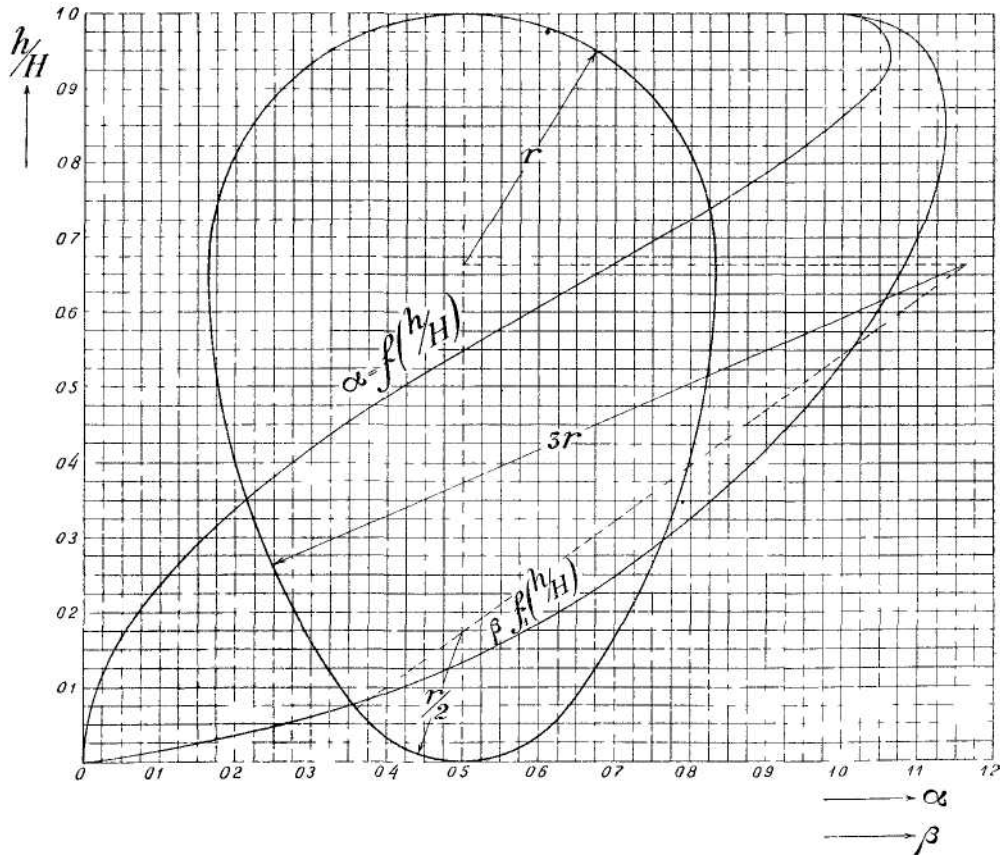
ным поступлением сточных вод, в малых трубах больше, чем в больших, то первые приходится брать с большим запасом, чем вторые. Так, в проекте проф. Рузского канализации г. Петербурга степень наполнения коллекторов до 12" — $a = 0,5$, для коллекторов больших — $a = 0,75$.

Простейшая задача канализации ставится обычно так: руководствуясь опытными данными, определяются расходы отдельных участков; далее намечается конфигурация сети, устанавливаются типы коллекторов, их сортамент, наполнения, предельные скорости ¹⁾ и, принимая уклон коллектора равным уклону улицы или отступая от последнего возможно меньше, определяют размеры коллектора.

¹⁾ О допускаемых скоростях см. § 4 этой главы, стр. 352.

ЗАДАЧА № 170. Определить расход и скорость круглого коллектора диаметром $d = 0,60$ м. при $h = 0,75$ и $i = 49,5^{0}_{1000}$.

Прежде всего по таблице № 12 (стр. 397) находим, что диаметру $d = 0,60$ м соответствует $K_0 = 6132 \frac{\text{литр}}{\text{сек}}$ и $W_0 = 21,70 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.



Черт 257.

Далее по таблице № 13 (стр. 398) или по чертежу 256 имеем:

$$\alpha = 0,927 \text{ и } \beta = 1,152.$$

Следовательно, расход

$$Q = \alpha K_0 \sqrt{i} = \frac{0,927 \cdot 6132 \sqrt{49,5}}{100} = 400 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

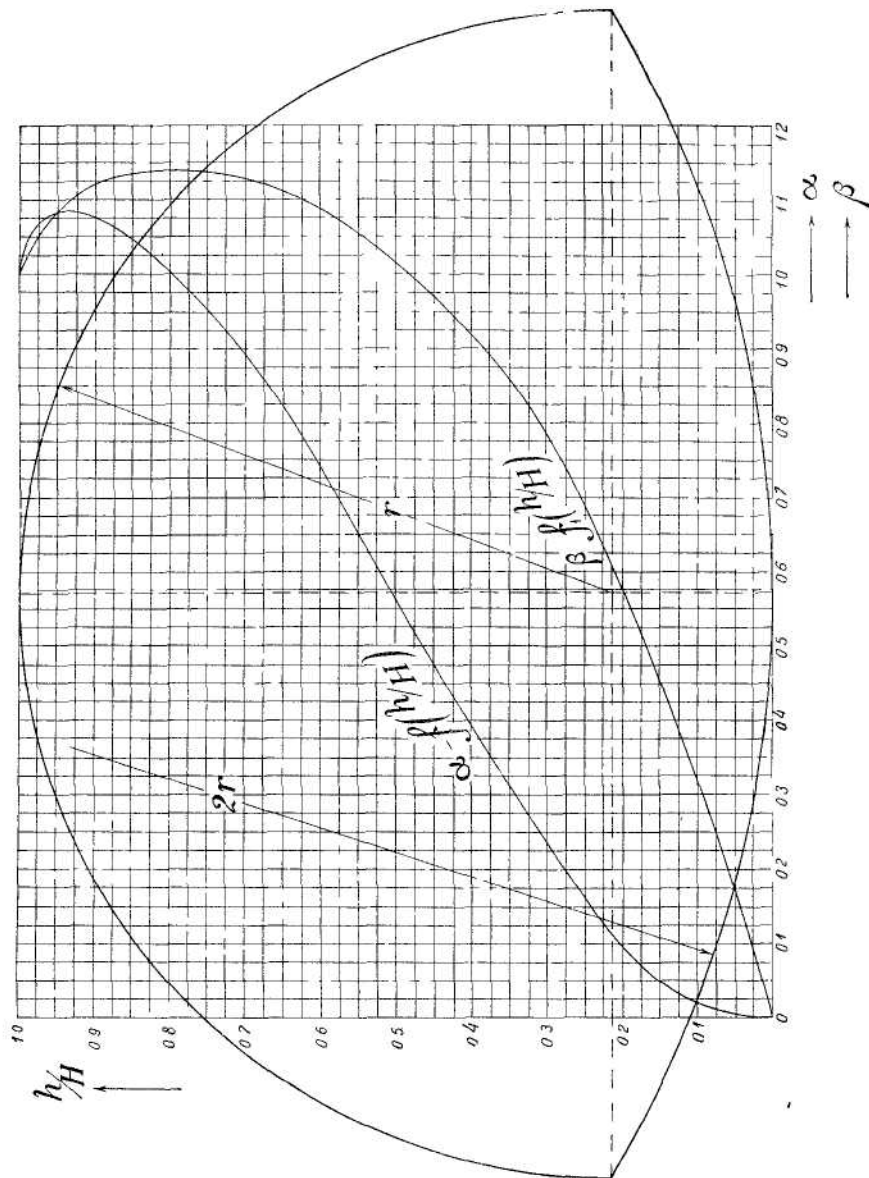
и скорость

$$v = \beta W_0 \sqrt{i} = \frac{1,152 \cdot 21,70 \sqrt{49,5}}{100} = 1,76 \frac{\text{м}}{\text{сек}}$$

ЗАДАЧА № 171. Определить глубину и скорость в овоидальном коллекторе 150 100, пропускающем расход $Q = 1980 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ при уклоне $i = 52,4^{0}_{1000}$.

По таблице № 12 определяем:

$$K_0 = 42690 \frac{\text{литр}}{\text{сек}} \text{ и } W_0 = 34,43 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$



Черт 258

Теперь определим пропускную способность коллектора при заданных расходе и уклоне

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{1980}{\sqrt{52,4}} = 27350 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

и, следовательно

$$\alpha = \frac{K}{K_0} = \frac{27350}{42690} = 0,641.$$

Из чертежа 257 следует, что $\alpha = 0,641$ соответствует степень наполнения $a = 0,63$. Следовательно, глубина

$$h = aH = 0,63 \cdot 150 = 94,5 \text{ см.}$$

Далее из того же чертежа 257 следует, что степени наполнения $a = 0,63$ соответствует $\beta = 1,056$ и, следовательно, скорость

$$v = \beta W_0 \sqrt{i} = \frac{1,056 \cdot 34,43 \sqrt{52,4}}{100} = 2,61 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

ЗАДАЧА № 172. Определить уклон лоткового коллектора, пропускающего расход $Q = 450 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$ при степени наполнения $a = 0,8$, если $r = 0,6$ м.

По таблице № 11 находим:

$$K_0 = 20120 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}} \text{ и } W_0 = 28,9 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

По чертежу 258 или по таблице № 13 имеем, что наполнению $a = 0,8$ соответствуют $\alpha = 1,0$ и $\beta = 1,14$; следовательно

$$K = \alpha K_0 = 1 \cdot 20120 = 20120$$

$$W = \beta W_0 = 28,9 \cdot 1,14 = 32,9.$$

Далее по формуле (4) определяем уклон

$$i = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 = \left(\frac{450}{20120} \right)^2 = 5^0/000.$$

и по формуле (25) скорость

$$v = W \sqrt{i} = \frac{32,9 \sqrt{5}}{100} = 0,735 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

ЗАДАЧА № 173. Даны два коллектора: овоидальный (нормальный) 97,5/65 см. и лотковый — $r = 50$ см. Уклон $i = 50^0/000$. Сравнить скорости первого и второго сечений при наибольшем и наименьшем расходах, если отношение последних равно 50.

Пропускная способность и приведенная скорость овоидального коллектора $K_0 = 12,42 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$ и $W_0 = 25,59 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$. Наибольшему расходу соответствуют $\alpha = 1,062$ и $\beta = 1,109$. Следовательно, наибольший расход и соответственно скорость

$$Q'_1 = \alpha K_0 \sqrt{i} = \frac{1,062 \cdot 12,42 \sqrt{50}}{100} = 0,931 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

$$v'_1 = \beta W_0 \sqrt{i} = \frac{1,109 \cdot 25,59 \sqrt{50}}{100} = 2,00 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Перейдем к лотковому сечению, для которого: $K_0 = 12,28$; $W_0 = 25,4$; $\alpha = 1,084$ и $\beta = 1,078$. Следовательно

$$Q_1 = \frac{1,084 \cdot 12,28 \sqrt{50}}{100} = 0,941 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

$$v_1 = \frac{1,078 \cdot 25,4 \sqrt{50}}{100} = 1,94 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Таким образом, при наибольшем расходе овоидальный и лотковый профили могут быть признаны в гидравлическом отношении равноценными: они пропускают почти равные расходы при незначительно отличающихся скоростях.

Наименьший расход и соответствующая пропускная способность

$$Q_2 = \frac{Q_1}{50} \cong 0,0186 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}}$$

$$K_2 = \frac{Q_2}{\sqrt{i}} = \frac{0,0186 \cdot 100}{\sqrt{50}} = 0,263 \frac{\text{м}^3}{\text{сек.}} = 263 \frac{\text{литр}}{\text{сек.}}$$

Для определения скоростей, соответствующих наименьшему расходу, воспользуемся графиками на черт. 257 и 258, отметив при этом, что в виду трудности получения точных отсчетов по кривым α и β при малых наполнениях, расчет не будет точным. В этом случае нужно было бы иметь соответствующие части кривых α и β в более крупном масштабе.

Имеем:

$$\alpha_{\text{ов}} = \frac{K_2}{K_0} = \frac{263}{12420} = 0,0212 \text{ (овоидальный профиль),}$$

$$\alpha_{\text{л}} = \frac{K_2}{K_0} = \frac{263}{12280} = 0,0214 \text{ (лотковый „)}$$

По кривым (черт. 257 и 258) соответственно находим $\alpha_{\text{ов}} = 0,11$ и $\alpha_{\text{л}} = 0,108$. Этим значениям степени наполнения соответствуют коэффициенты $\beta_{\text{ов}} = 0,437$ и $\beta_{\text{л}} = 0,337$. Следовательно

$$W_2' = \beta_{\text{ов}} W_0 = 0,437 \cdot 25,59 = 11,18 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

$$W_2'' = \beta_{\text{л}} W_0 = 0,337 \cdot 25,4 = 8,57 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$$

Таким образом, скорости получаются:

$$v_2' = \frac{11,18 \cdot \sqrt{50}}{100} = 0,790 \frac{\text{м}}{\text{сек.}} \text{ (овоидальный профиль)}$$

$$v_2'' = \frac{8,57 \cdot \sqrt{50}}{100} = 0,605 \frac{\text{м}}{\text{сек.}} \text{ (лотковый „)}$$

и разница в скоростях получается

$$\frac{0,790 - 0,605}{0,605} 100 = 30,6\%.$$

То обстоятельство, что малые расходы при овоидальном профиле проходят с достаточно большою скоростью, сделало возможным широкое применение этих профилей в общесплавных системах канализации, в которых расход подвержен значительным колебаниям, составляя иногда 1⁰/₁₀ от наибольшего.

В. Дренажные трубы. Так как движение воды в дренажных трубах предполагается без напорным, то гидравлический расчет этих труб производится по тем же формулам, что и для труб канализационных (а следовательно, и открытых каналов) с тою, однако, лишь разницей, что при расчете дренажных труб принимают, что сечение трубы заполнено сплошь протекающей жидкостью. Имея в виду, что в этом случае

$$R = \frac{d}{4},$$

где d —диаметр трубы, основные формулы для скорости и расхода можно переписать так:

$$v = 0,5 C \sqrt{d i} \quad (30)$$

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} v \quad (31)$$

где i —уклон трубы.

Для определения коэффициента C проф. Spöttle ¹⁾, в результате сравнения нескольких формул, указывает на две формулы, которые по его мнению дают наилучшие результаты: формула Kutter'a (8) с коэффициентом $k = 0,27$ и формула Bazin'a (11) с коэффициентом $\gamma = 0,20$, при чем первой формуле проф. Spöttle отдает предпочтение.

При указанных значениях коэффициентов k и γ формулы (8) и (11) принимают вид:

$$\text{Kutter: } C = \frac{100}{1 + \frac{0,54}{\sqrt{d}}} \text{ (метры) } (32)$$

$$\text{Bazin: } C = \frac{87}{1 + \frac{0,40}{\sqrt{d}}} \text{ (метры) } (33)$$

Ниже приведена таблица № 14 значений коэффициента C , вычисленных по формулам (32) и (33) для некоторых, наиболее употребительных, диаметров.

¹⁾ Проф Spöttle, Осушение почвы подземным дренажем, пер А. Д. Дубах, стр. 41 Москва, 1914 г

ТАБЛИЦА № 14.

d см	C	
	Kutter (k = 0,27)	Bazin (γ = 0,20)
4	27,0	29,0
5	29,2	31,2
6	31,3	33,1
7	32,9	34,7
8	34,4	36,0
9	35,8	37,4
10	37,0	38,4
11	38,1	39,5
12	39,1	40,5
13	40,2	41,2
14	41,0	42,0
15	41,8	42,8
16	42,6	43,5

В отношении допускаемых скоростей—наименьших и наибольших, практика устанавливает следующие пределы (по Spöttle): ¹⁾

в обыкновенных грунтах $v_{\min} = 0,16 - 0,20 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$
 в сильно песчаных „ „ 0,35 „

В случае, если в дренажные трубы возможно попадание поверхностных загрязненных вод, то скорость в дренах не следует допускать ниже $0,60 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$

Пределом для наибольших скоростей можно считать $v_{\max} = 1,0 - 1,5 \frac{\text{м}}{\text{сек.}}$, при чем последнее значение относится к дренам с муфтовым соединением.

Мы ограничиваемся изложенными здесь указаниями и не будем останавливаться на разборе задач, так как подобные им достаточно подробно рассмотрены выше.

¹⁾ Указанная работа, стр 43—46.

ТАБЛИЦА № I.

Взаимный перевод мер метрических, русских и английских.

1. Меры длин.

- 1 км. = 0,9374 версты = 468,69 саж. = 0,6214 англ. мили.
- 1 мтр. = 0,4687 саж. = 3,2809 фут. = 1,0936 ярд.
- 1 см. = 0,03281 фут. = 0,3937 дюйм.
- 1 верста = 1,0668 км. = 0,66288 англ. мили.
- 1 саж. = 2,1336 мт. = 2,3333 ярд.
- 1 фут. = 0,3048 мт. = 0,3333 ярд.
- 1 дюйм = 2,54 см. = 0,02778 ярд.
- 1 англ. миля = 1,524 км. = 5000 фут.
- 1 ярд = 0,9144 мт. = 3 фут.

2. Меры площадей.

- 1 кв. км. = 0,8787 кв. верст = 91,5299 дес. = 247,105 акр. (англ.) =
= 0,386102 кв. англ. миль.
- 1 гектар = 10000 кв. м. = 0,9153 дес. = 2196,72 кв. саж. = 2,4711 акрам.
- 1 кв. м. = 0,2197 кв. саж. = 10,7641 кв. фут. = 1,1962 кв. ярд.
- 1 кв. см. = 0,155 кв. дюйм.
- 1 кв. верста = 1,13806 кв. км. = 113,806 гектар. = 281,221 акр. =
= 0,43941 кв. англ. мил.
- 1 дес. = 1,0925 гект. = 2,6997 акр.
- 1 кв. саж. = 4,5522 кв. мт. = 5,4444 кв. ярд.
- 1 кв. фут. = 0,0929 кв. мт. = 0,11111 кв. ярд.
- 1 кв. дюйм = 6,4516 кв. см. = 0,000772 кв. ярд.
- 1 кв. миля (mile of land) = 640 акр. = 2,59 кв. км.
- 1 акр. = 4840 кв. ярд. = 0,4047 гект. = 0,37 дес.
- 1 кв. ярд = 0,8361 кв. мт. = 0,18369 кв. саж.

3. Меры объемов.

- 1 куб. м. = 0,1030 куб. саж. = 35,3166 куб. фут. = 1,3080 куб. ярд.
- 1 куб. см. = 0,0610 куб. дюйм.
- 1 куб. саж. = 9,7124 куб. м. = 12,7037 куб. ярд.
- 1 куб. фут. = 0,0283 куб. м. = 0,0370 куб. ярд.
- 1 куб. дюйм = 16,3866 куб. см. = 0,000214 куб. ярд.
- 1 куб. ярд = 0,7650 куб. м. = 0,0787 куб. саж.

4. Меры веса.

- 1 тон. (метрическая) = 61,0459 пуд. = 2441, 8350 фунт. = 0,9842 англ. тон. =
= 2204,62 англ. фунт.
1 кг. = 0,0610 пуд. = 2,4418 фунт. = 2,2046 англ. фунт.
1 пуд. = 0,0164 тон. = 16,3811 кг. = 36,1128 англ. фунт.
1 фунт. = 0,4095 кг. = 0,9028 англ. фунт.
1 судовая тон. (short ton) = 2000 англ. фунт. = 907,19 кг.
1 long ton = 2240 англ. фунт. = 1016,05 кг.

5. Меры жидкостей.

- 1 литр = 0,001 куб. м. = 0,264 амер. галлона = 0,220 англ. гал. =
= 0,0353 куб. фут.
1 куб. сж. = 789,6 ведра.
1 куб. фут. = 2,302 ведра = 28,375 литр. = 6,24 англ. гал. = 7,49 амер. гал.
1 ведро = 0,4345 куб. фут. = 12,2993 литр.
1 амер. гал. = 0,8333 англ. гал. = 3,785 литр. = 0,1336 куб. фут.
1 англ. гал. = 1,2 амер. гал. = 4,544 литр. = 0,1603 куб. фут.
1 акро-фут = 325851 амер. гал. = 1223,41 куб. м.

6. Меры давления.

- 1 кг/м² = 0,278 пуд./саж.² = 0,227 фунт./фут.² = 0,2048 англ. фунт./фут.².
1 кг/см² = 0,3938 пуд./дюйм² = 15,7535 фунт./дюйм² =
= 14,224 англ. фунт./дюйм².
1 пуд./дюйм² = 2,5391 кг/см².
1 фунт./фут² = 4,408 кг/м².
1 фунт./дюйм² = 0,0635 кг/см².
1 англ. фунт/фут² = 4,8829 кг/м².
1 англ. фунт/дюйм² = 0,0723 кг/см².

7. Меры работы и мощности.

- 1 кг. м $\approx$ 0,2 пудо-фута = 8,0114 футо-фунта = 7,2331 англ. футо-фунта.
1 пудо-фут = 4,9925 кг. м.
1 метр. лош. сила = 75 кг. м. (в сек.) $\approx$ 15 пудо-фут. (в сек.).
1 метр лош. сила = 0,736 кW.
1 кW = 1,36 метр. лош. сил.
1 англ. лош. сила = 0,746 кW.
1 кW = 1,340 англ. лош. сил.

ТАБЛИЦА II.
Важные числовые величины.

Величина.	n	log n	Величина.	n	log n
π	3,1415927	0,49715	π^2	9,86960	0,99430
2π	6,28319	0,79818	$2\pi^2$	19,73921	1,29533
3π	9,42478	0,97427	$4\pi^2$	39,47842	1,59636
4π	12,56637	1,09921	$1 : \pi^2$	0,10132	$\overline{1},00570$
$\pi \sqrt{2}$	4,44288	0,64767	π^3	31,00628	1,49145
$\pi : 2$	1,57080	0,19612	$1 : \pi^3$	0,03225	$\overline{2},50855$
$\pi : 3$	1,04720	0,02003	$\sqrt[3]{\pi}$	1,46459	0,16572
$\pi : 4$	0,78540	$\overline{1},89509$	$\pi^2 : 2$	4,93480	0,69327
$\pi : 6$	0,52360	$\overline{1},71900$	$\pi^2 : 4$	2,46740	0,39224
$\pi : 12$	0,26180	1,41797	g	9,81	0,99167
$\pi : 16$	0,19635	$\overline{1},29303$	g^2	96,2361	1,98334
$\pi : 32$	0,09818	$\overline{2},99202$	$\sqrt{g}$	3,13209	0,49583
$\pi : 64$	0,04909	$\overline{2},69099$	$2\sqrt{g}$	6,26418	0,79686
$4\pi : 3$	4,18879	0,62209	$\sqrt{2g}$	4,42945	0,64635
$\pi : \sqrt{2}$	2,22144	0,34663	$1 : g$	0,10194	$\overline{1},00833$
$\sqrt{\pi : 2}$	1,25331	0,09806	$1 : 2g$	0,05097	$\overline{2},70830$
$\pi : 180$	0,01745	$\overline{2},24188$	$\pi \sqrt{g}$	9,83976	0,99298
$180 : \pi$	57,29578	1,75812	$\pi \sqrt{2g}$	13,91536	1,14350
$1 : \pi$	0,31831	$\overline{1},50285$	$\pi : \sqrt{g}$	1,00303	0,00132
$1 : 2\pi$	0,15916	$\overline{1},20182$	$\pi : \sqrt{2g}$	0,70925	$\overline{1},85080$
$1 : 3\pi$	0,10610	$\overline{1},02573$	e	2,718282	0,43429
$1 : 4\pi$	0,07958	$\overline{2},90079$	e^2	7,38906	0,86859
$\sqrt{\pi}$	1,77245	0,24857	$\sqrt{e}$	1,64872	0,21715
$\pi \sqrt{\pi}$	5,56833	0,74572	$\sqrt[3]{e}$	1,39561	0,14476
$2\sqrt{\pi}$	3,54491	0,54960	$1 : e$	0,36788	$\overline{1},56571$
$1 : \sqrt{\pi}$	0,56419	1,75143	$1 : e^2$	0,13534	1,13141
$\sqrt{2\pi}$	2,50663	0,39909	$1 : \sqrt{e}$	0,60653	$\overline{1},78285$

ТАБЛИЦА III.

Мантиссы обыкновенных (Бригговых) логарифмов (log).

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	—s	00000	30103	47712	60206	69897	77815	84510	90309	95424
10	00000	00432	00860	01284	01703	02119	02531	02938	03342	03743
11	04139	04532	04922	05308	05690	06070	06446	06819	07188	07555
12	07918	08279	08636	08991	09342	09691	10037	10380	10721	11059
13	11394	11727	12057	12385	12710	13033	13354	13672	13988	14301
14	14613	14922	15229	15534	15836	16137	16435	16732	17026	17319
15	17609	17898	18184	18469	18752	19033	19312	19590	19866	20140
16	20412	20683	20952	21219	21484	21748	22011	22272	22531	22789
17	23045	23300	23553	23805	24055	24304	24551	24797	25042	25285
18	25527	25768	26007	26245	26482	26717	26951	27184	27416	27646
19	27875	28103	28330	28556	28780	29003	29226	29447	29667	29885
20	30103	30320	30535	30750	30963	31175	31387	31597	31806	32015
21	32222	32428	32634	32838	33041	33244	33445	33646	33846	34044
22	34242	34439	34635	34830	35025	35218	35411	35603	35793	35984
23	36173	36361	36549	36736	36922	37107	37291	37475	37658	37840
24	38021	38202	38382	38561	38739	38917	39094	39270	39445	39620
25	39794	39967	40140	40312	40483	40654	40824	40993	41162	41330
26	41497	41664	41830	41996	42160	42325	42488	42651	42813	42975
27	43136	43297	43457	43616	43775	43933	44091	44248	44404	44560
28	44716	44871	45025	45179	45332	45484	45637	45788	45939	46090
29	46240	46389	46538	46687	46835	46982	47129	47276	47422	47567
30	47712	47857	48001	48144	48287	48430	48572	48714	48855	48996
31	49136	49276	49415	49554	49693	49831	49969	50106	50243	50379
32	50515	50651	50786	50920	51055	51188	51322	51455	51587	51720
33	51851	51983	52114	52244	52375	52504	52634	52763	52892	53020
34	53148	53275	53403	53529	53656	53782	53908	54033	54158	54283
35	54407	54531	54654	54777	54900	55023	55145	55267	55388	55509
36	55630	55751	55871	55991	56110	56229	56348	56467	56585	56703
37	56820	56937	57054	57171	57287	57403	57519	57634	57749	57864
38	57978	58092	58206	58320	58433	58546	58659	58771	58883	58995
39	59106	59218	59329	59439	59550	59660	59770	59879	59988	60097
40	60206	60314	60423	60531	60638	60746	60853	60959	61066	61172
41	61278	61384	61490	61595	61700	61805	61909	62014	62118	62221
42	62325	62428	62531	62634	62737	62839	62941	63043	63144	63246
43	63347	63448	63548	63649	63749	63849	63949	64048	64147	64246
44	64345	64444	64542	64640	64738	64836	64933	65031	65128	65225
45	65321	65418	65514	65610	65706	65801	65896	65992	66087	66181
46	66276	66370	66464	66558	66652	66745	66839	66932	67025	67117
47	67210	67302	67394	67486	67578	67669	67761	67852	67943	68034
48	68124	68215	68305	68395	68485	68574	68664	68753	68842	68931
49	69020	69108	69197	69285	69373	69461	69548	69636	69723	69810
50	69897	69984	70070	70157	70243	70329	70415	70501	70586	70672
51	70757	70842	70927	71012	71096	71181	71265	71349	71433	71517
52	71600	71684	71767	71850	71933	72016	72099	72181	72263	72346
53	72428	72509	72591	72673	72754	72835	72916	72997	73078	73159
54	73239	73320	73400	73480	73560	73640	73719	73799	73878	73957

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
55	74036	74115	74194	74273	74351	74429	74507	74586	74663	74741
56	74819	74896	74974	75051	75128	75205	75282	75358	75435	75511
57	75587	75664	75740	75815	75891	75967	76042	76118	76193	76268
58	76343	76418	76492	76567	76641	76716	76790	76864	76938	77012
59	77085	77159	77232	77305	77379	77452	77525	77597	77670	77743
60	77815	77887	77960	78032	78104	78176	78247	78319	78390	78462
61	78533	78604	78675	78746	78817	78888	78958	79029	79099	79169
62	79239	79309	79379	79449	79518	79588	79657	79727	79796	79865
63	79934	80003	80072	80140	80209	80277	80346	80414	80482	80550
64	80618	80686	80754	80821	80889	80956	81023	81090	81158	81224
65	81291	81358	81425	81491	81558	81624	81690	81757	81823	81889
66	81954	82020	82086	82151	82217	82282	82347	82413	82478	82543
67	82607	82672	82737	82802	82866	82930	82995	83059	83123	83187
68	83251	83315	83378	83442	83506	83569	83632	83696	83759	83822
69	83885	83948	84011	84073	84136	84198	84261	84323	84386	84448
70	84510	84572	84634	84696	84757	84819	84880	84942	85003	85065
71	85126	85187	85248	85309	85370	85431	85491	85552	85612	85673
72	85733	85794	85854	85914	85974	86034	86094	86153	86213	86273
73	86332	86392	86451	86510	86570	86629	86688	86747	86806	86864
74	86923	86982	87040	87099	87157	87216	87274	87332	87390	87448
75	87506	87564	87622	87679	87737	87795	87852	87910	87967	88024
76	88081	88138	88195	88252	88309	88366	88423	88480	88536	88593
77	88649	88705	88762	88818	88874	88930	88986	89042	89098	89154
78	89209	89265	89321	89376	89432	89487	89542	89597	89653	89708
79	89763	89818	89873	89927	89982	90037	90091	90146	90200	90255
80	90309	90363	90417	90472	90526	90580	90634	90687	90741	90795
81	90849	90902	90956	91009	91062	91116	91169	91222	91275	91328
82	91381	91434	91487	91540	91593	91645	91698	91751	91803	91855
83	91908	91960	92012	92065	92117	92169	92221	92273	92324	92376
84	92428	92480	92531	92583	92634	92686	92737	92788	92840	92891
85	92942	92993	93044	93095	93146	93197	93247	93298	93349	93399
86	93450	93500	93551	93601	93651	93702	93752	93802	93852	93902
87	93952	94002	94052	94101	94151	94201	94250	94300	94349	94399
88	94448	94498	94547	94596	94645	94694	94743	94792	94841	94890
89	94939	94988	95036	95085	95134	95182	95231	95279	95328	95376
90	95424	95472	95521	95569	95617	95665	95713	95761	95809	95856
91	95904	95952	95999	96047	96095	96142	96190	96237	96284	96332
92	96379	96426	96473	96520	96567	96614	96661	96708	96755	96802
93	96848	96895	96942	96988	97035	97081	97128	97174	97220	97267
94	97313	97359	97405	97451	97497	97543	97589	97635	97681	97727
95	97772	97818	97864	97909	97955	98000	98046	98091	98137	98182
96	98227	98272	98318	98363	98408	98453	98498	98543	98588	98632
97	98677	98722	98767	98811	98856	98900	98945	98989	99034	99078
98	99123	99167	99211	99255	99300	99344	99388	99432	99476	99520
99	99564	99607	99651	99695	99739	99782	99826	99870	99913	99957

$$\ln N = 2,30258 \log N, \log N = 0,43439 \ln N,$$

где «ln» натуральный, а «log» — обыкновенный логарифм

ТАБЛИЦА IV.
Тригонометрические функции.

Град.	S i n u s						
	0'	10'	20'	30'	40'	50'	
0	0,00000	0,00291	0,00582	0,00873	0,01164	0,01454	89
1	0,01745	0,02036	0,02327	0,02618	0,02908	0,03199	88
2	0,03490	0,03781	0,04071	0,04362	0,04653	0,04943	87
3	0,05234	0,05524	0,05814	0,06105	0,06395	0,06685	86
4	0,06976	0,07266	0,07556	0,07846	0,08136	0,08426	85
5	0,08716	0,09005	0,09295	0,09585	0,09874	0,10164	84
6	0,10453	0,10742	0,11031	0,11320	0,11609	0,11898	83
7	0,12187	0,12476	0,12764	0,13053	0,13341	0,13629	82
8	0,13917	0,14205	0,14493	0,14781	0,15069	0,15356	81
9	0,15643	0,15931	0,16218	0,16505	0,16792	0,17078	80
10	0,17365	0,17651	0,17937	0,18224	0,18509	0,18795	79
11	0,19081	0,19366	0,19652	0,19937	0,20222	0,20507	78
12	0,20791	0,21076	0,21360	0,21644	0,21928	0,22212	77
13	0,22495	0,22778	0,23062	0,23345	0,23627	0,23910	76
14	0,24192	0,24474	0,24756	0,25038	0,25320	0,25601	75
15	0,25882	0,26163	0,26443	0,26724	0,27004	0,27284	74
16	0,27564	0,27843	0,28123	0,28402	0,28680	0,28959	73
17	0,29237	0,29515	0,29793	0,30071	0,30348	0,30625	72
18	0,30902	0,31178	0,31454	0,31730	0,32006	0,32282	71
19	0,32557	0,32832	0,33106	0,33381	0,33655	0,33929	70
20	0,34202	0,34475	0,34748	0,35021	0,35293	0,35565	69
21	0,35837	0,36108	0,36379	0,36650	0,36921	0,37191	68
22	0,37461	0,37730	0,37999	0,38268	0,38537	0,38805	67
23	0,39073	0,39341	0,39608	0,39875	0,40142	0,40408	66
24	0,40674	0,40939	0,41204	0,41469	0,41734	0,41998	65
25	0,42262	0,42525	0,42788	0,43051	0,43313	0,43575	64
26	0,43837	0,44098	0,44359	0,44620	0,44880	0,45140	63
27	0,45399	0,45658	0,45917	0,46175	0,46433	0,46690	62
28	0,46947	0,47204	0,47460	0,47716	0,47971	0,48226	61
29	0,48481	0,48735	0,48989	0,49242	0,49495	0,49748	60
30	0,50000	0,50252	0,50503	0,50754	0,51004	0,51254	59
31	0,51504	0,51753	0,52002	0,52250	0,52498	0,52745	58
32	0,52992	0,53238	0,53484	0,53730	0,53975	0,54220	57
33	0,54464	0,54708	0,54951	0,55194	0,55436	0,55678	56
34	0,55919	0,56160	0,56401	0,56641	0,56880	0,57119	55
35	0,57358	0,57596	0,57833	0,58070	0,58307	0,58543	54
36	0,58779	0,59014	0,59248	0,59482	0,59716	0,59949	53
37	0,60182	0,60414	0,60645	0,60876	0,61107	0,61337	52
38	0,61566	0,61795	0,62024	0,62251	0,62479	0,62706	51
39	0,62932	0,63158	0,63383	0,63608	0,63832	0,64056	50
40	0,64279	0,64501	0,64723	0,64945	0,65166	0,65386	49
41	0,65606	0,65825	0,66044	0,66262	0,66480	0,66697	48
42	0,66913	0,67129	0,67344	0,67559	0,67773	0,67987	47
43	0,68200	0,68412	0,68624	0,68835	0,69046	0,69256	46
44	0,69466	0,69675	0,69883	0,70091	0,70298	0,70505	45
45	0,70711						44
	60'	50'	40'	30'	20'	10'	
	C o s i n u s.						

Град.	C o s i n u s.						
	0'	10'	20'	30'	40'	50'	
0	1,00000	1,00000	0,99998	0,99996	0,99993	0,99989	89
1	0,99985	0,99979	0,99973	0,99966	0,99958	0,99949	88
2	0,99939	0,99929	0,99917	0,99905	0,99892	0,99878	87
3	0,99863	0,99847	0,99831	0,99813	0,99795	0,99776	86
4	0,99756	0,99736	0,99714	0,99692	0,99668	0,99644	85
5	0,99619	0,99594	0,99567	0,99540	0,99511	0,99482	84
6	0,99452	0,99421	0,99390	0,99357	0,99324	0,99290	83
7	0,99255	0,99219	0,99182	0,99144	0,99106	0,99067	82
8	0,99027	0,98986	0,98944	0,98902	0,98858	0,98814	81
9	0,98769	0,98723	0,98676	0,98629	0,98580	0,98531	80
10	0,98481	0,98430	0,98378	0,98325	0,98272	0,98218	79
11	0,98163	0,98107	0,98050	0,97992	0,97934	0,97875	78
12	0,97815	0,97754	0,97692	0,97630	0,97566	0,97502	77
13	0,97437	0,97371	0,97304	0,97237	0,97169	0,97100	76
14	0,97030	0,96959	0,96887	0,96815	0,96742	0,96667	75
15	0,96593	0,96517	0,96440	0,96363	0,96285	0,96206	74
16	0,96126	0,96046	0,95964	0,95882	0,95799	0,95715	73
17	0,95630	0,95545	0,95459	0,95372	0,95284	0,95195	72
18	0,95106	0,95015	0,94924	0,94832	0,94740	0,94646	71
19	0,94552	0,94457	0,94361	0,94264	0,94167	0,94068	70
20	0,93969	0,93869	0,93769	0,93667	0,93565	0,93462	69
21	0,93358	0,93253	0,93148	0,93042	0,92935	0,92827	68
22	0,92718	0,92609	0,92499	0,92388	0,92276	0,92164	67
23	0,92050	0,91936	0,91822	0,91706	0,91590	0,91472	66
24	0,91355	0,91236	0,91116	0,90996	0,90875	0,90753	65
25	0,90631	0,90507	0,90383	0,90259	0,90133	0,90007	64
26	0,89879	0,89752	0,89623	0,89493	0,89363	0,89232	63
27	0,89101	0,88968	0,88835	0,88701	0,88566	0,88431	62
28	0,88295	0,88158	0,88020	0,87882	0,87743	0,87603	61
29	0,87462	0,87321	0,87178	0,87036	0,86892	0,86748	60
30	0,86603	0,86457	0,86310	0,86163	0,86015	0,85866	59
31	0,85717	0,85567	0,85416	0,85264	0,85112	0,84959	58
32	0,84805	0,84650	0,84495	0,84339	0,84182	0,84025	57
33	0,83867	0,83708	0,83549	0,83389	0,83228	0,83066	56
34	0,82904	0,82741	0,82577	0,82413	0,82248	0,82082	55
35	0,81915	0,81748	0,81580	0,81412	0,81242	0,81072	54
36	0,80902	0,80730	0,80558	0,80386	0,80212	0,80038	53
37	0,79864	0,79688	0,79512	0,79335	0,79158	0,78980	52
38	0,78801	0,78622	0,78442	0,78261	0,78079	0,77897	51
39	0,77715	0,77531	0,77347	0,77162	0,76977	0,76791	50
40	0,76604	0,76417	0,76229	0,76041	0,75851	0,75661	49
41	0,75471	0,75280	0,75088	0,74896	0,74703	0,74509	48
42	0,74314	0,74120	0,73924	0,73728	0,73531	0,73333	47
43	0,73135	0,72937	0,72737	0,72537	0,72337	0,72136	46
44	0,71934	0,71732	0,71529	0,71325	0,71121	0,70916	45
45	0,70711						
	60	50	40'	30	20	10'	Град.
	S i n u s.						

Град.	T a n g e n s.						
	0'	10'	20'	30'	40'	50'	
0	0,00000	0,00291	0,00582	0,00873	0,01164	0,01455	89
1	0,01746	0,02036	0,02328	0,02619	0,02910	0,03201	88
2	0,03492	0,03783	0,04075	0,04366	0,04658	0,04949	87
3	0,05241	0,05533	0,05824	0,06116	0,06408	0,06700	86
4	0,06993	0,07285	0,07578	0,07870	0,08163	0,08456	85
5	0,08749	0,09042	0,09335	0,09629	0,09923	0,10216	84
6	0,10510	0,10805	0,11099	0,11394	0,11688	0,11983	83
7	0,12278	0,12574	0,12869	0,13165	0,13461	0,13758	82
8	0,14054	0,14351	0,14648	0,14945	0,15243	0,15540	81
9	0,15838	0,16137	0,16435	0,16734	0,17033	0,17333	80
10	0,17633	0,17933	0,18233	0,18534	0,18835	0,19136	79
11	0,19438	0,19740	0,20042	0,20345	0,20648	0,20952	78
12	0,21256	0,21560	0,21864	0,22169	0,22475	0,22781	77
13	0,23087	0,23393	0,23700	0,24008	0,24316	0,24624	76
14	0,24933	0,25242	0,25552	0,25862	0,26172	0,26483	75
15	0,26795	0,27107	0,27419	0,27732	0,28046	0,28360	74
16	0,28675	0,28990	0,29305	0,29621	0,29938	0,30255	73
17	0,30573	0,30891	0,31210	0,31530	0,31850	0,32171	72
18	0,32492	0,32814	0,33136	0,33460	0,33783	0,34108	71
19	0,34433	0,34758	0,35085	0,35412	0,35740	0,36068	70
20	0,36397	0,36727	0,37057	0,37388	0,37720	0,38053	69
21	0,38386	0,38721	0,39055	0,39391	0,39727	0,40065	68
22	0,40403	0,40741	0,41081	0,41421	0,41763	0,42105	67
23	0,42447	0,42791	0,43136	0,43481	0,43828	0,44175	66
24	0,44523	0,44872	0,45222	0,45573	0,45924	0,46277	65
25	0,46631	0,46985	0,47341	0,47698	0,48055	0,48414	64
26	0,48773	0,49134	0,49495	0,49858	0,50222	0,50587	63
27	0,50953	0,51320	0,51688	0,52057	0,52427	0,52798	62
28	0,53171	0,53545	0,53920	0,54296	0,54673	0,55051	61
29	0,55431	0,55812	0,56194	0,56577	0,56962	0,57348	60
30	0,57735	0,58124	0,58513	0,58905	0,59297	0,59691	59
31	0,60086	0,60483	0,60881	0,61280	0,61681	0,62083	58
32	0,62487	0,62892	0,63299	0,63707	0,64117	0,64528	57
33	0,64941	0,65355	0,65771	0,66189	0,66608	0,67028	56
34	0,67451	0,67875	0,68301	0,68728	0,69157	0,69588	55
35	0,70021	0,70455	0,70891	0,71329	0,71769	0,72211	54
36	0,72654	0,73100	0,73547	0,73996	0,74447	0,74900	53
37	0,75355	0,75812	0,76272	0,76733	0,77196	0,77661	52
38	0,78129	0,78598	0,79070	0,79544	0,80020	0,80498	51
39	0,80978	0,81461	0,81946	0,82434	0,82923	0,83415	50
40	0,83910	0,84407	0,84906	0,85408	0,85912	0,86419	49
41	0,86929	0,87441	0,87955	0,88473	0,88992	0,8955	48
42	0,90040	0,90569	0,91099	0,91633	0,92170	0,92709	47
43	0,93252	0,93797	0,94345	0,94896	0,95451	0,96008	46
44	0,96569	0,97133	0,97700	0,98270	0,98843	0,99420	45
45	1,00000						44
	60'	50'	40'	30'	20'	10'	Град
	C o t a n g e n s.						

Град	C o t a n g e n s						
	0	10'	20	30	40'	50	
0	∞	343,77371	171,88540	114.58865	85,93979	68,75009	89
1	57.28996	49,10388	42,96408	38,18846	34,36777	31,24158	88
2	28.63625	26,43160	24,54176	22,90377	21,47040	20,20555	87
3	19.08114	18,07498	17,16934	16,34986	15,60478	14,92442	86
4	14.30067	13,72674	13,19688	12,70621	12,25051	11,82617	85
5	11.43005	11,05943	10,71191	10,38540	10,07803	9,78817	84
6	9.51436	9,25530	9,00983	8,77689	8,55555	8,34496	83
7	8.14435	7,95302	7,77035	7,59575	7,42871	7,26873	82
8	7.11537	6,96823	6,82694	6,69116	6,56055	6,43484	81
9	6.31375	6,19703	6,08444	5,97576	5,87080	5,76937	80
10	5,67128	5,57638	5,48451	5,39552	5,30928	5,22566	79
11	5,14455	5,06584	4,98940	4,91516	4,84300	4,77286	78
12	4,70463	4,63825	4,57363	4,51071	4,44942	4,38969	77
13	4,33148	4,27471	4,21933	4,16530	4,11256	4,06107	76
14	4,01078	3,96165	3,91364	3,86671	3,82083	3,77595	75
15	3,73205	3,68909	3,64705	3,60588	3,56557	3,52609	74
16	3,48741	3,44951	3,41236	3,37594	3,34023	3,30521	73
17	3,27085	3,23714	3,20406	3,17159	3,13972	3,10842	72
18	3,07768	3,04749	3,01783	2,98869	2,96004	2,93189	71
19	2,90421	2,87700	2,85023	2,82391	2,79802	2,77254	70
20	2,74748	2,72281	2,69853	2,67462	2,65109	2,62791	69
21	2,60509	2,58261	2,56046	2,53805	2,51715	2,49597	68
22	2,47509	2,45451	2,43422	2,41421	2,39449	2,37504	67
23	2,35585	2,33693	2,31826	2,29984	2,28167	2,26374	66
24	2,24604	2,22857	2,21132	2,19430	2,17749	2,16090	65
25	2,14451	2,12832	2,11233	2,09654	2,08094	2,06553	64
26	2,05030	2,03526	2,02039	2,00569	1,99116	1,97680	63
27	1,96261	1,94858	1,93470	1,92098	1,90741	1,89400	62
28	1,88073	1,86760	1,85462	1,84177	1,82906	1,81649	61
29	1,80405	1,79174	1,77955	1,76749	1,75556	1,74375	60
30	1,73205	1,72047	1,70901	1,69766	1,68643	1,67530	59
31	1,66428	1,65337	1,64256	1,63185	1,62125	1,61074	58
32	1,60033	1,59002	1,57981	1,56969	1,55966	1,54972	57
33	1,53987	1,53010	1,52043	1,51084	1,50133	1,49190	56
34	1,48256	1,47330	1,46411	1,45501	1,44598	1,43703	55
35	1,42815	1,41934	1,41061	1,40195	1,39336	1,38484	54
36	1,37638	1,36800	1,35968	1,35142	1,34323	1,33511	53
37	1,32704	1,31904	1,31110	1,30323	1,29541	1,28764	52
38	1,27994	1,27230	1,26471	1,25717	1,24969	1,24227	51
39	1,23490	1,22758	1,22031	1,21310	1,20593	1,19882	50
40	1,19175	1,18474	1,17777	1,17085	1,16398	1,15715	49
41	1,15037	1,14363	1,13694	1,13029	1,12369	1,11713	48
42	1,11061	1,10414	1,09770	1,09131	1,08496	1,07864	47
43	1,07237	1,06613	1,05994	1,05378	1,04766	1,04158	46
44	1,03553	1,02952	1,02355	1,01761	1,01170	1,00583	45
45	1,00000						44
	60	50'	40'	30	20'	10'	Град.
		T a n g e n s					

ТАБЛИЦА V.

Значения N^3

N	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0	0	0,0111	0,0316	0,0580	0,0632	0,1250	0,1643	0,2070	0,2530	0,3018
1	1,000	1,076	1,153	1,232	1,313	1,397	1,482	1,568	1,656	1,746
2	2,828	2,935	3,043	3,152	3,263	3,375	3,488	3,602	3,718	3,834
3	5,196	5,327	5,458	5,591	5,725	5,859	5,994	6,131	6,269	6,408
4	8,00	8,150	8,301	8,454	8,607	8,761	8,916	9,072	9,229	9,387
5	11,18	11,34	11,51	11,68	11,85	12,03	12,22	12,37	12,54	12,72
6	14,70	14,88	15,06	15,24	15,43	15,62	15,81	16,00	16,19	16,38
7	18,52	18,71	18,90	19,10	19,31	19,52	19,72	19,92	20,12	20,33
8	22,63	22,84	23,05	23,26	23,47	23,69	23,91	24,12	24,34	24,56
9	27,00	27,22	27,45	27,67	27,90	28,13	28,36	28,59	28,82	29,05
0	31,62	31,85	32,09	32,33	32,57	32,81	33,05	33,29	33,53	33,77

N	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
0	0,3535	0,4079	0,4647	0,5240	0,5856	0,6495	0,7155	0,7836	0,8538	0,9259
1	1,837	1,930	2,024	2,120	2,217	2,315	2,414	2,516	2,619	2,723
2	3,953	4,072	4,192	4,314	4,436	4,560	4,685	4,811	4,939	5,067
3	6,548	6,689	6,831	6,974	7,117	7,261	7,407	7,554	7,702	7,851
4	9,546	9,706	9,867	10,03	10,19	10,35	10,51	10,68	10,84	11,01
5	12,89	13,06	13,24	13,42	13,60	13,78	13,96	14,14	14,32	14,51
6	16,57	16,76	16,95	17,14	17,34	17,53	17,72	17,92	18,12	18,32
7	20,54	20,74	20,95	21,16	21,37	21,58	21,79	22,00	22,21	22,42
8	24,78	25,00	25,22	25,44	25,66	25,89	26,11	26,33	26,56	26,78
9	29,28	29,51	29,75	29,98	30,22	30,45	30,68	30,92	31,15	31,39
10	34,02	34,26	34,51	34,75	35,00	35,24	35,49	35,73	35,98	36,23

ТАБЛИЦА VI.

Значения $N^{\frac{2}{3}}$.

N	0 00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0 40	0,45
0	0	0,136	0,215	0,282	0,342	0,397	0,448	0,497	0,543	0,587
1	1,000	1,033	1,065	1,097	1,129	1,160	1,191	1,221	1,251	1,281
2	1,587	1,613	1,639	1,665	1,691	1,717	1,742	1,767	1,792	1,817
3	2,080	2,103	2,126	2,149	2,172	2,194	2,217	2,239	2,261	2,283
4	2,519	2,540	2,561	2,582	2,603	2,624	2,645	2,666	2,686	2,706
5	2,924	2,944	2,964	2 983	3,002	3,021	3,040	3,059	3,078	3,097
6	3,302	3,321	3,339	3,357	3,375	3,393	3,411	3,429	3,447	3,465
7	3,659	3,677	3,695	3,712	3,729	3,746	3,764	3,781	3,798	3,815
8	4,000	4,017	4,034	4,051	4,067	4,083	4,100	4,117	4,133	4,149
9	4,326	4,343	4,359	4,375	4,391	4,407	4,423	4,439	4,455	4,471
10	4,642	4,658	4,674	4,689	4,704	4,719	4,735	4,750	4,765	4,780
N	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
0	0,630	0,671	0,711	0,750	0,788	0,825	0,862	0,897	0,932	0,966
1	1,310	1,339	1,368	1,396	1,424	1,452	1,480	1,507	1,534	1,561
2	1,842	1,867	1,891	1,915	1,939	1,963	1,987	2,010	2,034	2,057
3	2,305	2,327	2,349	2,371	2,393	2,414	2,435	2,456	2,477	2,498
4	2,726	2,746	2,766	2,786	2,806	2,826	2,846	2,866	2,886	2,905
5	3,116	3,135	3,154	3,173	3,192	3,210	3,229	3,248	3,266	3,284
6	3,483	3,501	3,519	3,537	3 555	3,572	3,590	3,608	3,625	3,642
7	3,832	3,849	3,866	3,883	3,900	3,916	3,933	3,950	3,967	3,984
8	4,165	4,182	4,198	4,214	4,230	4,246	4,262	4,278	4,294	4,310
9	4,486	4,502	4,518	4,534	4,549	4,564	4,580	4,596	4,612	4,627
10	4,795	4,811	4,836	4,851	4,866	4,871	4,886	4,901	4,916	4,931

ТАБЛИЦА VII.

Величины расходов q на единицу ширины водослива при различных напорах на водосливе H и коэффициентах расхода m .

Напор H мтр.	$\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$	Расход q в куб. метрах при значении коэффициентов m .			
		0,35	0,40	0,45	0,50
0,050	0,0495	0,0173	0,0198	0,0223	0,0247
0,055	0,0571	0,0200	0,0228	0,0257	0,0286
0,060	0,0651	0,0228	0,0260	0,0293	0,0326
0,065	0,0734	0,0257	0,0294	0,0330	0,0367
0,070	0,0820	0,0287	0,0328	0,0364	0,0410
0,075	0,0910	0,0319	0,0364	0,0410	0,0455
0,080	0,1002	0,0351	0,0401	0,0451	0,0501
0,085	0,1098	0,0384	0,0439	0,0494	0,0549
0,090	0,1196	0,0419	0,0478	0,0538	0,0598
0,095	0,1296	0,0454	0,0519	0,0584	0,0649
0,10	0,140	0,0490	0,0560	0,0630	0,0700
0,11	0,162	0,0567	0,0648	0,0729	0,0810
0,12	0,184	0,0644	0,0736	0,0828	0,0920
0,13	0,208	0,0728	0,0832	0,0936	0,1040
0,14	0,232	0,0812	0,0928	0,1044	0,1160
0,15	0,257	0,0899	0,1028	0,1156	0,1285
0,16	0,283	0,0991	0,1132	0,1273	0,1415
0,17	0,310	0,1085	0,1240	0,1395	0,1550
0,18	0,338	0,1183	0,1352	0,1521	0,1690
0,19	0,367	0,1284	0,1468	0,1651	0,1835
0,20	0,396	0,139	0,158	0,178	0,198
0,21	0,426	0,149	0,170	0,192	0,213
0,22	0,457	0,160	0,183	0,205	0,228
0,23	0,489	0,171	0,196	0,220	0,244
0,24	0,521	0,182	0,208	0,234	0,260
0,25	0,554	0,194	0,222	0,249	0,277
0,26	0,587	0,205	0,235	0,264	0,293
0,27	0,621	0,217	0,248	0,279	0,310
0,28	0,656	0,230	0,262	0,295	0,328
0,29	0,692	0,242	0,277	0,311	0,346
0,30	0,728	0,255	0,291	0,328	0,364
0,31	0,765	0,268	0,306	0,344	0,382
0,32	0,802	0,281	0,321	0,361	0,401
0,33	0,840	0,294	0,336	0,378	0,420
0,34	0,878	0,307	0,351	0,395	0,439
0,35	0,917	0,321	0,367	0,413	0,458
0,36	0,957	0,335	0,383	0,431	0,478
0,37	0,997	0,349	0,399	0,449	0,498
0,38	1,038	0,363	0,415	0,467	0,519
0,39	1,079	0,378	0,432	0,486	0,540

Напор Н метр	$\sqrt{2g} \frac{H^3}{2}$	Расход q в куб метрах при значении коэффициента m.			
		0,35	0,40	0,45	0,50
0,40	1,13	0,395	0,452	0,508	0,565
0,42	1,21	0,423	0,484	0,544	0,605
0,44	1,29	0,452	0,516	0,580	0,645
0,46	1,38	0,483	0,552	0,621	0,690
0,48	1,47	0,514	0,588	0,661	0,735
0,50	1,57	0,549	0,628	0,706	0,785
0,52	1,66	0,581	0,664	0,747	0,830
0,54	1,76	0,616	0,704	0,792	0,880
0,56	1,86	0,651	0,744	0,837	0,930
0,58	1,96	0,686	0,784	0,882	0,980
0,60	2,06	0,721	0,824	0,927	1,030
0,62	2,16	0,756	0,864	0,972	1,080
0,64	2,27	0,794	0,908	1,021	1,135
0,66	2,37	0,829	0,948	1,066	1,185
0,68	2,48	0,868	0,992	1,116	1,240
0,70	2,59	0,906	1,036	1,165	1,295
0,72	2,71	0,948	1,084	1,219	1,355
0,74	2,82	0,987	1,128	1,269	1,410
0,76	2,93	1,025	1,172	1,318	1,465
0,78	3,05	1,067	1,220	1,372	1,525
0,80	3,17	1,109	1,268	1,426	1,585
0,85	3,47	1,214	1,388	1,561	1,735
0,90	3,78	1,323	1,512	1,701	1,890
0,95	4,10	1,435	1,640	1,845	2,050
1,00	4,43	1,550	1,772	1,993	2,215
1,05	4,77	1,669	1,908	2,146	2,385
1,10	5,11	1,788	2,044	2,299	2,555
1,15	5,46	1,911	2,184	2,457	2,730
1,20	5,82	2,037	2,328	2,619	2,910
1,25	6,19	2,166	2,476	2,785	3,095
1,30	6,56	2,296	2,624	2,952	3,280
1,35	6,95	2,432	2,780	3,127	3,475
1,40	7,34	2,569	2,936	3,303	3,670
1,45	7,73	2,705	3,092	3,478	3,865
1,50	8,14	2,849	3,256	3,663	4,070
1,60	8,96	3,136	3,584	4,032	4,480
1,70	9,82	3,437	3,928	4,419	4,910
1,80	10,70	3,745	4,280	4,815	5,350
1,90	11,60	4,060	4,640	5,220	5,800
2,00	12,52	4,382	5,008	5,634	6,260

ТАБЛИЦА VIII.

Данные о весе водопроводных труб с раструбными и фланцевыми соединениями по русскому нормальному сортаменту.

Внутренний диаметр труб d		Раструбные соединения.				Фланцевые соединения.			
		Веса в килограмм.		Веса в пудах		Веса в килограмм.		Веса в пудах.	
		Трубы с раструбом и бургом.	Погонного м. трубы с раструбом и бургом.	Трубы с раструбом и бургом.	Погонного м. трубы с раструбом и бургом.	Трубы с двумя фланцами.	Погонного м. трубы с двумя фланцами.	Трубы с двумя фланцами.	Погонного м. трубы с двумя фланцами.
мм.	дюйм.								
40	1,5	19,50	9,75	1,19	1,27	20,89	10,44	1,27	1,36
50	2	23,35	11,68	1,43	1,52	25,11	12,55	1,54	1,65
75	3	50,39	16,77	3,08	2,18	38,83	19,17	2,27	2,40
100	4	69,57	23,19	4,25	3,01	73,07	24,66	4,51	3,21
125	5	90,48	30,16	5,52	3,92	94,86	31,62	5,79	4,12
150	6	113,85	37,78	6,92	4,91	118,39	39,43	7,22	5,13
(175)	(7)	(138,27)	(46,09)	(8,44)	(5,99)	(145,08)	(48,36)	(8,86)	(6,30)
200	8	164,95	54,98	10,07	7,15	172,38	57,46	10,52	7,48
(225)	(9)	(193,68)	(64,50)	(11,82)	(8,38)	(202,80)	(67,60)	(12,39)	(8,81)
250	10	223,75	74,58	13,66	9,70	233,55	77,85	14,24	10,13
300	12	290,67	96,89	17,74	12,60	307,40	102,47	18,72	13,31
350	14	432,95	115,45	26,43	15,01	373,40	124,16	22,80	16,21
400	16	531,62	141,77	32,45	18,43	455,42	151,81	27,80	19,77
450	18	640,40	170,78	39,11	22,20	555,19	185,06	33,41	23,75
500	20	758,35	202,23	46,30	26,29	656,11	218,70	40,03	28,89
600	24	1024,41	273,18	62,54	35,51	881,85	293,95	53,83	38,27
700	28	1327,22	353,93	81,03	46,01	1162,00	387,33	69,70	49,56
(750)	(30)	(1496,14)	(398,96)	(91,35)	(51,86)	(1303,03)	(434,34)	(79,55)	(56,56)
800	34	1671,30	445,69	102,01	57,94	1473,97	491,32	89,92	63,93
900	38	2053,89	547,70	125,39	71,20	1808,55	602,85	110,42	78,51
1000	40	2478,25	660,87	151,30	85,91	2183,11	727,70	133,26	94,75
1200	48	3444,11	918,43	210,26	119,40	3081,09	1027,03	188,08	133,72

- Примечания: 1. Заключение в скобки диаметров труб указывает на временное употребление последних.
 2. Внутренние диаметры в дюймах вычислены при 25 мм = 1 дюйму.
 3. Строительная длина труб: А) раструбные соединения: для диаметров 40 мм. и 50 мм. — 2,00 м; для диаметров от 75 мм. до 300 мм. включительно — 3,00 м; для остальных — 3,75 м; В) фланцевые соединения: для первых трех диаметров — 2,00 м; для остальных — 3,00 м.

ТАБЛИЦА IX.

Радиусы закруглений колен и полуколен (раструбных и фланцевых) по русскому нормальному сортаменту.

Внутренний диаметр трубы d мм	Радиусы закругления R в миллиметрах при центральном угле		Внутренний диаметр трубы d мм	Радиусы закругления R в миллиметрах при центральном угле	
	90°	45°		90°	45°
40	71	280	350	350	—
50	80	300	400	395	—
75	102,5	350	450	440	—
100	125	400	500	485	—
125	147,5	450	600	575	—
150	170	500	700	665	—
(175)	(192,5)	(550)	(750)	(710)	—
200	215	600	800	755	—
(225)	(237,5)	(650)	900	845	—
250	260	700	1000	935	—
300	305	800	1200	1115	—

ТАБЛИЦА X.

Значения $\omega = \frac{\pi d^3}{4}$

d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω
1	0,79	6	28,3	11	95,0	16	201	21	346	30	707	55	2376	80	5027	110	9503	160	20106
2	3,14	7	38,5	12	113	17	227	22	380	35	962	60	2827	85	5674	120	11310	170	22698
3	7,07	8	50,3	13	133	18	254	23	415	40	1256	65	3318	90	6362	130	13273	180	25447
4	12,6	9	63,6	14	154	19	284	24	452	45	1590	70	3848	95	7088	140	15394	190	28353
5	19,6	10	78,5	15	177	20	314	25	491	50	1963	75	4418	100	7854	150	17671	200	31416

ТАБЛИЦА XI.
Величины расходов Q в трубах при различных диаметрах d и скорости v .
 $Q = \frac{\pi d^2}{4} v \left(d - \text{мм.}; v - \frac{\text{м}}{\text{сек}}; Q - \frac{\text{литр}}{\text{сек}} \right)$

Внутренний диаметр трубы d	0 15	0 20	0 25	0 30	0 40	0 50	0 60	0 70	0 80	0 90	1 00	1 25	1 50	1 75	2 00
40	0 189	0 252	0 315	0 378	0 504	0 628	0 754	0 880	1 005	1 131	1 257	1 571	1 885	2 199	2 513
50	0 294	0 392	0 490	0 588	0 784	0 982	1 178	1 374	1 571	1 767	1 964	2 454	2 945	3 436	3 927
75	0 662	0 884	1 104	1 325	1 767	2 209	2 651	3 093	3 534	3 976	4 418	5 522	6 627	7 731	8 836
100	1 178	1 5 1	1 963	2 356	3 142	3 927	4 712	5 498	6 283	7 069	7 854	9 817	11 781	13 744	15 708
125	1 841	2 454	3 068	3 682	4 909	6 136	7 363	8 590	9 817	11 045	12 272	15 340	18 408	21 476	24 544
150	2 651	3 534	4 418	5 301	7 069	8 836	10 603	12 370	14 137	15 904	17 672	22 089	26 507	30 925	35 343
175	3 607	4 810	6 013	7 215	9 620	12 026	14 432	16 837	19 242	21 648	24 053	30 066	36 079	42 092	48 106
200	4 712	6 283	7 854	9 425	12 566	15 708	18 850	21 991	25 133	28 274	31 416	39 270	47 124	54 978	62 832
225	5 961	7 948	9 936	11 922	15 896	19 880	23 857	27 833	31 809	35 785	39 761	49 701	59 641	69 581	79 522
250	7 363	9 818	12 272	14 726	19 635	24 544	29 452	34 361	39 270	44 179	49 087	61 359	73 631	85 903	98 175
300	10 603	14 137	17 671	21 206	28 274	35 343	42 411	49 480	56 549	63 617	70 686	88 357	106 03	123 70	141 37
350	14 432	19 242	24 053	28 863	38 485	48 106	57 727	67 348	76 969	86 590	96 211	120 26	144 32	168 37	192 42
400	18 850	25 133	31 416	37 699	50 266	62 832	75 398	87 965	100 53	113 10	125 66	157 08	188 50	219 91	251 33
450	23 856	31 809	39 761	47 713	63 617	79 522	95 426	111 33	127 23	143 14	159 04	198 80	238 57	278 33	318 09
500	29 453	39 270	49 088	58 905	78 540	98 175	117 81	137 45	157 08	176 72	196 35	245 44	294 53	343 61	392 70
600	42 411	56 549	70 686	84 823	113 10	141 37	169 65	197 92	226 19	254 47	282 74	353 43	424 11	494 80	565 49
700	57 727	76 969	96 211	115 45	153 94	192 42	230 91	269 39	307 88	346 36	384 85	481 06	577 27	673 48	769 69
750	66 268	88 357	110 45	132 54	176 72	220 89	265 07	309 25	353 43	397 61	441 79	552 23	662 68	773 13	883 57
800	75 398	100 53	125 66	150 80	201 06	251 33	301 59	351 86	402 12	452 39	502 66	628 32	753 98	879 65	1005 3
900	95 426	127 23	159 04	190 85	254 47	318 09	381 70	445 32	508 94	572 56	636 17	795 22	954 26	1113 3	1272 3
1000	117 81	157 08	196 35	235 62	314 16	392 70	471 24	549 78	628 32	706 86	785 40	981 75	1178 1	1374 4	1570 8
1200	169 50	226 18	282 50	339 27	452 36	565 49	678 58	791 68	904 78	1017 9	1131 0	1413 7	1696 5	1979 2	2261 9

ТАБЛИЦА XII.

Значения $h = \frac{v^2}{2g}$ м.

v	h	v	h	v	h	v	h
0,10	0,0005	2,10	0,225	4,10	0,86	6,10	1,90
0,20	0,002	2,20	0,247	4,20	0,90	6,20	1,96
0,30	0,005	2,30	0,270	4,30	0,94	6,30	2,02
0,40	0,008	2,40	0,294	4,40	0,99	6,40	2,09
0,50	0,013	2,50	0,319	4,50	1,03	6,50	2,15
0,60	0,018	2,60	0,345	4,60	1,08	6,60	2,22
0,70	0,025	2,70	0,372	4,70	1,13	6,70	2,29
0,80	0,033	2,80	0,400	4,80	1,17	6,80	2,36
0,90	0,041	2,90	0,429	4,90	1,22	6,90	2,43
1,00	0,051	3,00	0,459	5,00	1,27	7,00	2,50
1,10	0,062	3,10	0,490	5,10	1,33	7,10	2,57
1,20	0,073	3,20	0,522	5,20	1,38	7,20	2,64
1,30	0,086	3,30	0,555	5,30	1,43	7,30	2,72
1,40	0,100	3,40	0,589	5,40	1,49	7,40	2,79
1,50	0,115	3,50	0,624	5,50	1,54	7,50	2,87
1,60	0,130	3,60	0,661	5,60	1,60	7,60	2,94
1,70	0,147	3,70	0,698	5,70	1,66	7,70	3,02
1,80	0,165	3,80	0,736	5,80	1,71	7,80	3,10
1,90	0,184	3,90	0,775	5,90	1,77	7,90	3,18
2,00	0,204	4,00	0,816	6,00	1,84	8,00	3,26

ТАБЛИЦА XIII.

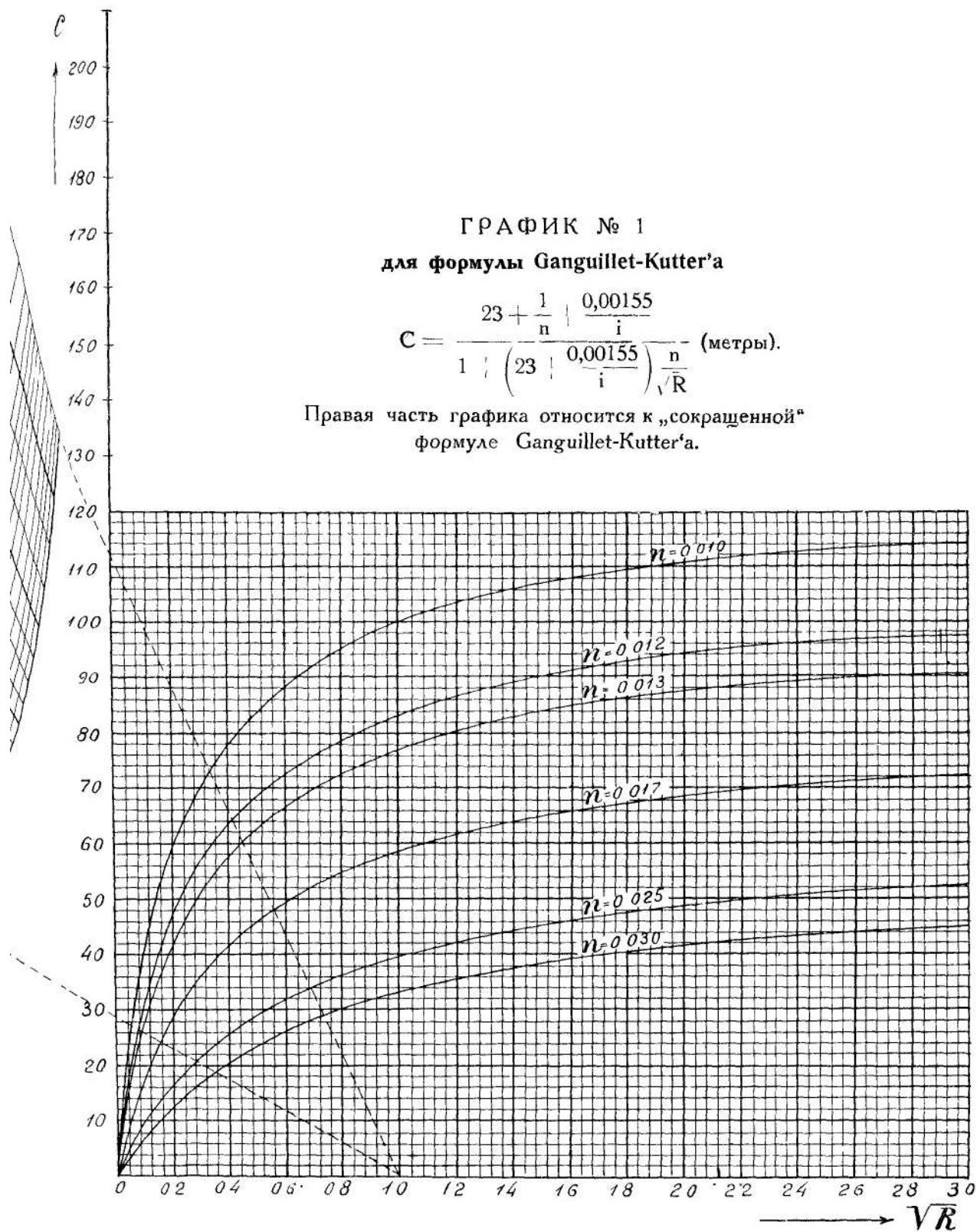
Значения $v = \sqrt{2gh} \frac{\text{м}}{\text{сек}}$.

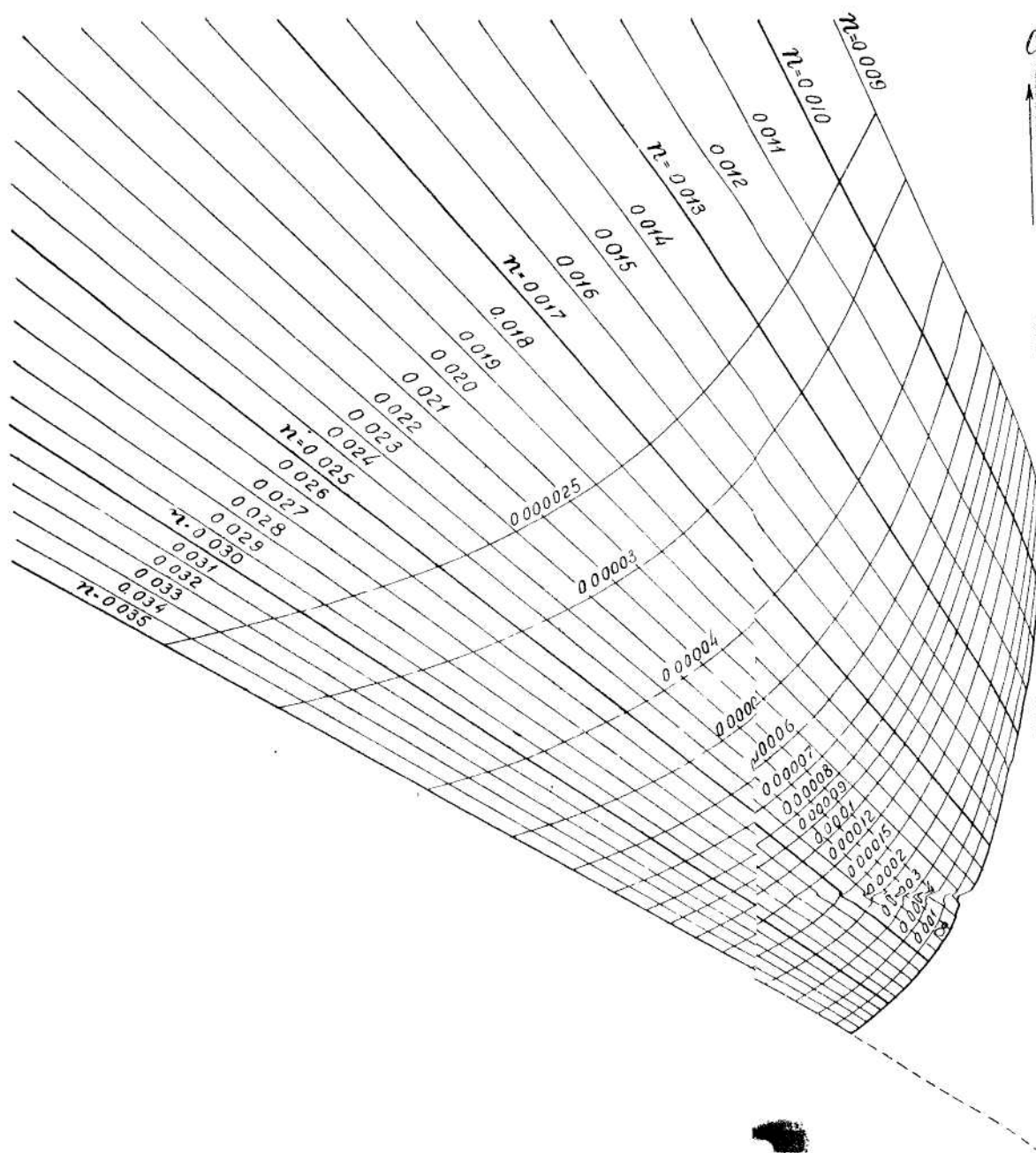
h	v	h	v	h	v	h	v	h	v
0,0001	0,044	0,007	0,370	0,045	0,940	0,26	2,26	1,20	4,85
0,0002	0,063	0,008	0,395	0,050	0,990	0,28	2,34	1,25	4,96
0,0003	0,077	0,009	0,420	0,055	1,039	0,30	2,43	1,30	5,05
0,0004	0,089	0,010	0,443	0,060	1,085	0,35	2,62	1,40	5,23
0,0005	0,099	0,011	0,464	0,065	1,129	0,40	2,80	1,50	5,42
0,0006	0,108	0,012	0,485	0,070	1,172	0,45	2,97	1,60	5,60
0,0007	0,117	0,013	0,505	0,075	1,213	0,50	3,13	1,70	5,78
0,0008	0,125	0,014	0,524	0,080	1,253	0,55	3,28	1,80	5,94
0,0009	0,133	0,015	0,542	0,090	1,329	0,60	3,43	1,90	6,11
0,0010	0,140	0,016	0,560	0,100	1,401	0,65	3,57	2,00	6,26
0,0012	0,153	0,018	0,594	0,11	1,468	0,70	3,71	2,20	6,57
0,0015	0,171	0,020	0,626	0,12	1,534	0,75	3,84	2,40	6,86
0,0020	0,198	0,022	0,657	0,13	1,597	0,80	3,96	2,60	7,14
0,0025	0,221	0,024	0,686	0,14	1,657	0,85	4,08	2,80	7,41
0,0030	0,243	0,026	0,714	0,15	1,715	0,90	4,20	3,00	7,67
0,0035	0,262	0,028	0,741	0,16	1,77	0,95	4,32	3,20	7,92
0,0040	0,280	0,030	0,767	0,18	1,88	1,00	4,43	3,40	8,17
0,0045	0,297	0,032	0,792	0,20	1,98	1,05	4,54	3,60	8,40
0,0050	0,313	0,035	0,829	0,22	2,08	1,10	4,65	3,80	8,64
0,0060	0,343	0,040	0,886	0,24	2,17	1,15	4,75	4,00	8,86

ТАБЛИЦА XIV

Значения квадратных корней из величин уклонов $\sqrt{i}$.

У К Л О Н i .		$\sqrt{i}$	У К Л О Н i .		$\sqrt{i}$
В десятичных дробях.	В простых дробях.		В десятичных дробях.	В простых дробях.	
0.0002	1: 5000	0,0141	—	—	—
0.0003	1: 3333,3	0,0173	0,025	1: 40	0,1581
0.0004	1: 2500	0,0200	0,026	1: 38,5	0,1612
0.0005	1: 2000	0,0224	0,027	1: 37	0,1643
0.0006	1: 1666,7	0,0245	0,028	1: 35,7	0,1673
0.0007	1: 1428,6	0,0265	0,029	1: 34,5	0,1703
0.0008	1: 1250	0,0283	0,03	1: 33,3	0,1732
0.0009	1: 1111,1	0,0300	0,035	1: 28,6	0,1871
0.001	1: 1000	0,0316	0,04	1: 25	0,2000
0.0015	1: 666,7	0,0387	0,045	1: 22,2	0,2121
0.002	1: 500	0,0447	0,05	1: 20	0,2236
0.0025	1: 400	0,0500	0,055	1: 18,2	0,2345
0.003	1: 333,3	0,0548	0,06	1: 16,7	0,2450
0.0035	1: 285,7	0,0592	0,065	1: 15,4	0,2550
0.004	1: 250	0,0632	0,07	1: 14,3	0,2646
0.0045	1: 222,2	0,0671	0,075	1: 13,3	0,2739
0.005	1: 200	0,0707	0,08	1: 12,5	0,2828
0.0055	1: 181,8	0,0742	0,085	1: 11,8	0,2915
0.006	1: 166,7	0,0775	0,09	1: 11,1	0,3000
0.0065	1: 153,8	0,0806	0,095	1: 10,5	0,3082
0.007	1: 142,9	0,0837	0,10	1: 10	0,3162
0.0075	1: 133,3	0,0866	0,105	1: 9,5	0,3240
0.008	1: 125	0,0894	0,11	1: 9	0,3317
0.0085	1: 117,6	0,0922	0,115	1: 8,7	0,3391
0.009	1: 111,1	0,0949	0,12	1: 8,3	0,3464
0.0095	1: 105,3	0,0975	0,125	1: 8	0,3536
0.01	1: 100	0,1000	0,13	1: 7,7	0,3606
0.011	1: 90,9	0,1049	0,135	1: 7,4	0,3674
0.012	1: 83,3	0,1095	0,14	1: 7,1	0,3742
0.013	1: 76,9	0,1140	0,145	1: 6,9	0,3808
0.014	1: 71,4	0,1183	0,15	1: 6,7	0,3873
0.015	1: 66,7	0,1225	0,155	1: 6,5	0,3937
0.016	1: 62,5	0,1265	0,16	1: 6,3	0,4000
0.017	1: 58,8	0,1304	0,165	1: 6,1	0,4062
0.018	1: 55,6	0,1342	0,17	1: 5,9	0,4123
0.019	1: 52,6	0,1378	0,175	1: 5,7	0,4172
0.02	1: 50	0,1414	0,18	1: 5,6	0,4243
0.021	1: 47,6	0,1449	0,185	1: 5,4	0,4301
0.022	1: 45,5	0,1483	0,19	1: 5,3	0,4359
0.023	1: 43,5	0,1517	0,195	1: 5,1	0,4416
0.024	1: 41,7	0,1549	0,20	1: 5	0,4472





Примечание. Для получения C , определяемого полной формой $G. - K.$, соответствующего заданным значениям n , i и R , нужно соединить прямой линией точку $\sqrt{R}$, взятую на оси, с точкой пересечения линии данной шероховатости (n) с линией данного уклона (i) (левая половина графика). Точка пересечения этой прямой с осью C определяет искомое значение C .

ГРАФИК № 2
для формулы Вазин'а

$$C = - \frac{87}{1 + \frac{l}{\sqrt{R}}} \quad (\text{метры})$$

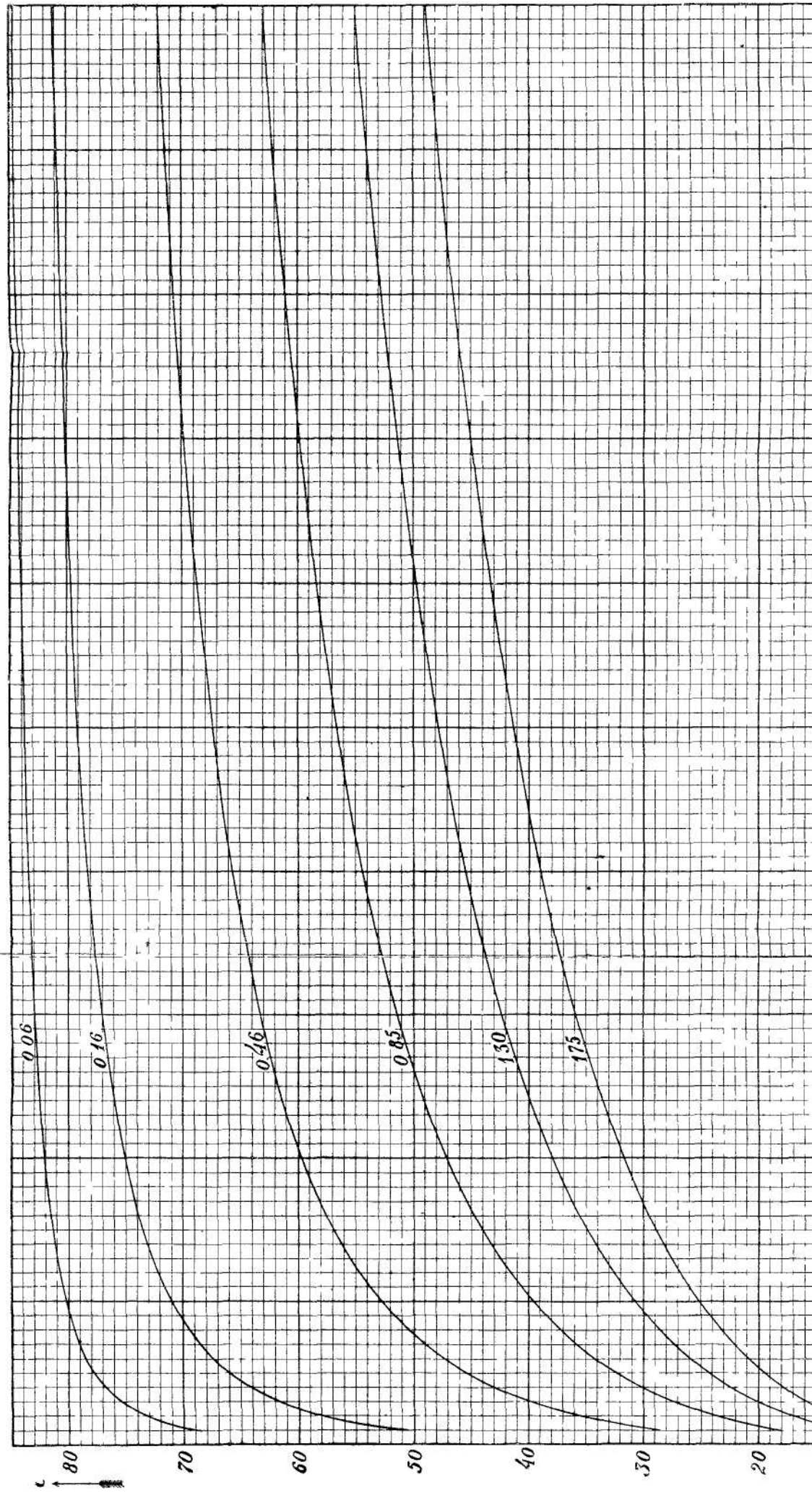


ГРАФИК № 3
для формулы проф. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y \text{ (метры).}$$

