

**ТЕХНИЧЕСКИЙ КОМИТЕТ**  
**НАРОДНОГО КОМИССАРИАТА ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ.**  
Издательский Отдел.

---

**РАСЧЕТ**  
**РАЗВОДЯЩЕГО ВОДОПРОВОДА**  
**ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ СТАНЦИИ.**

---

Инженера **Н. Н. ГЕНИЕВА.**

---

**ПЕТРОГРАД.**

Типо-литография Редакции специальных технических и экономических изданий  
Народного Комиссариата Путей Сообщения. Фонтанка, 117.

1920.

**ИЗДАТЕЛЬСКИЙ ОТДЕЛ**  
**Технического Комитета Народного Комиссариата Путей Сообщения.**  
Москва, Гороховская, д. № 8.

---

**ИМЕЮТСЯ В ПРОДАЖЕ:**

1. *Инженер Путей Сообщения Б. Д. Воскресенский.* „Наибольшее уплотнение работ путем применения параллельных и последовательных работ, как основной метод эксплуатации железных дорог. Усиление А) провозной способности участков и узлов железных дорсг и Б) работы паровозного и вагонного парков“.
2. *Инженеры Б. Д. Воскресенский и В. И. Таранов-Белозеров.* „Уплотнение работы поездов, паровозов и провозных способностей“.
3. *Инженер Путей Сообщения С. К. Кудреватов.* „Применение метода уплотнения и параллельности работ на передаточных, узловых и сортировочных станциях для достижения наименьшего простоя вагонов и грузов“.
4. *Инженер-технолог Л. Д. Косякин.* „Уплотнение и параллельность работ в применении к техническому осмотру и текущему ремонту товарных вагонов при следовании их комплектами“.
5. *Инженер-технолог В. Ф. Кирста.* „Уплотнение работы паровозов на участке Лозовая—Полтава“.
6. *Инженер-технолог М. В. Онуфриев.* „Уплотнение работы поездов на участке Славянск—Лозовая“.
7. *Инженер Путей Сообщения В. Д. Ещенко.* „Уплотнение движения поездов“.

---

**СКЛАД ИЗДАНИЙ:**

**Москва.** Трехсвятительский пер., у Красных Ворот, д. 3, кв. 20.  
**Харьков.** Канцелярия Управления Южных жел. дор., Александровская ул

Р. В. Ц. гор. Петроград.

## ОГЛАВЛЕНИЕ.

	СТРАН.
I. Введение . . . . .	5
II. Классификация водопроводных кранов, устанавливаемых на территории железнодорожных станций . . . . .	7
III. Требуемый эффект действия водопроводных кранов на железнодорожных станциях . . . . .	8
1. Путевой кран . . . . .	8
2. Депоовские гидранты . . . . .	10
а) холодная промывка . . . . .	10
б) горячая промывка . . . . .	11
3. Кран для поения скота . . . . .	13
4. Кран для подачи воды в вагоны парового отопления пассажирских поездов . . . . .	14
5. Пожарный кран . . . . .	14
6. Домовые краны . . . . .	19
7. Наружные водоразборные краны . . . . .	21
8. Краны специального назначения . . . . .	21
I. Некоторые соображения относительно метода расчета разводящей сети . . . . .	21
V. Расчетное число одновременно действующих кранов . . . . .	24
VI. Расчетный напор в сети . . . . .	25
VII. Наибольшая скорость движения воды по трубам разводящей станционной сети . . . . .	27
VIII. Гидравлические сопротивления при движении воды в трубах . . . . .	28
IX. Метод расчета простого и сложного водопровода. Вывод основных формул . . . . .	31
X. Метод расчета сложной разводящей сети железнодорожных станций . . . . .	37
XI. Особенности пользования методом расчета для разводящих водопроводов железнодорожных станций . . . . .	40
XII. Пример расчета сложного железнодорожного водопровода . . . . .	41

# Расчет разводящего водопровода железнодорожной станции.

## I. Введение.

Надлежащий эффект действия или водопроизводительности разводящего водопровода имеет весьма важное значение для работы железной дороги. Так, например, водопроизводительность путевых кранов оказывает большое влияние на продолжительность стоянки поездов на станциях и тем самым на коммерческую скорость движения поездов, на оборот подвижного состава, паровозных и кондукторских бригад и т. д.

Эффект действия деповских гидрантов оказывает существенное влияние на продолжительность простоя паровозов под промывкой и на качество самой промывки.

Надлежащий эффект действия кранов для поения перевозимого скота также имеет весьма важное значение: малая водопроизводительность водопойных кранов может служить причиной недостаточного поения скота, который от этого теряет в своем весе, следствием чего являются претензии отправителей к управлениям дорог.

Необходимость надлежащей работы пожарных кранов ясна в достаточной степени.

При одновременном действии на станции нескольких достаточно водопроизводительных водоразборных кранов секундные расходы воды по трубам разводящего водопровода ея достигают весьма большой величины—нескольких куб. футов на малых станциях и нескольких десятков куб. фут. на станциях средних и больших, т. е. становятся не менее секундных расходов, протекающих по трубам городских водопроводов.

Между тем, вопрос о расчете разводящих водопроводов железнодорожных станций оставался почему-то забытым и почти не разбирался в технической литературе и при проектировании разводящих водопроводов диаметры труб их и высота водонапорных башен до настоящего времени назначаются обыкновенно без надлежащего расчета, притом часто недостаточных размеров.

Построенные без надлежащего расчета водопроводы очень скоро оказываются малыми и требуют усиления.

Между тем, усиление разводящих станционных водопроводов сопряжено со значительными затруднениями и затратами: трубы нередко оказываются уложенными или под интенсивно работающими путями, так что для замены их приходится устраивать траншеи с сильно укрепленными крепями, или же в плавучих грунтах.

При надстройках водонапорных башен, в связи с поднятием баков для увеличения напора в сети, приходится встречаться с тем, что размеры стен и фундаментов, взятые без надлежащего запаса прочности, не допускают увеличения нагрузок, а, следовательно, и самых надстроек. Кроме того, некоторые типы водопроводных башен, особенно из железобетона, и вовсе не допускают рационального их наращивания.

При исследовании вопроса о способе расчета сложного разводящего водопровода *железнодорожных станций* приходится прийти к выводу, что для решения задачи является возможным применение к расчету общего метода, предложенного Граеугофом, состоящего в выборе наперед высоты водонапорной башни. Метод этот был предложен Граеугофом еще в 1874 году; в русской технической литературе на него обращалось внимание профессором Ф. Е. Максименко, но применения этот метод не получил (по своей сложности).<sup>2</sup>

Между тем, в виду относительно малаго масштаба водопроводных устройств железнодорожной станции, оказывается удобным, как показано в дальнейшем, задаваться различными высотами водонапорных башен, для каждой из них получать необходимые размеры сети и затем уже делать окончательный выбор из рассчитанных комбинаций.

Предварительно изложения расчета, дана классификация водоразборных кранов, устанавливаемых на территориях станций и указаны общие условия для определения их надлежащей водопроизводительности.

В конце приведен пример расчета разводящей сети железнодорожной станции.

## II. Классификация водопроводных кранов, устанавливаемых на территориях станций.

Водоснабжение железнодорожной станции должно удовлетворять трем основным целям:

- 1) доставлять все количество воды, потребное для технических ее нужд;
- 2) давать воду для питья и хозяйственных нужд жителей станции и ее временных посетителей (пассажиров, грузчиков и т. д.) и
- 3) обеспечивать возможность успешного тушения пожаров.

Сообразно с перечисленными целями водоснабжения станции, на территории ее, в общем случае, устанавливаются следующие водоразборные краны:

1) *Путевые гидравлические краны*, служащие для наполнения водой тендеров паровозов, проходящих с поездами данную станцию, или для наполнения тендеров паровозов, отправляющихся с данной станции.

2) *Гидранты депо*, служащие для промывки паровозов и для тушения пожаров в депо.

3) *Краны для поения перевозимого скота.*

4) *Краны для набора воды в вагоны парового отопления пассажирских поездов.*

5) *Наружные водоразборные краны* для получения из них воды станционным населением и временными посетителями станции.

6) *Пожарные краны.*

7) *Водоразборные краны* внутри квартир агентов дороги и служебных помещений (домовые краны) и

8) *Водоразборные краны специального назначения:* в мастерских, на станционных железнодорожных заводах (шпалопиточных, рельсообрезных, газовых и пр.), для промывки пассажирских вагонов, вагонов из-под скота и пр.

Рассмотрим те условия, которыми определяются необходимые секундные водопроизводительности перечисленных кранов.

### III. Требуемый эффект действия водоразборных кранов на станции.

#### 1) Путевой кран.

Необходимый эффект действия путевого гидравлического крана определяется в зависимости:

1) от количества воды, требующегося для наполнения или пополнения паровозного тендера и

2) от времени, в течение которого это наполнение или пополнение должно быть произведено.

Таким образом, секундный расход воды из крана, обслуживающего выходящие из депо и подаваемые к поездам паровозы, должен быть

$$q_1 = \frac{V_1}{t_1},$$

где:

$V_1$ — емкость тендеров паровозов, обращающихся на данном участке дороги,

$t_1$ — время наполнения тендера.

Секундная же подача воды путевым гидравлическим краном, обслуживающим проходящие мимо станций с поездами паровозы, должна быть

$$q_2 = \frac{V_2}{t_2},$$

где:

$V_2$ — количество воды, требующееся для пополнения тендера, и равное количеству воды, израсходованному поездом на предыдущих относительно данной станции перегонах, в предположении пропуска одного промежуточного водоснабжения (по случаю порчи, ремонта и т. д.),



$t_2$ — время пополнения тендера водой и, в свою очередь, равнос

$$t_2 = \tau_1 - \tau_2,$$

причем здесь:

$\tau_1$ — время, которое может быть уделено для набора воды из продолжительности стоянки поезда на станции, а

$\tau_2$ — время, необходимое на отцеп и прицеп паровоза, на пробег его от поезда к путевому крану и обратно, а также на все манипуляции по отпиранию и запираанию крана.

Технические условия для магистральных железных дорог, в приложении V-ом (при указании главных оснований для составления графиков движения воинских поездов), предписывают, что время набора воды паровозами должно быть 8 минут при нефтяном отоплении паровозов и 12 минут— при дровяном.

Кроме того, согласно § 82 тех же технических условий:

1) расход воды из путевого гидравлического крана должен быть не менее половины куб. фута в секунду и

2) диаметр водопроводной линии, идущей к путевому крану, должен быть не менее *шести дюймов* при длине ея не более трехсот саженей.

Следует заметить, что для железных дорог с сильно развитым движением эти нормы иногда оказываются недостаточными, особенно, если принять во внимание наблюдавшееся за последние годы стремление управлений железных дорог увеличивать расстояние между пунктами водоснабжений, а, следовательно, и вместимость паровозных тендеров.

В каждом частном случае наивыгоднейшая водопроизводительность путевого крана может быть определена в зависимости:

1) от количества поездов, обращающихся по данной дороге (или отдельном участке ея),

2) от их коммерческой скорости,

3) от размера оплаты трудов паровозных и кондукторских бригад и их оборота,

4) от стоимости пользования подвижным составом.

## 2. Деповский гидрант.

Необходимое секундное количество воды, которое требуется от деповского гидранта, может быть определено:

- 1) по количеству воды, идущей на промывку одного паровоза, и
- 2) по времени, в течение которого эта промывка продолжается.

Количество воды на промывку одного паровоза, по заключению XX-го съезда инженеров службы подвижного состава и тяги, колеблется в пределах от 2,00 до 2,50 куб. саженей, в зависимости от размера паровоза (считая, что в это количество входит и вода для наполнения промытого уже паровозного котла).

Продолжительность процесса промывки паровоза составляет, за вычетом времени перерывов в производстве ее, примерно, два часа.

Таким образом, необходимая секундная водопроизводительность одного деповского гидранта составляет:

$$\text{от } \frac{2,5 \times 343}{2 \times 60 \times 60} = 0,12 \text{ кб. ф\text{у}т.}$$

$$\text{до } \frac{2,00 \times 343}{2 \times 60 \times 60} = 0,10 \text{ кб. ф\text{у}т.}$$

При этом, однако, указанными данными не учитывается тот напор, с которым вода должна быть подаваема из деповского гидранта.

Определение этого напора и, вообще, вполне точное определение необходимого эффекта деповского гидранта может быть сделано, в зависимости от применяющегося в каждом данном случае вида промывки, т. е. холодной или горячей.

### *А. Холодная промывка.*

Установлено, что для надлежащей промывки паровозного котла, т. е. для возможно более полного отбивания от стенок его не успевшей еще отвердеть накипи вода должна подаваться с большой силой.

Вполне удовлетворительные результаты получаются при напорах в 4—5 атмосфер; при давлениях в три атмосферы промывка—только удовлетворительна; более малые напоры—уже недостаточны \*). При наличии в разводящей водопроводной сети указанных напоров, для промывки паровоза к верхней части деповского гидранта, имеющей специальные отростки с резьбой, привертывается пеньковый (или, что бывает чаще, пеньковый прорезиненный) рукав, диаметром два—два с половиной дюйма, длиной, примерно, пять сажень, с брандспойтом на конце. Из наконечника этого брандспойта вода и подается в промываемый паровозный котел. Таким образом, в рассматриваемом случае холодной промывки роль деповского гидранта вполне сходна с ролью пожарного крана.

Указанные выше, необходимые для холодной промывки паровозов напоры (в три, пять атмосфер) в разводящих водопроводах станций русских железных дорог встречаются пока очень редко, так как они требуют устройства очень высоких, до двадцати, двадцати пяти саженьей, водоемных зданий, или же пневматических установок, с большим давлением в их аккумуляторах.

При отсутствии таких напоров в разводящей водопроводной сети, приходится для промывки паровозных котлов подавать в них воду специальными, устанавливаемыми в депо насосами тепловыми или паровыми, получающими пар или из особых котлов, или из котлов машинного отделения депо. Насосы эти всасывают воду из разводящего станционного водопровода, роль которого в этом случае заключается только в подаче ко всасывающей трубе насоса воды в количестве, соответствующем производительности насоса.

### *В. Горячая промывка.*

Необходимый эффект действия гидранта при горячей промывке паровозного котла, вообще ниже, чем при холодной

---

\*) М. А. Короткевич. Устройство и оборудование паровозных депо. Инженер 1911 г.

Б. Б. Сушинский. Горячая промывка паровозов. Известия Общего Бюро Совецательных Съездов. 1915 г.

промывке. Он зависит почти исключительно от применяющегося в каждом данном случае способа горячей промывки, а потому в каждом отдельном случае должен определяться особо. Об устройствах для горячей промывки паровозов, вообще, и о водопроводных для сего устройствах, в частности, имеется целый ряд статей в журналах: „Инженер“, „Железнодорожное дело“, в „Известиях общего бюро совещательных Съездов“, в „Трудах совещательных съездов инженеров службы подвижного состава и тяги“, в „Organ für die Fortschr. d. Eisenbahn.“ и др.

Можно заметить, что если размеры разводящего водопровода—достаточны для тушения пожара в депо помощью установленных в нем гидрантов \*), то эффект действия последних будет вполне достаточен для подачи воды при той или иной из применяемых ныне систем горячей промывки (Уайта, Шильгана и др.).

Что касается числа одновременно работающих в депо гидрантов, то таковое равно числу одновременно промываемых паровозов.

Последнее, в свою очередь, определяется по числу промываемых в течение суток паровозов, которое может быть подсчитано в зависимости:

- 1) от количества работающих на данном участке дороги (участке тяги) паровозов,
- 2) от протяжения участка,
- 3) от допускаемого пробега паровоза между двумя последовательными промывками и
- 4) от оборота паровозов.

Величина пробега зависит, главным образом, от степени жесткости воды в источниках станционных водоснабжений на рассматриваемом участке дороги и на различных дорогах составляет, по данным анкеты постоянного бюро всероссийских водопроводных и санитарно-технических съездов \*\*), от 600 до 200 верст.

---

\*) См. ниже.

\*\*\*) Труды XI всероссийского водопроводного и санитарно-технического съезда.  
Вып. I. Доклад Инженера П. С. Белова.

Иногда принимают, что число одновременно промываемых в депо паровозов  $N$  составляет от  $\frac{1}{4}S$  до  $\frac{1}{6}S$ , где  $S$ —число стойл депо.

Следует, однако, заметить, что для участков с хорошей, а главное, мягкой водой в источниках водоснабжений, такая формула дает весьма преувеличенные результаты.

При возникновении пожара в депо гидрантами пользуются для его тушения. Таким образом, эффект действия деповских гидрантов должен быть проверяем в этом отношении точно также, как это делается для пожарных кранов.

### 3. Кран для поения скота.

Секундная производительность водопойного крана определяется формулами:

$$q_3 = \frac{V_3}{t_3};$$

Здесь:

$t_3$  — время, в течение которого кран должен подать объем воды  $V_3$ . Оно, очевидно, равно времени, которое можно отвести для поения, и составляет продолжительность стоянки поезда на станции, за вычетом времени, необходимого на все приготовления вагонов и приспособления кранов к водопою.

Что касается требуемого объема воды  $V_3$ , то он равен:

$$V_3 = N \cdot n \cdot q_0,$$

причем:

$N$  — число вагонов, обслуживаемых одним краном,

$n$  — число голов скота в вагоне, принимаемое равным от 18-ти до 14, в зависимости от категории крупности скота,

$q_0$  — количество воды, идущее на поение одной головы скота.

При выборе расчетной величины следует принимать более невыгодный случай поения крупного скота. В запас

достаточности размеров водопроводных устройств лучше полагать, что скот поится один раз в сутки и принимать, что на одну голову идет 4—5 ведер, учитывая этим и расход воды на расплескивание воды, которое при обычном небрежном и торопливом обращении с кранами бывает довольно значительным.

#### 4. Кран для подачи воды в вагоны парового отопления пассажирского поезда.

Секундная водопроизводительность такого крана должна быть равна:

$$q_4 = \frac{V_4}{t_4},$$

где:

$t_4$  — время, которым располагают на остановке поезда для наполнения водой водяного бака вагона,

$V_4$  — количество воды, требующееся для подачи в бак.

На практике объем бака берется сравнительно небольшим, около 3—4 куб. метр. Поэтому в запас достаточности размеров водопроводных устройств можно прямо полагать при расчетах— $V_4 = 3—4$  куб. метр.

#### 5. Пожарный кран.

Для тушения пожаров на территории станции необходимо иметь несколько струй воды. При этом для успешной борьбы с огнем струи, выбрасываемые из наконечников брандспойтов, должны быть, во-первых, многоводны, а, во-вторых, достаточно мощны, чтобы с силой ударялись о горящие предметы; обыкновенно, при проектировании водопроводов населенных мест принимают, что каждая пожарная струя должна давать около 45—50 ведер воды в одну минуту (0,33—0,36 куб. фут. в секунду) и подниматься выше конька крыши горящего здания на 1—3 сажени.

Такая же норма установлена б. Управлением железных дорог, циркуляром № 19945/9782/272, от 15/17 июля 1913 г.,

для проектирования и расчета противопожарных водопроводов главных мастерских. Согласно этого циркуляра, требуется, чтобы водопроводные устройства обеспечивали возможность получения при пожаре у главнейших, наиболее ценных и огнеопасных сооружений, из ближайших к ним пожарных кранов, около 200 ведер воды в минуту, в виде четырех струй, выбрасываемых из отверстий наконечников брандспойтов пожарных рукавов, под углом 60—70 градусов к горизонту, на высоту, которая на 1—3 сажени выше конька крыши горящего здания. При этом предполагается, что наконечником действуют, стоя на земле, что длина звена одного пожарного рукава не меньше 10 сажень, и что из одного пожарного крана может быть получено не более двух струй.

Выполнить такие противопожарные нормы удается только или при наличии высоких водонапорных башен, или с установкой на территории мастерских специальных пожарных насосов (электротехнических, паровых и др.), нагнетающих воду из какого-либо водоема (напр., бака водопроводной башни, специального резервуара и т. п.) в разводящую сеть под значительным давлением, или же, наконец, помощью пневматических устройств, с большим давлением в их аккумуляторах.

При наличии на станциях сравнительно невысоких водонапорных башен, пожарные краны не всегда могут давать струю и требуемой высоты, и требуемой полноводности, так как количество выбрасываемой из наконечников брандспойта воды находится в строгом соответствии с высотой боя: иногда приходится довольствоваться струей, хотя и поднимающейся выше конька крыши горящего здания, но дающей воду в количестве, меньшем 45—50 ведер в минуту \*).

Это ясно видно из следующих таблиц: № 1, № 2, № 3, составленных на основании экспериментальных данных и прямо показывающих тот свободный напор, который необходим в пожарном кране для получения струи определенной высоты и многоводности при выбранных, или заранее заданных диаметрах рукава и наконечника брандспойта \*\*).

\*) См. далее приводимый примерный расчет разводящего водопровода.

\*\*) Платс И. О. О действии струи воды при тушении пожаров. О движении воды в пожарных рукавах и трубах.

ТАБЛИЦА № 1.

Наконечник диаметра  $7/8$  дюйма, рукав диаметра  $2\frac{1}{2}$  дюйма.

Средняя высота верги- кальной струи, в футах.	Высота наклонной струи в футах, при наклоне к горизонту		Кол-ч. выбрасываемой воды, в ведрах, в минуту.	Напор в футах, который должен быть в пожарном кране при длине рукава:									
	60°—70°.	32°.		50 фут.		100 фут.		200 фут.		300 фут.		400 фут.	
				Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.
31	26	27	27	39,2	36,9	43,8	39,2	53	43,8	62,3	48,4	71,5	50,7
41	34	33	31	53	50,7	60	53	71,5	57,7	83	62,3	96,9	69,2
51	42	38	35	67	62,3	73,8	66,9	90	71,5	103,8	78,4	119,9	85,3
61	49	42	38	80	76,1	90	78,4	108,4	87,7	124,5	94,6	143	103,8
71	56	46	41	94,5	87,7	103,8	92,3	124,5	101,6	147,6	110,7	168,3	119,9
81	62	49	44	106,1	99,2	119,9	106,1	143	115,4	168,3	126,8	191,4	136,1
89	67	52	47	120	113	133,7	117,6	161,5	131,4	189,1	143	216,8	154,5
97	71	55	49	133,7	124,5	149,9	131,4	179,9	145,3	209,2	159,1	239,9	170,7
105	74	58	51	147,6	138,4	163,7	145,3	196	159,1	230,6	173	262,9	189,1
112	77	61	54	161,4	149,9	179,9	159,1	214,5	173	251,4	189,1	288,3	205,3
118	79	64	56	173	163,7	193,7	170,7	232,9	189,1	272,2	205,3	311,4	221,4
123	81	66	58	186,8	175,3	207,6	184,5	251,4	203	292,9	221,4	344,4	239,9
128	83	68	60	200,6	189,1	223,7	198,3	269,8	216,8	313,7	237,6	359,8	256
132	85	70	62	214,5	200,6	237,6	209,9	286	232,9	334,4	253,7	382,9	274,5



Наконечник диаметра 1 дюйм, рукав диаметра 2<sup>1</sup>/<sub>2</sub> дюйма.

Средняя высота вертикальной струи, в футах.	Высота наклонной струи в футах, при наклоне к горизонту		Колич. выбрасываемой воды, в ведрах, в минуту.	Напор в футах, который должен быть в пожарном кране при длине рукава:									
	60°—70°.	32°.		50 фут.		100 фут.		200 фут.		300 фут.		400 фут.	
				Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.
32	26	30	35	43,8	39,6	53	43,8	66,9	50,7	83	57,7	99,2	64,6
43	35	37	41	60	53	69,2	57,7	90	66,9	110,7	76,1	131,5	85,3
53	43	42	45	73,8	66,9	87,7	71,5	113	83	138,4	94,6	163,8	106,1
63	51	47	50	87,7	78,4	103,8	85,3	136,1	99,2	166,1	113	198,4	126,9
73	58	51	54	103,8	92,3	122,3	101,6	156,8	117,7	193,8	131,5	131,5	230,8
84	64	55	57	117,7	106,1	138,4	115,4	179,9	133,8	221,5	152,2	263,1	168,4
92	69	58	61	131,5	120	156,8	129,2	203	149,9	249,2	170,7	297,7	191,5
101	73	61	64	147,6	131,5	173	143	226,1	166,1	276,9	189,2	390	212,3
109	76	64	67	161,5	145,3	191,5	159,1	249,2	182,2	304,6	207,7	362,3	233,1
117	79	67	70	177,6	159,1	207,7	173	270	200,7	333,4	226,1	394,6	253,8
124	82	70	73	181,5	173	226,1	186,9	293,1	216,9	360	246,9	429,2	274,6
130	85	72	76	205,3	184,6	242,3	200,7	316,1	233,1	387,6	265,4	461,6	295,4
135	87	74	79	220,5	198,4	260,8	216,9	339,2	249,2	417,7	283,8	493,9	318,5
140	89	76	81	235,4	217,3	276,9	230,8	360	265,4	445,4	302,3	528,5	339,2

ТАБЛИЦА № 3.

Нак о нечник диаметра 1 1/8 дюйма, рукав 2 1/2 дюйма.

Средняя высота вертик- кальной струи, в футах.	Высота наклонной струи в футах, при наклоне к горизонту		Коллч. выбрасываемой воды, в ведрах, в минуту.	Напор в футах, который необходимо иметь в пожарном кране при длине рукава:									
	60°—70°.	32°.		50 фут.		100 фут.		200 фут.		300 фут.		400 фут.	
				Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.	Пень- ковый рукав.	Пенько- вый про- резинен. рукав.
32	27	31	45	50,7	43,8	62,3	48,4	87,7	60	113	71,5	138,4	80,7
43	36	38	52	66,9	57,7	83	64,6	117,6	78,4	152,2	94,6	184,6	108,4
54	44	44	58	83	71,5	103,8	80,7	147,6	99,2	189,1	117,6	232,9	136,1
64	52	50	64	101,6	85,3	126,8	96,9	177,6	119,9	228,3	140,7	279,1	163,7
74	59	54	68	117,6	99,2	147,6	113	205,3	138,4	265,2	163,7	325,2	189,1
84	65	59	73	133,7	115,4	168,3	129,1	235,2	159,1	302,1	186,8	371,3	216,8
94	70	63	78	149,9	129,1	189,1	145,3	265,2	177,6	341,4	212,2	417,5	244,5
104	75	66	82	166	143	209,9	161,5	295,2	198,3	373,3	235,2	463,7	272,2
113	80	69	86	184,6	156,8	230,8	177,6	322,9	219,1	417,5	258,3	509,8	299,8
122	83	72	90	200,6	170,7	251,4	193,7	352,9	237,6	454,4	281,4	559,9	325,2
130	86	75	94	216,8	186,8	272,2	209,9	382,9	258,3	493,6	304,4	602,1	352,9
136	88	77	97	232,9	200,6	292,9	226	412,9	276,8	530,6	329,8	—	380,6
142	90	79	100	251,4	214,5	313,7	242,2	440,5	297,5	567,5	352,9	—	408,3
146	92	81	104	267,5	228,3	334,4	258,3	470,6	318,3	606,7	376	—	433,6

Что касается расчетного числа одновременно действующих пожарных кранов, то таковое должно определяться тем или иным наличием на станции огнеопасных и ценных сооружений, размерами пакгаузов и т. д.

## 6. Домовые краны.

При расчетах разводящих водопроводов станций необходимо назначать свободные напоры, которые требуется иметь в трубах наружной водопроводной сети, при вводах их в дома, т. е. у наружных стен зданий.

Указания о таком „хозяйственном“ напоре в сети можно найти в трудах многих водопроводных деятелей. В данном случае, наиболее удобны определения напора, в зависимости от высоты зданий.

Нередко принимают, что для достаточной скорости вытекания воды из кранов верхних этажей домов, высота напора должна быть более высоты дома, не менее как на три метра.

Иногда полагают достаточным проектировать высоту напора в  $1\frac{1}{2}$  раза более высоты самой верхней точки, до которой должна доходить вода.

По Люгеру высота напора в разводящей сети города в часы наибольшего разбора воды может быть признана достаточной для домового водопровода в том случае, если она на 4—10 метров более высоты наивысшего крана дома, при условии, что диаметры внутренних водопроводных труб будут находиться в соответствии с числом обслуживаемых ими кранов; при этом избыток напора должен выбираться тем большим, чем больше этажей в снабжаемом водой доме.

Расходы воды по домовым ответвлениям разводящего водопровода станции находится, вообще, в зависимости от числа квартир, плотности их народонаселения и количества воды на одного человека.

Последнее очень разнообразно и зависит от степени оборудования квартир санитарными приборами (ваннами, душами и пр.), от допустимости стирки белья на дому и т. д.

Согласно наблюдений, специально производившихся комиссией по исследованию систем ассенизации железнодорож-

ных станций, в жилом доме, с ваннами, расход воды на одного человека в сутки доходит до 15 ведер; в жилом доме без ванн—до 5 ведер. В домах с квартирами для низших служащих, при стирке белья, этот расход составляет до 7—8 ведер на человека в сутки.

XX-ый съезд инженеров сл. подвижного состава и тяги, на основании произведенной анкеты, дал заключение о необходимости считать расход воды на одного жителя станции в 0,01 куб. саж., или около 8 ведер в сутки.

При определении же расчетных секундных количеств воды, протекающей по отдельным линиям разводящей сети, идущим к редко стоящим на территории станции домам, приходится задаваться числом одновременно действующих кранов в каждой квартире и расходом воды из них.

Так, с достаточным запасом можно положить, что в каждой квартире одновременно открыты два крана, причем каждый из них дает в минуту одно ведро воды. Это соответствует секундному расходу воды по ответвлениям к одной квартире:

$$q = \frac{1 \times 2}{60} = \frac{1}{30} \text{ ведра,}$$

или  $q = 0,40$  секундолитра.

Например, при расчете разводящей сети мастерских на ст. Великие-Луки, Московско-Виндавской жел. дор. \*) был принят расход воды из внутреннего хозяйственно-водоразборного крана в одно ведро в минуту.

Что касается общественных зданий, вокзалов, дежурных помещений для кондукторских и паровозных бригад, бань, прачешных и т. п., то секундные расходы воды по ответвлениям сети, идущим к ним, должны быть определены также в зависимости от количества имеющихся в этих зданиях разборных кранов, вероятного числа одновременно действующих кранов и требуемой скорости подачи воды. При расчетах домовых труб городских зданий, питающих большое число

---

\*) Инженер М. Гартштейн. Водоснабжение станции Великие-Луки, Московско-Виндавской жел. дор.

кранов, иногда принимают, что одновременно открыто 15—20% общего числа кранов.

Для общественных зданий на станциях процент одновременно открытых кранов следовало бы принимать большим.

#### 7. Наружные водоразборные краны.

Они служат для разбора воды бочками или ведрами, скоростью наполнения которых и определяется эффект действия кранов.

#### 8. Краны специального назначения.

Необходимый эффект действия каждого такого крана может быть определен только в зависимости от потребности в воде тех устройств, которые обслуживаются этим краном (напр. краны для гидравлической пробы тендерных баков и т. п.).

### IV. Некоторые соображения относительно расчета разводящей сети.

Определение необходимых диаметров труб разводящей сети по заданным водопроизводительностям поставленных на ней кранов, является неопределенной задачей, так как возможно бесконечное число комбинаций, при которых эффект действия кранов будет удовлетворять заданному. Введение какого-либо дополнительного условия, например, чтобы диаметры труб и высота водонапорной башни были бы наивыгоднейшими, т. е. отвечали бы наименьшей стоимости как первоначального устройства, так и дальнейшей эксплуатации делает задачу вполне определенной. С увеличением высоты напора, т. е. высоты расположения бака водонапорной башни над станционной площадкой уменьшаются диаметры труб разводящей сети и сокращается стоимость их укладки, но зато возрастает стоимость устройства башни, приходится увеличивать мощность двигателей водокачек и требуется больший расход топлива для подачи воды на большую высоту. Таким образом, экономическими факторами являются:

- а) стоимость водопроводных труб и их укладки,
- б) стоимость оборудования водокачки,
- в) стоимость подачи воды в водонапорную башню и
- г) стоимость водонапорной башни.

Стоимость  $S_1$  единицы длины водопровода из чугунных труб диаметра  $D$  может быть выражена трехчленом:  $S_1 = a + bD + cD^2$ , где  $a$ ,  $b$  и  $c$  — коэффициенты, получающие те или другие численные значения, в зависимости от стоимости земляных работ по вырытию канав, стоимости самих труб, их доставки, материалов и работы по заделке стыков и т. д. Иначе говоря, изменение стоимости единицы длины трубопровода  $S_1$ , с изменением диаметра его  $D$ , можно изобразить некоторой кривой второго порядка, абсциссами которой являются величины  $D$ , а ординаты — соответственные значения  $S_1$ .

В целях упрощения расчетов эта кривая заменяется очень часто ломанной линией, дающей для  $S_1$  в данных пределах достаточно точное двухчленное выражение:  $S_1 = a + bD$ , которым часто пользуются в железнодорожной практике (напр., для цен, бывших до войны 1914 года, при  $D$  в дюймах и  $S_1$  в рублях, коэффициент  $b$  получал значение 2, а коэффициент  $a = 1 - 3$ ).

Наконец, германские инженеры нередко принимают одночленное выражение. \*)

Стоимость устройства водопроводной башни  $S_2$ , с баком, вместимостью  $W$  куб. ед., расположенным на высоте  $H$  от уровня земли, принято выражать двучленом  $S_2 = \alpha + \beta \cdot W \cdot H$ , или, что чаще, одночленом  $S_2 = \beta \cdot W \cdot H$ , причем  $\alpha$  и  $\beta$  представляют собой коэффициенты, получающие разные численные значения, в зависимости от материала стен водонепроницаемой башни и качества его, от конструкции башни и т. д.; например, для железобетонных башен по ценам, бывшим до войны 1914 г., можно было при  $W$  в ведрах,  $H$  в сажених и  $S_2$  в рублях давать коэффициенту  $\beta$  значение 0,10, т. е. считать стоимость ведра-сажени в 10 коп. \*\*)

Стоимость машинного оборудования водоподъемной машины  $S_3$  можно представить формулой  $S_3 = f \cdot N$ , где  $N$  — мощность машины в лош. силах, а  $f$  — коэффициент, выражающий стоимость машины в одну лош. силу, ее монтажа, а также стоимость занимаемого ею помещения.

\*) См., напр., *Mannes. Die Berechnung von Rohrnetzen städtischer Wasserleitungen.*

\*\*) Подробные данные о кирпичных и железных башнях можно найти в книге Д. Петрова: „Железные водопроводные башни, их назначение, конструкции и расчеты“.

Мощность машин  $N$ , в свою очередь, определяется по формуле  $N = \eta \cdot q \cdot h$ , где  $q$  — подача воды машинами в куб. ед.  $h$  — общий преодолеваемый насосами напор, а  $\eta$  — численный коэффициент, зависящий от типа насосов, их полезного действия и т. д.

Например, при тепловом оборудовании водокачки, пр.  $q$  в куб. саж. в час,  $h$  в футах, при коэффициенте полезного действия насоса и передачи к нему от двигателя в  $0,8 \times 0,8 = 0,64$ ,  $\eta = 0,017$ , и  $f = 200$  р. (по цене до войны 1914 г.).

Стоимость расхода топлива для машин водокачек  $S_4$  в течение года может быть выражена формулой

$$S_4 = 365 \cdot n \cdot \sigma \cdot N,$$

где  $n$  — среднее число часов (за год) работы водокачки в сутки

$N$  — число лош. сил машины

$\sigma$  — стоимость одной часо-силы, т. е. коэффициент, представляющий стоимость топлива, необходимого для работы машины мощностью в одну лош. силу в течение одного часа.

Капитализированная из  $\rho$  годовых процентов стоимость топлива представится тогда формулой

$$S'_4 = \frac{36500 \cdot n \cdot \sigma \cdot N}{\rho}.$$

Пользуясь указанными выражениями стоимости отдельных частей водопровода для определения наивыгоднейших размеров сети можно составлять или 1) экономическую формулу (по условию, чтобы  $\Sigma S = S_1 + S_2 + S_3 + S'_4 = \text{minimum}$ ), или сравнительные таблицы, показывающие стоимость устройства и эксплуатации сети при разных высотах водонапорной башни и соответственных им диаметрах труб.

Второй способ расчета имеет преимущества в следующих двух отношениях: 1) составление экономической формулы сопряжено с известными допущениями за счет точности расчета; суммарное влияние всех допущений на точность расчета может, однако, быть очень большим и вести даже к не совсем правильному выбору диаметров труб и 2) сравнительная таблица дает, как это будет ясно из дальнейшего, яркую картину стоимости сооружения сети и эксплуатации ее при разных комбинациях ее размеров; картину, позволяющую делать целесообразный окончательный выбор.

Таким образом, при расчете разводящей сети железнодорожной станции желательнее производить ряд параллельных подсчетов диаметров труб, задаваясь различными высотами расположения баков водонапорных башен над станционной площадкой. Если при расчетах городских водопроводов такие сравнительные подсчеты трудно выполнимы, благодаря громадным протяжениям разводящих сетей и очень значительному числу возможных комбинаций, то при проектировании станционной сети это относительно просто, вследствие сравнительно малого масштаба устройств. Кроме того, производство таких сравнительных подсчетов оказалось несложным и удобным при пользовании излагаемым ниже способом.

Предварительно рассмотрения способа расчета сети приведем формулы для определения потери напора в трубах и пожарных рукавах, для определения расчетного напора в сети, а также выясним наибольшую допускаемую скорость движения воды по трубам и расчетное число одновременно действующих водопроводных кранов.

#### **V. Расчетное число одновременно действующих кранов.**

Наибольшая обеспеченность водоснабжения станции соответствует, очевидно, тому случаю, когда все установленные на разводящей сети технические и хозяйственные водоразборы, а также какое-либо определенное число пожарных кранов могут работать с нормальной, от них требуемой, водопроизводительностью. В целях сокращения стоимости сети, путем уменьшения диаметров труб ее и высоты водонапорной башни, иногда допускают уменьшение скорости подачи воды домовыми кранами в периоды наибольшего разбора воды паровозами из путевых кранов. Во время пожара допускают иногда понижение эффекта действия прочих разборных кранов, или даже полное прекращение подачи воды некоторых из них; например, полагают возможным во время тушения пожара уменьшить на половину водопроизводительность даже таких важных водоразборов, как путевых кранов. Для иллюстрации этого положения можно указать на циркуляр б. Управления железных дорог (№ 19945/9782/272, от



15/17 июля 1913 г.), касающийся норм расчета противопожарных водопроводов главных мастерских. Согласно пункта 2-го этого циркуляра, в случае устройства одной общей сети как для технических, так и для противопожарных нужд, — во время пожара должна быть обеспечена возможность получать, кроме противопожарного количества воды, также не менее 50% того количества воды, которое требуется для удовлетворения потребности в воде поездных паровозов, исключенной для наибольшего на дороге движения (коммерческого или воинского).

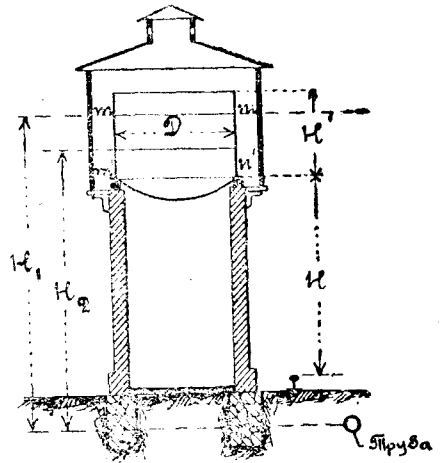
\* В каждом отдельном случае необходимое число одновременно действующих кранов может быть установлено, в зависимости от характера станции, степени важности тех или других кранов и, вообще, местных условий.

#### Расчетный напор в сети.

Пусть на разводящей сети станции имеется водонапорная башня с баком диаметра  $D$ , высотой  $H'$ , днище которого расположено на высоте  $H$  над уровнем земли (черт. 1).

Если работа разводящей сети начнется при горизонте стояния воды в баке на уровне  $m—n$ , то при окончании работы сети этот уровень опустится и будет  $m'—n'$ . Таким образом, работа сети происходит при переменном напоре, вследствие колебаний горизонта воды в баке.

Введение переменности напоров в расчет разветвленной сети со многими работающими на ней одновременно кранами значительно усложняет его \*) и в то же время не имеет особо практического значения, так как установление начального расчетного горизонта истечения воды из бака ( $m—n$ ) будет всегда произвольным.



Черт. 1.

\*) См. любой курс гидравлики.

Ввиду этого расчетный напор в сети можно принимать средним постоянным и определять его следующим образом.

Пусть на сети работает один какой-либо водоразборный кран, имеющий выливное отверстие на высоте  $h_i$  от уровня земли, и пусть объем воды, который должен подать этот кран за некоторый промежуток времени  $t$ , равен  $V$ .

Тогда, после подачи краном этого количества воды, горизонт воды в баке поднимется на высоту  $h'$ , определяемую из уравнения

$$h' = \frac{V}{(\pi D^2 : 4)} = \frac{4V}{\pi D^2};$$

Наиболее невыгодный случай будет тот, когда истечение воды начнется при возвышении горизонта воды в баке над выливным отверстием крана  $H_0$ , равном:

$$H_0 = H - h_i + h',$$

а закончится при:

$$H - h_i.$$

Тогда средний постоянный расчетный напор будет:

$$H_i = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{H - h_i + h'} + \sqrt{H - h_i} \right]$$

или, приближенно:

$$H_i = H - h_i + \frac{2V}{\pi D^2}$$

Указанный способ определения среднего напора неудобен при расчете одновременного действия нескольких, при том весьма разнообразных кранов, находящихся на разводящей сети, так как время  $t$  работы каждого из таких кранов бывает вообще различным, а потому задание наперед объема воды  $V$  и трудно и гадательно.

Поэтому постоянный расчетный напор можно определять возвышением среднего горизонта воды в баке над выливным отверстием того или другого крана, т. е.

$$H_i = H - h_i + \frac{H'}{2}$$

Наконец, для запаса в проектируемых сооружениях расчетный напор принимается иногда равным возвышению дна бака над выливным отверстием кранов, т. е.

$$H_i = H - h_i.$$

## VII. Наибольшая скорость движения воды по трубам разводящей станционной сети.

Как известно, при определении диаметров труб разводящей сети, кроме условия наивыгодности их размеров, должно быть соблюдено и второе условие, а именно, чтобы скорость движения воды по трубам не превосходила допускаемой, предельной, при которой не происходит расстройств стыков, разрывов труб при неизбежных гидравлических ударах, истирания внутренней асфальтировки труб и т. д. Этой предельной скоростью, при устройстве городских водопроводов, считают 1,5 метра в секунду (около 5 фут. в секунду). Разводящая сеть железнодорожной станции действует периодически, с очень большими перерывами: с приходом на станцию поездов начинается набор воды паровозами из путевых кранов, из кранов для подачи воды в вагоны парового отопления, из внутренних кранов в пассажирском здании. С уходом поездов расход воды из сети сильно падает.

Вследствие такой периодичности работы разводящей сети, секундные расходы по трубам ее достигают очень большой величины, и, если предел допускаемой скорости движения воды—мал, то диаметры труб получаются по расчету весьма значительными. По этим причинам является желательным повысить указанный предел секундной скорости в 1,5 метра. Например, при устройствах противопожарных водопроводов на территориях главных мастерских допускают скорость движения воды по трубам до 3 метр. (около 10 фут.) в секунду, ввиду сравнительно редкой повторяемости и непродолжительности противопожарной работы водопровода. Впредь до установления технических условий той или иной нормы для наибольшей секундной скорости движения воды по трубам разводящей сети станции, можно было бы допустить: при противопожарной работе сети  $v'_{\max} = 3$  метра в секунду, а при обычной работе ее  $v''_{\max} =$  среднему арифметическому из указанных пределов в 1,5 и 3 метра, т. е.  $\frac{1,5+3}{2} = 2^{1/3} - 2^{1/2}$  метра, в сек.

### VIII. Гидравлические сопротивления при движении воды в рукавах и трубах.

А. При расчетах разводящих водопроводов на станциях часто приходится определять потери напора при движении воды по рукавам из различных материалов, привертываемым к водопроводным кранам (водопойным, для подачи воды в вагоны отопления пассажирских поездов и т. п.).

Для определения этой потери напора существует несколько формул, из которых наиболее употребительны формулы Фаннинга и профессора М. Ясюковича.

1. Формула Фаннинга имеет вид:

$$i = f \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{1}{D}$$

здесь:

$i$ —потеря напора на единицу длины рукава,

$v$ —скорость движения воды по рукаву,

$D$ —диаметр рукава,

$g$ —ускорение силы тяжести,

$f$ —коэффициент сопротивления, получающий различные численные значения, в зависимости от материала рукава и скорости движения воды по нему, приводимые в следующей таблице:

С О Р Т Р У К А В А.	Скорость движения воды в метрах в секунду.				
	4	6	10	15	20
1. Непрорезиненный пеньковый . .	0,038	0,038	0,037	0,035	0,034
2. Грубо прорезиненный пеньковый	0,030	0,030	0,030	0,030	0,029
3. Хорошо прорезинен. пеньковый .	0,024	0,023	0,022	0,019	0,018

2. Формула профессора Ясюковича \*) имеет вид:

$$i = \frac{K \cdot Q^{1,9}}{D^{5,25}},$$

где:

$Q$ —расход воды в литрах, в минуту,

$D$ —диаметр рукава в миллим.,

$K$ —коэффициент, получающий различные численные значения в зависимости от сорта рукава, а именно:

для резиновых рукавов . . . . .  $K = 2000$

” пеньковых ” ” . . . . .  $K = 5000$

” пеньк. прорез. ” . . . . .  $K = 3000$

В. Общие сопротивления движению воды в трубах удобнее всего определять по известной водопроводной формуле:

$$h = \frac{Q^2 \cdot L}{\gamma \cdot D^5} \dots \dots \dots (1)$$

где:

$\gamma$  — коэффициент трения,

$Q$ —расчетный расход воды,

$L$ —длина труб,

$D$ —диаметр их.

Для приблизительного учета местных сопротивлений при проходе воды по коленам, через задвижки, осадочные вентузы, предохранительные клапаны и проч., примем их равными 15% от общих сопротивлений трения воды в трубах.

Тогда формула (1) получит вид:

$$h = \frac{1,15 \cdot Q^2 L}{\gamma D^5} \dots \dots \dots (2)$$

Входящий в эти формулы коэффициент трения  $1/\gamma$  принимается в гидравлике:

- или 1) зависящим от диаметра труб  $D$  и от скорости движения по ним воды  $v$ ,
- или 2) зависящим только от скорости  $v$ ,
- или 3) зависящим только от диаметра  $D$  и
- или 4) постоянным, не зависящим ни от диаметра  $D$ , ни от скорости  $v$ .

---

\*) Профессор Ясюкович. Исследование вопроса об истечении воды из трубопровода с наконечником, в связи с расчетом фонтанных и пожарных струй.

Выражение  $1/\gamma$  через  $D$  и  $v$  наиболее правильно, но оно неприменимо в задачах, касающихся определения диаметров труб, так как  $v$  наперед—неизвестна. По той же причине не применимы и выражения второй группы, полагающие  $1/\gamma$ , как функцию только  $v$ ; кроме того, они не вполне удовлетворительны, так как  $1/\gamma$  надо признать зависящим в большей мере от  $D$ , нежели от  $v$  \*).

Из предложенных различными гидравликами выражений  $1/\gamma$  через  $D$  (третья группа) наиболее удобно одночленное, а именно:

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{\beta}{D^n} \dots \dots \dots (3)$$

где:

- $\beta$  — коэффициент, получающий различные значение, в зависимости от материала труб и состояния внутренней поверхности их стенок,
- $n$  — показатель, численное значение которого меньше единицы.

При таком выражении  $1/\gamma$ , формула (2)-ая получает вид:

$$h = \frac{1,15 \cdot \beta \cdot Q^2 \cdot L}{D^{5+n}} \dots \dots \dots (4)$$

Например, по Кристену  $n = 0,25$ , а  $\beta$ —для старых чугунных водопроводных труб равно 0,00213, при вычислении в метрических мерах \*\*).

При этих данных формула (4) получает вид:

$$h = \frac{0,00245 \cdot Q^2 \cdot d}{D^{5,25}} \dots \dots \dots (4a)$$

Пользование для  $1/\gamma$  выражением (3) при расчетах сложных водопроводов приводит, как это будет видно из дальнейшего, к формулам, заключающим дробные показатели, которые усложняют вычисления.

Если принять во внимание также и то, что получаемые расчетом диаметры труб сложных водопроводов все равно

---

\*) Саткевич А. А. проф. Опытное обоснование формул для расчета чугунных водопроводных труб.

\*\*\*) T. Christen. Das Gesetz der translation des wassers in regelmässigen kanälen flüssen und röhren.

приходится округлять до ближайших, имеющихся в сорimente, то можно признать желательным и рациональным вводить в расчеты, для упрощения вычислений,  $1/\gamma$  постоянным независимым ни от  $D$ , ни от  $e$  (четвертая группа).

Так, например, по Фавингу, при вычислениях в метрических мерах:

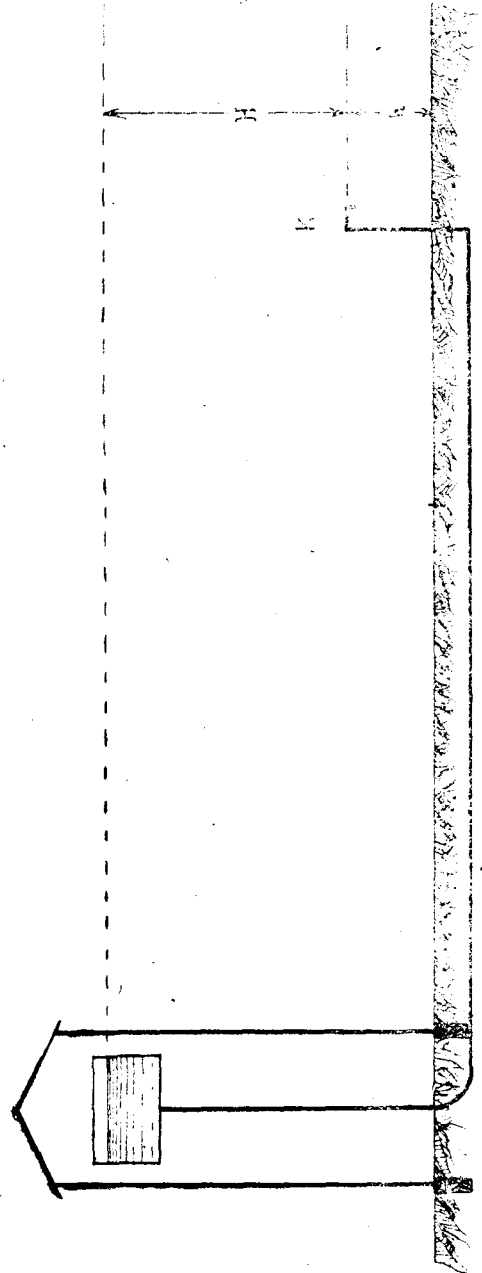
для новых труб .  $1/\gamma = 0,00213$   
 „ старых труб .  $1/\gamma = 0,00271$   
 „ старых труб,  
 с осадками .  $1/\gamma = 0,00398$

### IX. Метод расчета простого и сложного водопровода и вывод основных формул.

Пусть справа имеется простой разводящий водопровод, идущий от водонапорной башни и представляющий из себя трубу, длиною  $L$ , диаметром  $D$ , на конце которого имеется водоразборный кран  $k$ , причем возвышение выливного отверстия его над уровнем земли известно и равно  $h$  (черт. 2).

Если известна  $H_1$  — отметка напорного горизонта воды в баке водонапорной башни, то будет известно также и понижение выливного отверстия крана  $K$  относительно этого напорного горизонта, а именно  $H$ .

Пусть задана секундная подача воды краном ( $Q$ ) и требуется определить диаметр водопровода.



Черт. 2.

Так как понижение 4 представляет собой высоту напора, которая может быть израсходована на гидравлические сопротивления при движении воды от горизонта воды в баке до выливного отверстия крана, то диаметр  $D$  определяется:

1) при пользовании формулой (4) из выражения:

$$D = \sqrt[5+n]{\frac{1,15 \beta \cdot Q^2 \cdot L}{H}} \dots \dots \dots (5)$$

и 2) при положении  $1/\gamma = const.$  из выражения:

$$D = \sqrt[5]{\frac{1,15 \cdot Q^2 \cdot L}{\gamma \cdot H}} \dots \dots \dots (5a)$$

Понятно, что определенный по формуле (5) и (5a) диаметр водопровода будет наименьший, возможный для заданных  $Q$ ,  $L$  и  $H$ .

Пусть теперь имеется сложный водопровод (чер. 3), отличающийся от простого тем, что на трубах его находится ряд водоразборных кранов  $k_1, k_2 \dots k_m$ , с секундными подачами воды  $q_1, q_2 \dots q_m$ .

Поэтому, на отдельных участках водопровода I, II, III . . . длиной  $L_1, L_2, L_3 \dots L_n$ , расходы воды и диаметры труб переменны и равны  $Q_1, Q_2 \dots$  и  $D_1, D_2 \dots D_n$ .

Пусть дано понижение выливного отверстия последнего крана  $K_m$  относительно напорного горизонта  $H_m$  и требуется найти диаметры отдельных участков  $D_1, D_2 \dots D_n$ .

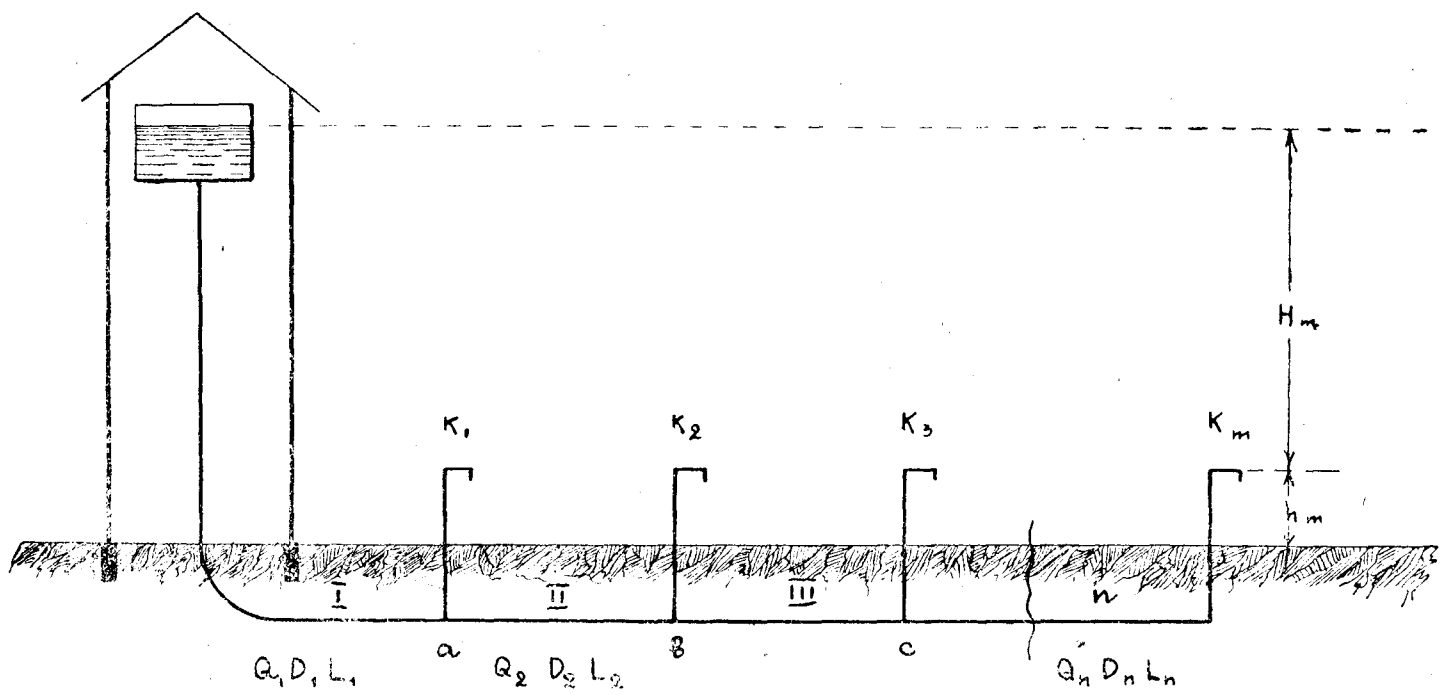
Из сказанного ранее ясно, что при  $1/\gamma = f(D)$ , или  $1/\gamma = const.$  задача сводится к такому распределению величины гидравлических сопротивлений  $H_m$  между отдельными участками водопровода, при котором поверхности стенок труб, а следовательно, диаметры этих участков будут наименьшими возможными.

Следовательно, при решении задачи, должны быть соблюдены два условия:

1) сумма гидравлических сопротивлений на отдельных участках должна быть равна  $H_m$ , т. е.

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{1,15 \cdot Q_i^2 \cdot L_i}{\gamma \cdot D_i^5} = 1,15 \sum_{i=1}^{i=n} \frac{Q_i^2 \cdot L_i}{\gamma \cdot D_i^5} = H_m \dots \dots \dots (6)$$





Черт. 3.

и 2) общая поверхность стенок труб на этих участках должна быть наименьшей, т. е.

$$\Omega = \sum_{i=1}^{i=n} \omega_i = \sum_{i=1}^{i=n} \pi D_i \cdot L_i \quad \dots \quad (7)$$

должна давать minimum.

Возьмем для  $\frac{1}{\gamma}$  выражение (3), тогда взамен уравнения (6) напишем следующее:

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{1,15 \cdot \beta \cdot Q_i^2 \cdot L_i}{D_i^{5+n}} = 1,15 \sum_{i=1}^{i=n} \frac{Q_i^2 \cdot L_i}{D_i^{5+n}} = H_m \quad \dots \quad (6a)$$

Найдем теперь при каком значении диаметров выражение (7) будет minimum и в то же время будет удовлетворено уравнение (6a).

Решая эту задачу отыскания относительного minimum'a, найдем формулу для определения наименьшего возможного диаметра  $D_i$  любого  $i$ -аго участка сложного водопровода, а именно:

$$D_i = \left( \frac{1,15 \cdot \beta}{H_m} \right)^{\frac{1}{5+n}} \cdot Q^{\frac{2}{5+n+1}} \left[ \sum_{i=1}^{i=n} L_i Q_i^{\frac{2}{5+n+1}} \right]^{\frac{1}{5+n}} \quad \dots \quad (8)$$

*Примечание I.* Действительно:

$$H_m = 1,15 \beta \sum_{i=1}^{i=n} \frac{Q_i^2 \cdot L_i}{D_i^{5+n}} \quad \dots \quad (6a) \text{ и } \Omega = \sum_{i=1}^{i=n} \pi D_i L_i \quad \dots \quad (7)$$

Задача отыскания относительного minimum'a сводится к нахождению абсолютного minimum'a выражения  $\Omega + \lambda \cdot H_m$ , где  $\lambda$  — некоторый, подбираемый из условия удовлетворения ур. 6-ого, постоянный коэффициент.

$$\begin{aligned} \frac{d(\Omega + \lambda \cdot H_m)}{dD_i} &= \frac{d \left( \sum \pi D_i L_i + \lambda \cdot 1,15 \cdot \beta \sum \frac{Q_i^2 \cdot L_i}{D_i^{5+n}} \right)}{dD_i} = \\ &= \frac{\pi L_i - 1,15 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot (5+n) Q_i^2 \cdot L_i}{D_i^{5+n+1}} \end{aligned}$$

Приравнивая производную нулю, найдем

$$\pi D_i^{5+n+1} - 1,15 \cdot \beta \cdot \lambda (5+n) Q_i^2 = 0.$$

$$D_i = \left[ \frac{1,15 \cdot \beta \cdot \lambda (5+n) Q_i^2}{\pi} \right]^{\frac{1}{5+n+1}}.$$

Пользуясь этими значениями  $D_i$  и ур-нем (6а), можно найти коэффициент  $\lambda$ .

$$H_m = 1,15 \beta \sum \frac{Q_i^2 \cdot L_i}{\left[ \frac{1,15 \beta \cdot \lambda (5+n) Q_i^2}{\pi} \right]^{\frac{5+n}{5+n+1}}}$$

$$\lambda = \left( \frac{1,15 \cdot \beta}{H_m} \right)^{\frac{5+n+1}{5+n}} \left[ \sum L_i \cdot Q_i^{\frac{2}{5+n+1}} \right]^{\frac{5+n+1}{5+n}} \frac{\pi}{\beta \cdot 1,15 \cdot (5+n)}.$$

Тогда:

$$D_i = \left( \frac{1,15 \beta}{H_m} \right)^{\frac{1}{5+n}} Q_i^{\frac{2}{5+n+1}} \left[ \sum_{i=1}^{i=n} L_i \cdot Q_i^{\frac{2}{5+n+1}} \right]^{\frac{1}{5+n}}.$$

Если взять  $n$  и  $\beta$  по Кристену, то формула 8-ая примет вид:

$$D_i = \sqrt[5,25]{\frac{0,00245}{H_m} \sum_{i=1}^{i=n} L_i \cdot Q_i \frac{1}{3,125}} \cdot \sqrt[3,125]{Q_i}.$$

При  $1/\gamma = const.$ , формула 8-ая упрощается; действительно, полагая в этом случае в формуле 8-ой  $n=0$  и  $\beta = 1/\gamma$ , получим:

$$D_i = \left( \frac{1,15}{\gamma H_m} \right)^{1/5} Q_i^{1/3} \cdot \left[ \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]$$

или:

$$D_i = \left[ \frac{1,15}{\gamma} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5} \left( \frac{1}{H_m} \right)^{1/5} \sqrt[3]{Q_i} \dots \dots (8a).$$

Заметим здесь, что входящий в формулу (8а) член

$$\left[ \frac{1,15}{\gamma} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5}$$

при заданных  $Q_i$  и  $L_i$  — постоянен и может быть заранее вычислен.

Пусть

$$\left[ \frac{1,15}{\gamma} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5} = A.$$

Тогда формула (8а) примет вид:

$$D_i = \frac{A}{H_m^{1/5}} \cdot \sqrt[3]{Q_i} \dots \dots \dots (9)$$

Отсюда ясно, что если диаметры труб сложного водопровода определены для какого-либо заданного  $H_m$ , то их легко определить и при всяких других значениях напора т. е.  $H'_m, H''_m \dots$  и т. д.

Действительно, если наименьший диаметр  $p$ -аго участка сложного водопровода при  $H_m$  должен быть  $D_p$ , то наименьший диаметр этого же участка  $D'_p$  при  $H'_m$  должен быть равен

$$D'_p = D_p \left( \frac{H_m}{H'_m} \right)^{1/5} \dots \dots \dots (10)$$

и т. д.

*Примечание II.* Сравним между собой формулы (5а) и (8а), служащие для определения диаметров простого и сложного водопровода.

Формула (5а) может быть представлена в виде

$$D = \left[ \frac{1,15}{\gamma} \cdot Q^{1/3} \cdot L \right]^{1/5} \cdot \left( \frac{1}{H} \right)^{1/5} \cdot \sqrt[3]{Q} \dots \dots \dots (5а)$$

Формула же (8а) имеет вид

$$D_i = \left[ \frac{1,15}{\gamma} \sum_{i=1}^n Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5} \cdot \left( \frac{1}{H_m} \right)^{1/5} \cdot \sqrt[3]{Q_i} \dots \dots \dots (8а)$$

Отсюда видно, что формулу (8а) можно представить себе, как распространение приложения формулы (5а) для водопровода с постоянными  $D$  и  $Q$ , на случай водопровода с переменным по длине его расходом воды и диаметрами труб.

Если для случая простого водопровода применить формулу (8а), то она обратится в формулу (5а). Действительно, тогда

$$\begin{aligned} D &= \left[ \frac{1,15 Q^{1/3} \cdot L}{\gamma} \right]^{1/5} \cdot \left( \frac{1}{H_m} \right)^{1/5} \cdot \sqrt[3]{Q} = \left[ \frac{1,15 \cdot Q^{4/3} \cdot L}{\gamma} \right]^{1/5} \cdot \left( \frac{1}{H_m} \right)^{1/5} = \\ &= \left[ \frac{1,15 Q^2 L}{\gamma H_m} \right]^{1/5} = \sqrt[5]{\frac{1,15 \cdot Q^2 \cdot L}{\gamma H_m}} \end{aligned}$$

То же самое заключение можно вывести сравнением формул (5) и (8).

*Примечание III.* Замечательно, что формулы (8) и (8а) могут быть получены также, вводя вместо условия 7-го наименьшей площади поверхности стенок труб, условие наименьшей стоимости труб, если притом стоимость труб полагать, как линейную функцию их диаметра.

(Ст. профессора Ф. Е. Максименко: Расчет разветвленных водопроводов по экономическому способу Грасгофа).

В дальнейших расчетах будем полагать  $\frac{1}{\gamma}$  постоянным, а именно по Фаннингу, как для старых труб без осадков на стенках, т. е.  $\frac{1}{\gamma} = 0,00271$ .

При этом значении  $\frac{1}{\gamma}$  формула (2)-ая получит вид:

$$h = \frac{0,00312 \cdot Q^2 \cdot L}{D^5} \dots \dots \dots (11)$$

Формула (5а) примет вид:

$$D = \sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot Q^2 \cdot L}{H}} \dots \dots \dots (12)$$

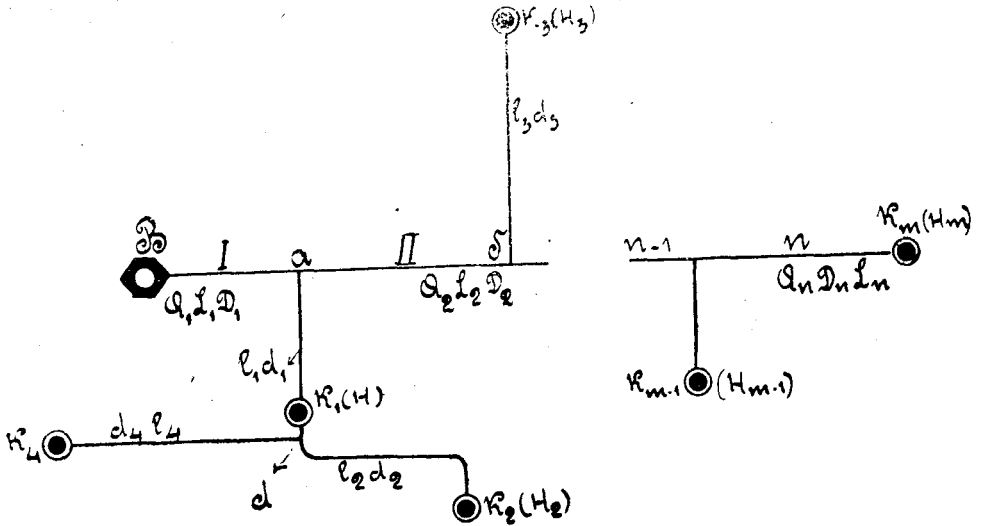
и, наконец, формула (8а) получит вид:

$$D_i = \left[ 0,00312 \sum_{i=1}^n Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5} \cdot \left( \frac{1}{H_m} \right)^{1/5} \cdot \sqrt[3]{Q_i} \dots (13)$$

### Х. Метод расчета сложной разводящей сети железнодорожной станции.

Перейдем теперь к расчету сложной разводящей сети станции.

Пусть (черт. 4) имеется водонапорная башня (или какой-либо другой источник напора) в точке  $B$ , разводящая сеть, в виде магистральной линии I—II . . . , с ответвлениями в узлах  $a, б . .$  На сети находится ряд водоразборных кранов  $K_1, K_2, . . K_m$ , расходы воды из которых заданы и должны быть равны  $q_1, q_2 . . . q_m$ .



Черт. 4.

Даны длины всех участков сети  $L_1, L_2 . . . L_n, l_1, l_2 . . . l_n$ . Кроме того, известны возвышения выливных отверстий кранов над станционной площадкой  $h_1, h_2 . . . h_m$ . Тогда, по известным  $q$  легко найти расходы воды  $Q$  по всем трубам сети.

Для трубы I-ой:

$$Q_1 = \sum_{i=1}^{i=m} q_i,$$

т. е. расходу воды по всей сети.

Для трубы II-ой:

$$D_2 = \sum_{i=2}^{i=m} q_i$$

и т. д.

Для последней трубы:

$$Q_n = q_m,$$

т. е. расходу воды из последнего крана  $K_m$ .

Возьмем сперва магистральную линию  $B-K_m$ .

Зададимся теперь каким-либо возвышением дна бака водонапорной башни  $H'$ .

Тогда будут известны понижения выливных отверстий водоразборных кранов относительно напорного горизонта воды.

Пусть они будут  $H_1, H_2, \dots, H_m$ .

Понижение выливного отверстия последнего крана магистрали  $K_m$  при этом равно  $H_m$ .

Так как магистраль есть ни что иное, как сложный водопровод, то диаметр  $D_i$  любого ее  $i$ -аго участка может быть определен по формуле (13), т. е.

$$D_i = \left[ \frac{0,00312}{H_m} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5} \cdot \sqrt[3]{Q_i},$$

— т. е.

$$D_1 = \left[ \frac{0,00312}{H_m} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5} \cdot \sqrt[3]{Q_1} = \alpha \sqrt[3]{Q_1}$$

и т. д.

Диаметр последней трубы:

$$D_n = \left[ \frac{0,00312}{H_m} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5} \cdot \sqrt[3]{Q_n} = \alpha \sqrt[3]{Q_n}.$$

Расчитанные по этой формуле диаметры труб магистрали должны быть округлены до ближайших, имеющих в сорimente. По окончательно выбранным  $D$  и известным расходам воды определяется потеря давления, а затем, и свободные напоры для узлов а, б . . . После этого находятся диаметры труб ответвлений от магистрали сложных и простых. Возьмем простое ответвление в узле б, имеющее расход воды  $q_3$ , равный расходу воды из крана  $K_3$ . Обозначим потерю напора при движении воды от водонапорной башни до узла б, т. е. на участках магистрали I-ом и II-ом через  $R$ .

$$\text{При этом } R = \frac{0,00312 \cdot Q_1^2 \cdot L_1}{D_1^5} + \frac{0,00312 \cdot Q_2^2 \cdot L_2}{D_2^5}.$$

Тогда диаметр ответвления определится по формуле (12)

$$d_3 = \sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot q^2 l_3}{H_3 - R}}.$$

Что касается сложных ответвлений, то каждое из них представляет собою магистраль с простым ответвлением — одним или несколькими, а потому расчет их легко производится по изложенному способу. Например, при расчете сложного ответвления в узле  $a$  линия  $a - k_2$  рассматривается как магистраль, имеющая в узле  $C$  простое ответвление  $C - K_4$ .

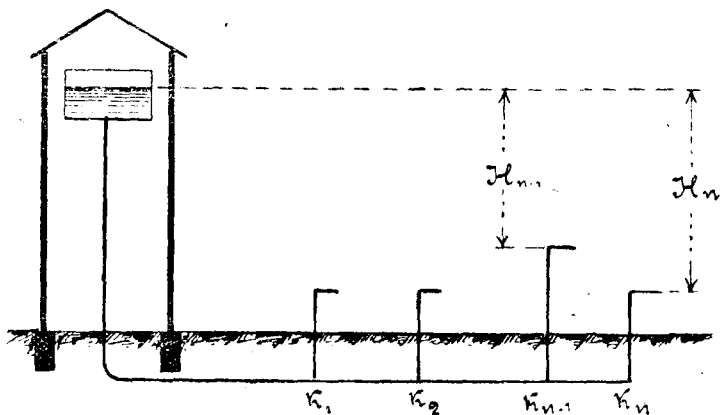
Проделав, таким образом, расчет разводящей сети при выбранном возвышении бака водонапорной башни  $H'$ , легко уже, как сказано на странице 38-ой, пересчитать диаметр труб этой же сети и для других возвышений бака  $H''$ ,  $H'''$  и т. д.

Проделав же ряд подсчетов диаметров труб при возвышениях бака водонапорной башни  $H'$ ,  $H''$ ,  $H'''$  и т. д. можно составить сравнительную таблицу размеров сети, а также стоимости ее устройства и эксплуатации при этих различных возвышениях.

Такая таблица даст возможность, в зависимости от единичных цен на рабочие руки и материалы в каждом данном случае, сделать целесообразный выбор окончательных размеров водопровода. Очевидно, например, что если применение некоторых труб магистральных линий водопровода несколько большего диаметра составляет незначительный процент удорожания устройства всей разводящей сети, то желательно остановиться именно на этих больших диаметрах, так как в близком-ли, в отдаленном-ли будущем, но непременно потребуются усиление водоснабжения, связанное с расширением станции и с постановкой дополнительных водоразборных кранов, а, следовательно, и с увеличением диаметров разводящих труб, которые могут оказаться уложенными или в плавучих грунтах, или под интенсивно работающими путями станций, почему для замены труб придется устраивать траншеи с сильными креплениями для возможности пропуска над ними поездов.

## XI. Особенности пользования методом расчета для разводящих водопроводов жел.-дор. станций.

Вообще, из данных водопроводных линий сети за магистраль необходимо принимать линию с наибольшей длиной, с наибольшим расходом воды и с наибольшими возвышениями выливных отверстий кранов, т. е. линию, диаметры труб которой получатся наибольшими. При расчете разводящих водопроводов железнодорожных станций с самыми разнообразными возвышениями выливных отверстий кранов, относительно напорного горизонта воды в баке, при выборе магистралей необходимо обращать особое внимание на эти промежуточные наибольшие возвышения.



Черт. 5.

Действительно, пусть, например, (черт. 5) за магистраль взята линия  $K_1, K_2 \dots K_n$ , с находящимся на конце ее краном  $K_n$ , для которого возвышение напорного горизонта воды в баке равно  $H_n$ . Возможны случаи, когда  $H_{n-1}$  для предыдущего крана  $K_{n-1}$  будет настолько меньше  $H_n$ , что за магистраль придется принять линию  $K_1, K_2 \dots K_{n-1}$ , а участок  $K_{n-1} - K_n$  рассматривать, как ответвление. Это первое условие, с которым надо считаться при расчете сети по рассматриваемому способу.

Второе условие состоит в следующем. Некоторые водоразборные краны, устанавливаемые на разводящих водопроводах



станций, подают воду не непосредственно из выливных отверстий их, а через рукава, привертываемые к этим отверстиям; сюда относятся наборные краны, краны для поения перевозимого скота, краны для подачи воды в вагоны парового отопления пассажирских поездов и др. Для того, чтобы при расчете диаметров труб сети учесть влияние рукава, необходимо 1) по соответствующей формуле найти высоту гидравлических сопротивлений при движении воды по рукаву и 2) на высоту этих сопротивлений *увеличить* возвышение выливного отверстия крана относительно уровня земли.

## ХII. Пример расчета сложного железнодорожного водопровода.

### Пример расчета сети.

Пусть на черт. 6 показана схема разводящей сети железнодорожной станции с находящимися на ней:

а) тремя гидравлическими путевыми кранами №№ 1, 2, 3, из которых кран № 1 служит для набора воды паровозами товарных поездов, сменяемыми в депо, а краны №№ 2 и 3 — для пополнения тендеров паровозов, проходящих станцию пассажирских поездов,

б) краном для набора воды в вагоны парового отопления пассажирских поездов № 4,

в) наружным водоразборным краном на предвокзальной площадке № 5,

г) кранами для поения скота №№ 6—10,

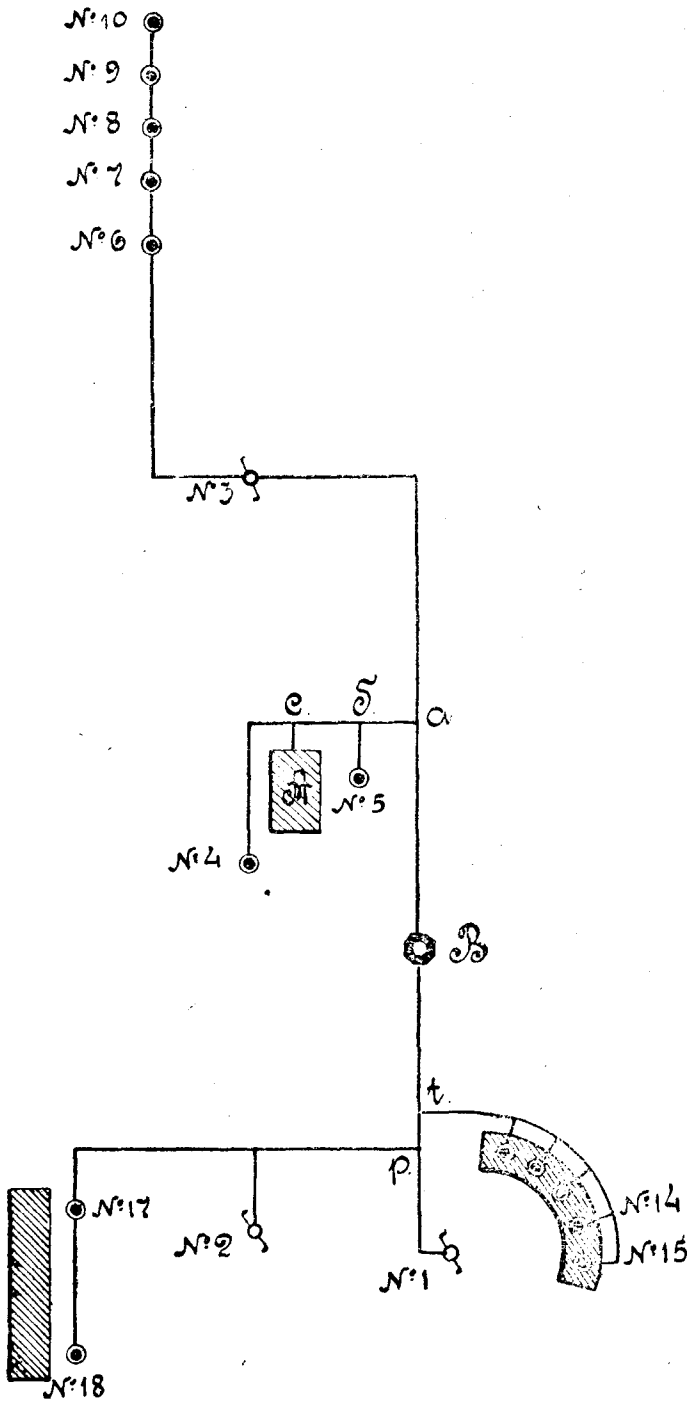
д) гидрантами в паровозном депо №№ 11—15 и

е) пожарными кранами №№ 17—18 (близ пакгаузов).

Из домовых ответвлений, для упрощения вычислений, рассмотрим только одно, а именно, идущее к пассажирскому зданию (А). Расчет произведем в следующих трех предположениях, имеющих место в действительности:

1) одновременного действия путевых кранов № 1 и № 3, крана для набора воды в вагоны парового отопления пассажирских поездов № 4 и наружного водоразборного крана № 5 (случай стоянки на станции пассажирского поезда и набора воды товарным паровозом).

2) одновременного действия двух деповских гидрантов №№ 14 и 15, путевого крана № 1 и всех кранов для поения



Черт. 6.

скота №№ 6—10 (случай стоянки товарного поезда и промывки двух паровозов),

3) одновременного действия двух пожарных кранов №№ 17 и 18.

Зададимся секундными водопроизводительностями кранов и укажем возвышения выливных отверстий их относительно уровня поверхности земли, а также понижения этих отверстий относительно напорного горизонта воды в баке водонапорной башни.

Высоту бака возьмем равной 4,0 метрам.

#### Путевые краны.

Положим, что путевой кран должен наполнить тендер, вместимостью в 14 куб. метр. (500 куб. фут.), в течение пяти минут. Это соответствует секундному расходу воды

$$Q = 1000 \times 14 : (5 \times 60) = 50 \text{ литров.}$$

Расчетное возвышение напорного горизонта воды над выливающим отверстием крана  $H_1 = H_2 = H_3 = H + \frac{1}{2} - H'$ , где  $H'$  — возвышение выливного отверстия крана и  $H$  — высота расположения бака водонапорной башни в метрах. В существующих на русских железных дорогах типах путевых кранов  $H' = 3,6$  метр.

При этом:  $H_1 = H_2 = H_3 = (H - 1,6)$  метр.

#### Кран набора воды в вагон парового отопления пассажирских поездов.

Пусть объем водяного бака вагона равен  $v = 120$  куб. фут. и на рассматриваемой нами станции требуется лишь пополнить бак наполовину его вместимости за время  $t = 3$  мин. Тогда необходимая секундная подача воды краном должна быть равна:

$$q = \frac{120}{60 \times 3 \times 2} = 0,33 \text{ куб. фут.,}$$

или:

$$q = 10 \text{ секундолитров.}$$

Наливной рукав—резиновый, длиной 10 метров, диаметром 50 мм. Потеря напора при движении воды по такому рукаву, по формуле проф. Ясюковича, равна:

$$h = \frac{2000 \cdot 600^{1,9} \cdot 10}{50^{5,25}} = 4,27 \text{ метра.}$$

Возвышение верха бака над уровнем земли пусть равно --  $h_4 = 2,5$  метра.

#### Краны для поения скота.

Высоту расположения водопойного корыта, куда подается вода из крана через наливной рукав, примем равной  $h_6 = h_7 = \dots h_{10} = 1,5$  мт. При назначении производительности кранов предположим, что каждый из них обслуживает четыре вагона, нагруженных, в среднем, по 10 голов крупного скота. Для поения каждой головы назначим 4 ведра. Время поения пусть равно  $t = 8$  минут. При этих условиях, расход воды из крана должен быть равен:

$$q_6 = \frac{4 \cdot 10 \cdot 4}{8} = 20 \text{ ведер в минуту,}$$

или:

$$q_6 = q_7 = \dots = q_{10} = 4 \text{ секундолитра.}$$

Наливной рукав--резиновый, длиной 20 метров, диаметром 50 мм. Потеря напора при движении по нему воды:

$$h = \frac{2000 \cdot 240^{1,9} \cdot 20}{50^{5,25}} = 1,6 \text{ метра.}$$

#### Наружный водоразборный кран.

Производительность его примем равной половине нормальной производительности пожарного крана, т. е. около  $50 : 2 = 25$  ведер воды в минуту.

Тогда  $q_5 = 5$  секундолитров.

Возвышение выливного отверстия над уровнем земли  $h_4 = 1,00$  метр.

### Внутренние краны в пассажирском здании.

Число одновременно действующих здесь внутренних водоразборных кранов примем равным десяти. Секундный расход воды из каждого крана назначим равным 0,5 литра.

Тогда общий расход воды в пассажирском здании составит:

$$q = 10 \cdot \frac{1}{2} = 5 \text{ секундолитров.}$$

Наивысшее расположение кранов примем в 3 метра.

Для достаточной скорости подачи воды домовыми кранами избыток напора над высотой расположения этих кранов должен быть, как сказано ранее, не менее 4 метров. Тогда необходимый свободный напор в сети, близ стен пассажирского здания должен быть не менее:  $H_c = 3 + 4 = 7$  метров.

### Пожарные краны.

Они расположены, как сказано ранее, у пакгаузов. Высоту последних от уровня головки рельсов до конька крыши примем в 3,25 саж. Для успешной борьбы с огнем высота струи воды, подаваемой пожарным краном, должна быть выше конька крыши горящего здания, по крайней мере, на 1 сажень. Поэтому, в нашем случае высота струи должна быть не менее:  $3,25 + 1,0 = 4,25$  саж., или 30 фут.

Каждый кран снабжен пеньковым прорезиненным рукавом  $d = 2\frac{1}{2}$  д., длиной 10 сажен, с брандспойтом на конце в  $7/8''$ .

Необходимый в кране напор найдется из таблицы 1-ой. Он должен быть не менее:

$$h = 44,7 \text{ фут.} = 13,6 \text{ метр.}$$

Количество же воды, подаваемой при этих условиях из наконечника брандспойта:

$$\begin{aligned} q &= 29 \text{ ведер в минуту,} \\ \text{или} \quad q &= 6,00 \text{ секундолитров.} \end{aligned}$$

### Гидранты паровозного депо.

Промывка паровозов—горячая. Вода из разводящей сети водопровода подается в особый резервуар, на отметку, равную, примерно, отметке уровня земли, подогревается в этом резервуаре, а из него уже перекачивается специальным насосом в подлежащий промывке паровозный котел. Необходимое для промывки одного паровоза количество воды пусть равно  $q=3,75$  литра. Достаточность диаметров труб, идущих к депо-ским гидрантам, должна быть проверена также в предположении, что гидранты служат для тушения пожара в депо. При этом допускается, что все прочие водоразборные краны заперты и расхода воды из них нет. Принимая высоту паровозного здания до конька крыши 4,50 сажени \*), найдем, что высота наклонной струи, выбрасываемой гидрантом, должна быть не менее:

$$h'_0 = 4,5 + 1,00 = 5,5 \text{ саж.}, \text{ или около } 38 \text{ фут.}$$

Из таблицы № 1 видно, что при этих условиях напор в гидранте должен быть не менее

$$H = 57,9 \text{ фут.} = 17,7 \text{ метр.}$$

количество же воды, выбрасываемой из наконечника брандспойта:

$$\begin{aligned} q &= 33 \text{ ведра в минуту,} \\ \text{или} \quad q &= 6,75 \text{ секундолитров.} \end{aligned}$$

Перейдем теперь к самому расчету сети.

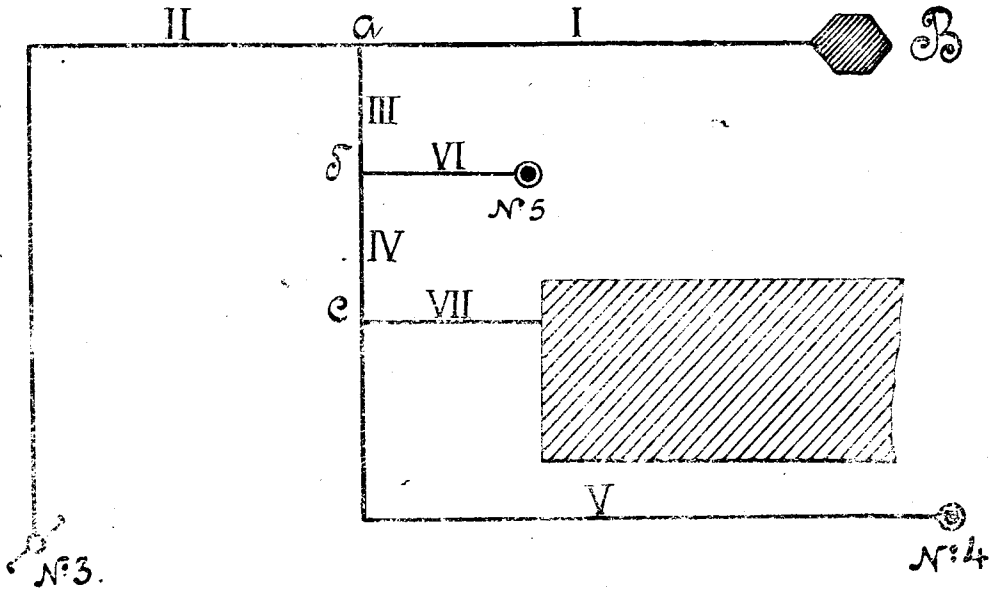
#### 1-ое Предположение.

Интересующая нас в рассматриваемом случае часть водопроводной сети выделена из общей схемы и показана на чер. 7, в искаженно—увеличенном масштабе.

\*) Обычная высота прямоугольного или вверного паровозного здания.

Согласно заданным производительностям водоразборных кранов, расходы воды по участкам сети будут следующими:

Расход. воды на участке I	(Ba):	= 50 + 10 + 2 × 5 =	= 70 сек. литр.
" " " "	II (a № 3):	= 50 сек. лит.	
" " " "	III (ab):	= 20 " "	
" " " "	IV (bc):	= 15 " "	
" " " "	V (c № 4):	= 10 " "	
" " " "	VI (b № 5):	= 5 " "	
" " " "	VII (cA):	= 5 " "	



Черт. 7.

Длины участков сети положим равными:

Длина участка I	"	"	"	= 140 метр.
" " II	"	"	"	= 260 "
" " III	"	"	"	= 20 "
" " IV	"	"	"	= 15 "
" " V	"	"	"	= 30 "
" " VI	"	"	"	= 13 "
" " VII	"	"	"	= 10 "

Выберем за магистраль линию В—№ 3, от водонапорной башни до крана № 3 и определим для нее (см. формулу 13).

$$\left[ \frac{0,00312}{H_m} \sum_{i=1}^n Q_i^{1/3} \cdot L_i \right]^{1/5}$$

Зададимся возвышением днища бака водонапорной башни над уровнем головки рельса:

$$H = 20 \text{ метров.}$$

Тогда:

$$H = 20 + 2 - 3,6 = 18,4 \text{ метра.}$$

$$\sum_{i=1}^n Q_i^{1/3} \cdot L_i = 140 \cdot \sqrt[3]{0,07} + 260 \sqrt[3]{0,05} = 153,36.$$

При этих данных:

$$\sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot 153,36}{18,4}} = 0,482.$$

Необходимые диаметры труб магистрали будут:

на участке I-ом:

$$d_1 = 0,482 \cdot \sqrt[3]{0,07} = 0,199 \text{ метра. Принято } d_1 = 200 \text{ м/м.}$$

на участке II-ом:

$$d_2 = 0,482 \cdot \sqrt[3]{0,05} = 0,177 \text{ метра. Принято } d_2 = 200 \text{ м/м.}$$

Скорости движения по трубам:

на участке I-ом:

$$V_1 = 0,007 : 0,03142 = 2,23 \text{ м.} < 2,5 \text{ м.}$$

на участке II-ом:

$$V_2 = 0,05 : 0,03142 = 1,60 \text{ м.} < 2,5 \text{ м.}$$

Потери напора:

на участке I-м:

$$h_1 = \frac{0,00312 \cdot 0,07^2 \cdot 140}{0,200^5} = 6,69 \text{ м.}$$

на участке II-ом:

$$h_2 = \frac{0,00312 \cdot 0,05^2 \cdot 260}{0,200^5} = 6,34 \text{ м.}$$



Рассмотрим теперь линию *a b c* № 4, представляющую собой ответвление от магистрали.

Для нее:

$$H = 8,54 \text{ метра.}$$

$$\sum_{i=1}^n Q_i^{1/3} L_i \cdot L = 20 \sqrt[3]{0,02} + 15 \cdot \sqrt[3]{0,015} + 30 \sqrt[3]{0,01} = 15,56$$

$$\sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot 15,66}{8,54}} = 0,355$$

Необходимые диаметры труб:

на участке III:  $d_3 = 0,355 \sqrt[3]{0,02} = 0,096 \text{ м.}$  Принято 100 мм.  
 „ IV:  $d_4 = 0,355 \sqrt[3]{0,015} = 0,088 \text{ м.}$  „ 100 „  
 „ V:  $d_5 = 0,355 \sqrt[3]{0,010} = 0,076 \text{ „}$  „ 75 „

Потери напора:

на участке III . . . . .  $h_3 = 2,5 \text{ метра}$   
 „ IV . . . . .  $h_4 = 1,05 \text{ „}$

Секундные скорости движения воды:

на участке III . . . . .  $V_3 = 2,54 \text{ м.} < 2,5 \text{ „}$   
 „ IV . . . . .  $V_4 = 1,9 \text{ „} < 2,5 \text{ „}$   
 „ V . . . . .  $V_5 = 2,5 \text{ „}$

Рассмотрим ответвления VI и VII.

Для ответвления VI.

$$H_m = 11,81 \text{ м.}$$

$$d_6 = \sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot 0,005^2 \cdot 13}{11,81}} = 0,039 \text{ м.}$$
 Принято 50 м/м.

Для ответвления VII:

Свободный напор в узле C:

$$H_c = 11,76 \text{ метров.}$$

Диаметр труб  $d_7$  назначим в 50 мм.

Скорость движения воды:

$$v_7 = 0,005 : 0,001964 = \infty 2,5 \text{ метра (сек.).}$$

Потеря напора:

$$h_7 = \frac{0,00312 \cdot 0,005^2 \cdot 10}{0,05^5} = 2,5 \text{ м.}$$

Свободный напор в сети у пассажирского здания:

$$H = 11,76 - 2,5 = 9,26 \text{ м.} > 7,0 \text{ м.}$$

Зададимся теперь возвышениями бака водонапорной башни последовательно в 30, 27<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 25, 22<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 17<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 15, 12<sup>1</sup>/<sub>2</sub> и 10 метров и определим для них подобным же образом диаметры труб.

Результаты расчетов приводятся в следующей таблице № 4.

ТАБЛИЦА № 4.

Возвышение бака в метрах.	Диаметры труб в м.м. на участках.							Напор в метрах у пассажирск. здания.
	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VIII.	
30	200	175	100	100	75	50	50	—
27,5	200	175	100	100	75	50	50	16,76
25	200	200	100	100	75	50	50	14,26
22,5	200	200	100	100	75	50	50	11,76
17,5	225	200	100	100	75	50	50	9,74
15,0	225	200	100	100	100	50	50	7,24
12,5	225	200	125	100	100	50	75	8,5
10,0	250	225	125	125	100	50	75	8,31

**2-ое Предположение.**

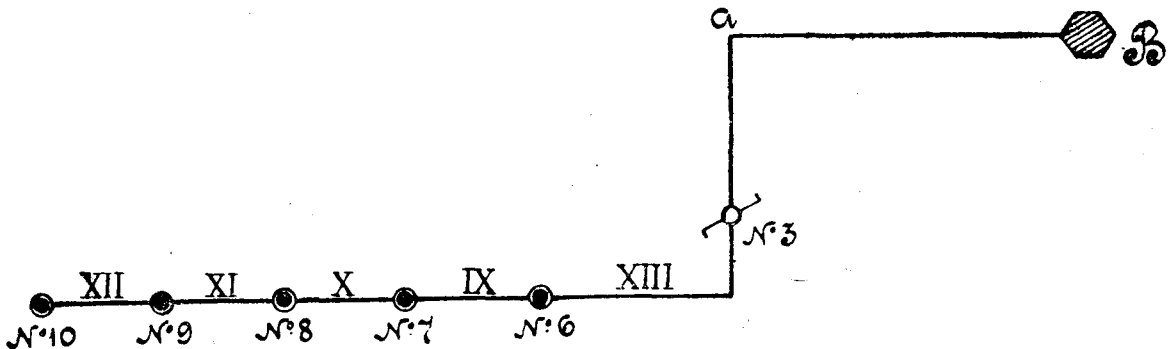
Рассмотрим только часть сети, идущую к водопойным кранам. Эта часть сети выделена из общей схемы и показана в искаженном масштабе на черт. 8.

На участках сети I-ом и II-ом будем принимать диаметры труб, полученные из предыдущего расчета по первому предположению, которое для данного случая является более невыгодным.

Расходы воды и длины участков сети будут следующие:

Расход на участке VIII (№ 3—№ 6) . . .	$9_8 = 20$	секундолитр.
„ „ „ IX (№ 6—№ 7) . . .	$9_9 = 16$	„
„ „ „ X (№ 7—№ 8) . . .	$9_{10} = 12$	„
„ „ „ XI (№ 8—№ 9) . . .	$9_{11} = 8$	„
„ „ „ XII (№ 9—№ 10) . . .	$9_{12} = 4$	„

Длина участка VIII . . . . .	$l_8 = 100$	метр.
„ „ IX . . . . .	$l_9 = 35$	„
„ „ X . . . . .	$l_{10} = 35$	„
„ „ XI . . . . .	$l_{11} = 35$	„
„ „ XII . . . . .	$l_{12} = 35$	„



Черт. 8.

Возвышение бака водонапорной башни над уровнем рельсов положим сначала:

$$H = 20 \text{ метров.}$$

При этом:

Потеря напора на участке I-ом:

$$h_1 = \frac{0,00312 \cdot 0,02^5 \cdot 140}{0,200^5} = 0,55 \text{ м.}$$

Потеря напора на участке II-ом:

$$h_2 = \frac{0,00312 \cdot 0,02^5 \cdot 260}{0,200^5} = 1,04$$

$$H_m = 17,31$$

$$\sum_{i=1}^{12} h_i \cdot Q_i^{1/2} = 100 \cdot \sqrt[3]{0,02} + 35 \sqrt[3]{0,016} + 35 \sqrt[3]{0,012} + \\ + 35 \sqrt[3]{0,008} + 35 \sqrt[3]{0,004} = 56,4$$

Тогда:

$$\sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot 56,4}{17,31}} = 0,40$$

Необходимые диаметры труб будут:

$$\begin{aligned} d_8 &= 0,4 \times 0,27 = 0,108 \text{ метр. Принято } 125 \text{ мм.} \\ d_9 &= 0,4 \times 0,252 = 0,101 \text{ „ Принято } 100 \text{ „} \\ d_{10} &= 0,4 \times 0,229 = 0,092 \text{ „ Принято } 100 \text{ „} \\ d_{11} &= 0,4 \times 0,200 = 0,080 \text{ „ Принято } 75 \text{ „} \\ d_{12} &= 0,4 \times 0,159 = 0,064 \text{ метр. Принято } 75 \text{ „} \end{aligned}$$

Секундные скорости движения воды:

$$\begin{aligned} v_8 &= 1,63 \text{ метра} < 2\frac{1}{2} \text{ метр.} \\ v_9 &= 2,03 \text{ „ „ „ „ „} \\ v_{10} &= 1,53 \text{ „ „ „ „ „} \\ v_{11} &= 1,81 \text{ „ „ „ „ „} \\ v_{12} &= 0,91 \text{ „ „ „ „ „} \end{aligned}$$

Задаваясь теперь, как и в расчете по первому предположению, возвышениями бака в 30, 27<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 25, 22<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 17<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 15, 12<sup>1</sup>/<sub>2</sub> и 10 метров, определим для них диаметры труб.

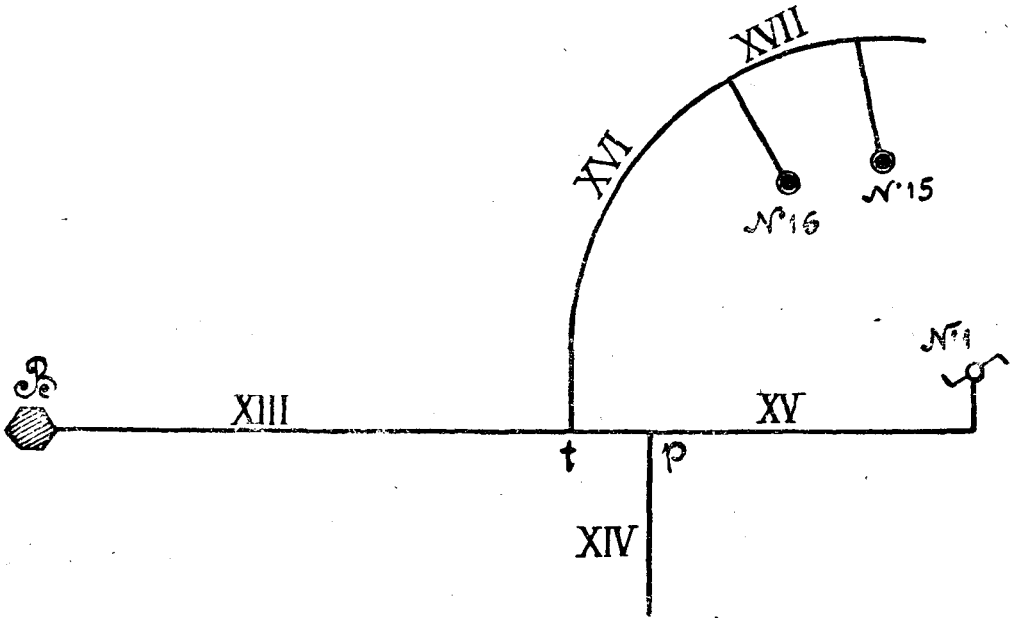
Результаты расчета приводятся в следующей таблице № 5.

ТАБЛИЦА № 5.

Возвышение бака в метрах.	Диаметры труб в мм. на участках.				
	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.
30	100	100	100	75	75
27,5	100	100	100	75	75
25	100	100	100	75	75
22,5	100	100	100	75	75
17,5	125	100	100	100	75
15	125	100	100	100	75
12,5	125	125	100	100	75
10	125	125	100	100	75

Обратимся теперь к водопроводным линиям, идущим к путевому крану № 1 и деповским гидрантам.

Работающая часть водопроводной сети выделена из общей схемы и показана отдельно на черт. 9 в искаженном масштабе.



Черт. 9.

Расходы воды по участкам сети следующие:

На участке	$\beta - t$	(XIII) . . .	$q_{13} = 57,5$	секундолитрам.
" "	$t - p$	(XIV) . . .	$q_{14} = 50$	" "
" "	$p - \text{№ 1}$	(XV) . . .	$q_{15} = 50$	" "
" "	$t - \text{№ 14}$	(XVI) . . .	$q_{16} = 7,5$	" "
" "	$\text{№ 14} - \text{№ 15}$	(XVII) . . .	$q_{17} = 3,75$	" "

Длины участков следующие:

Длина участка	XIII . . . . .	$l_{13} = 100$	метров.
" "	XIV . . . . .	$l_{14} = 60$	"
" "	XV . . . . .	$l_{15} = 80$	"
" "	XVI . . . . .	$l_{16} = 60$	"
" "	XVII . . . . .	$l_{17} = 9$	"

Произведем сначала расчет для возвышения бака  $H = 20$  метров.

Возьмем за магистраль линию В—*t*—№ 1.

$$H_m = 20 + 2 - 3,6 = 18,4 \text{ метр.}$$

$$\sum_{i=1}^{i=n} L_i \cdot Q_i^{1/3} = 100 \cdot \sqrt[3]{0,0575} + 60 \sqrt[3]{0,050} + 80 \sqrt[3]{0,050} = 90,12.$$

При этом:

$$\sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot 90,12}{18,4}} = 0,432.$$

Необходимые диаметры труб:

$$d_{13} = 0,432 \cdot \sqrt[3]{0,0575} = 0,167 \text{ м. Принято } 175 \text{ м/м.}$$

$$d_{14} = 0,432 \cdot \sqrt[3]{0,05} = 0,160 \text{ м. Принято } 175 \text{ м/м.}$$

Линию *t*—№ 15 рассмотрим, как ответвление.

Потеря напора на участке XIII.

$$h_{13} = \frac{0,00312 \cdot 0,0575^2 \cdot 100}{0,175^5} = 6,28 \text{ м.}$$

Свободный напор в узле *t*:

$$H_t = 15,72 \text{ метра.}$$

$$\sum_{i=1}^{i=n} L_i \cdot Q_i^{1/3} = 60 \cdot \sqrt[3]{0,0075} + 9 \sqrt[3]{0,00375} = 13,17$$
$$\sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot 13,17}{15,72}} = 0,304$$

Необходимые диаметры труб при этом будут:

$$d_{16} = 0,304 \sqrt[3]{0,0075} = 0,059 \text{ м.}$$

$$d_{17} = 0,304 \sqrt[3]{0,00375} = 0,050 \text{ м.}$$

Рассмотрим случай пожара в депо и пожарной работы гидрантов №№ 14 и 15.

При этом:

$$q_{13} = 6,75 \times 2 = 13,5 \text{ секундолитров.}$$

$$q_{16} = 13,5 \text{ сек. литр.}$$

$$q_{17} = 6,75 \text{ „ „}$$

Потеря напора на участке XIII:

$$h_{13} = \frac{0,00312 \cdot 0,0135^2 \cdot 100}{0,175^5} = 0,35$$

$$H_m \approx 3,95$$

$$\sum_{i=1}^{i=n} L_i \cdot Q_i^{1/3} = 60 \cdot \sqrt[3]{0,0135} + 9 \sqrt[3]{0,00675} = 16$$

$$\sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot 16}{3,95}} = 0,418$$

Необходимые диаметры труб на этих участках должны быть:

$$d_{16} = 0,418 \cdot 0,238 = 0,099 \text{ метр. Принято } 100 \text{ м/м.}$$

$$d_{17} = 0,418 \cdot 0,188 = 0,078 \text{ метр. Принято } 100 \text{ м/м.}$$

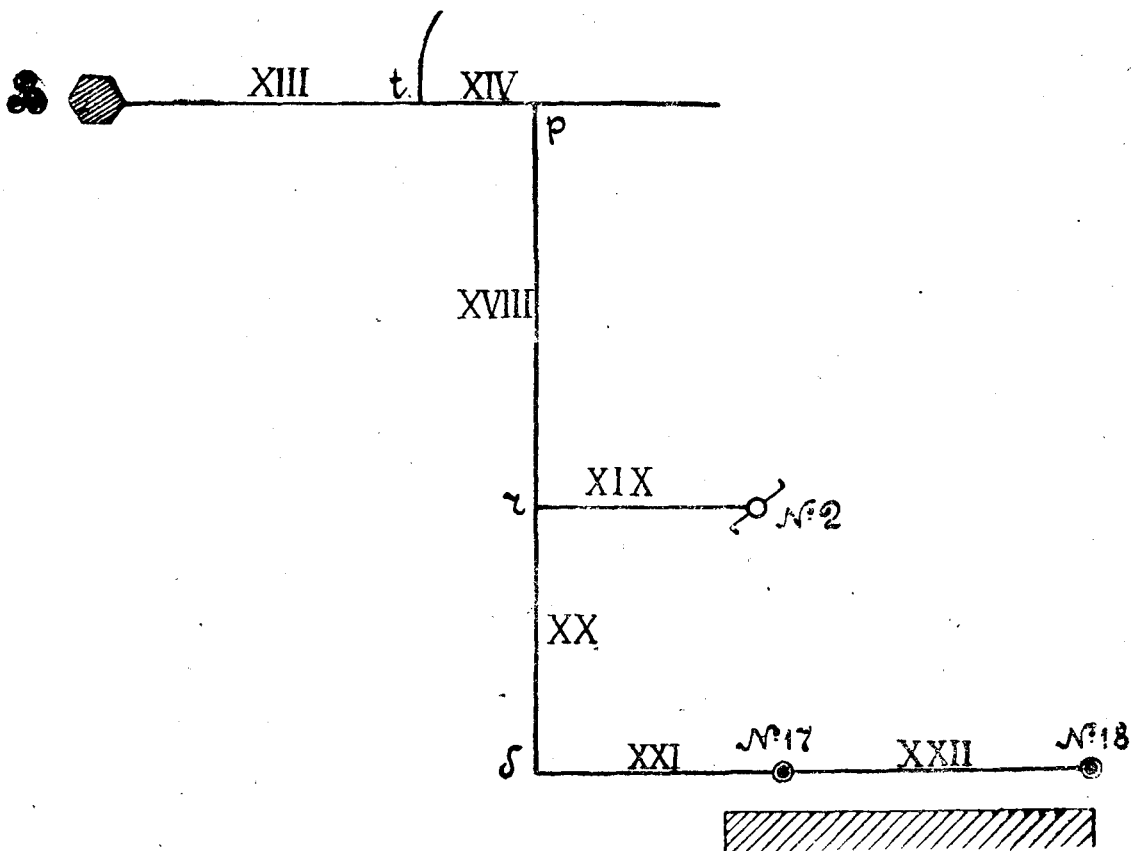
ТАБЛИЦА № 6.

Возвышение бака в метрах.	Диаметры труб в м.м. на участках.				
	XIII.	XIV.	XV.	XVI.	XVII.
30	175	175	175	100	100
27,5	175	175	175	100	100
25	175	175	175	100	100
22,5	175	175	175	100	100
17,5	175	175	175	125	125

Зададимся теперь, как и раньше, возвышениями бака в 30, 27<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 25, 22<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 17<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 15, 12<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 10 метров. Для возвышений бака в 30—17<sup>1</sup>/<sub>2</sub> метров, диаметры труб показаны в таблице № 6. Для возвышений бака, меньших 17,5 метров, напор, необходимый в гидрантах для получения из них требуемых пожарных струй, отсутствует. Поэтому, при устройстве водонапорной башни, с высотой расположения бака меньше 17<sup>1</sup>/<sub>2</sub> метр., для тушения пожара придется прибегать к каким-либо особым мерам, например, к установке в депо особого пожарного насоса, который перекачивал бы воду из разводящей сети под требуемым давлением и т. п.

3-е Предположение.

Одновременное действие пожарных кранов № 17 и № 18. Кроме того диаметры труб, идущих к путевому крану № 2, должны быть достаточны, чтобы при отсутствии пожара расход воды из крана был не менее 50 литров в секунду. Работающая часть сети выделена из общей схемы и показана отдельно на чер. 10.



Черт. 10.

Длины участков сети следующие:

Длина участка	XIII . . . . .	$l_{13} = 100$ метр.
" "	XIV . . . . .	$l_{14} = 60$ "
" "	XVIII . . . . .	$l_{18} = 20$ "
" "	XX . . . . .	$l_{20} = 35$ "



Длина участка	XXI . . . . .	$l_{21} = 15$ метр.
" "	XXII . . . . .	$l_{22} = 40$ "
" "	XXIII . . . . .	$l_{23} = 25$ "

Расходы воды по этим участкам:

$q_{13} = 12$	секундолитров.
$q_{14} = 12$	" " " "
$q_{18} = 12$	" " " "
$q_{19} = 12$	" " " "
$q_{21} = 12$	" " " "
$q_{22} = 6$	" " " "

При отсутствии пожара, при действии одной лишь гидравлической колонны № 2:

$$q_{13} = q_{14} = q_{18} = q_{19} = 50 \text{ сек. лит.}$$

Рассмотрим сперва возвышение бака.

$$H = 20 \text{ метрам.}$$

*а) Случай пожара.*

Потеря напора на участке XIII:

$$h_{13} = \frac{0,00312 \cdot 0,012^2 \cdot 100}{0,175^5} = 0,27 \text{ м.}$$

Потеря напора на участке XIV:

$$h_{14} = \frac{0,00312 \cdot 0,012^2 \cdot 60}{0,175^5} = 0,16 \text{ м.}$$

Свободный напор в узле  $p$ :

$$H_p = 21,57 \text{ м.}$$

Для линии  $p$  — № 18.

$$\sum_{i=1}^n Q_i^{1/2} L_i = 20 \sqrt[3]{0,012} + 50 \sqrt[3]{0,012} + 15 \sqrt[3]{0,012} + 40 \sqrt[3]{0,006} = 26,75$$

$$H_m = 7,97 \text{ м.}$$

$$\sqrt[5]{\frac{0,00312 \cdot 26,75}{7,97}} = 0,401$$

Необходимые диаметры труб при этом будут:

$$d_{18} = d_{20} = d_{21} = 0,401 \cdot \sqrt[3]{0,012} = 0,092 \text{ м. Принято } 100 \text{ м/м.}$$

$$d_{22} = 0,401 \cdot \sqrt[3]{0,006} = 0,073 \text{ м. Принято } 75 \text{ м/м.}$$

б) *Отсутствие пожара.*

$$h_{13} = \frac{0,00312 \cdot 0,05^2 \cdot 100}{0,175^5} = 4,75 \text{ м.}$$

$$h_{14} = \frac{0,00312 \cdot 0,05^2 \cdot 60}{0,175^5} = 2,85 \text{ м.}$$

$$H_p = 14,40$$

Для линии  $p$  — № 2.

$$d_{18} = d_{19} = \sqrt[3]{\frac{0,00312 \cdot 0,05^2 \cdot 45}{14,4 - 3,6}} = 0,09 \text{ м.}$$

Дабы скорость движения воды в трубах не превосходила указанного ранее предела (2 1/2 метра в секунду), примем:

$$d_{18} = d_{19} = 175 \text{ м/м.}$$

Зададимся теперь возвышениями бака в 30, 27 1/2, 25, 22 1/2, 17 1/2, 15, 12 1/2 и 10 метров. Для возвышений бака 30—12,5, метров диаметры труб приведены в таблице № 7.

ТАБЛИЦА № 7.

Возвышение бака в метрах.	Диаметры труб в м.м. на участках.				
	XVIII.	XIX.	XX.	XXI.	XXII.
30	175	175	100	100	75
27 1/2	175	175	100	100	75
25	175	175	100	100	75
22 1/2	175	175	100	100	75
17 1/2	175	175	100	100	75
15	175	175	125	125	100
12 1/2	175	175	150	150	125

При возвышении бака в 10 метров получить требуемые пожарные струи; без применения каких-либо особых противопожарных приспособлений, не представляется возможным; для пожарных струй, как было указано выше, необходим напор в 13,6 метров. Как и для тушения пожара в дело предположим установку пожарного насоса.

Результаты расчета разводящей сети сведены в следующей таблице № 8.

Определим теперь стоимость устройства и эксплуатации сети для всех комбинаций таблицы 8-ой.

Предварительно назначим не показанные в ней диаметры некоторых участков сети.

При расчете водопровода было указано, что при возвышениях бака в 15, 12  $\frac{1}{2}$  и 10 метров напор в сети получается недостаточным для тушения пожара, почему необходима установка специального пожарного насоса. Возьмем насос, подающий две струи по 45 ведер в минуту. По наибольшей скорости равной 3 метрам в секунду, назначим диаметры труб, не показанные в таблице 8-ой, а именно:

Для Н = 15 метров.	
175 м/м.	100 м/м.
Для Н = 12 $\frac{1}{2}$ метров.	
200 м/м.	100 м/м.
Для Н = 10 метров.	
200 м/м.	100 м/м.;
175 м/м.	150 м/м.

Возьмем единичные цены, бывшие до войны 1914 г., получим следующие результаты:

1) Стоимость в рублях одной саж. трубопровода, диаметром дюймов определена по формуле \*):  $1,2(2 + 1)$ , где 1,2 — коэффициент, учитывающий стоимость фасонных водопроводных частей и арматуры.

2) Стоимость в рублях устройства каменной водонапорной башни определим по формуле  $800 \cdot Н \cdot 0,10$  (См. страницу 22), где Н в саженьях.

\*) См. стр. 22

ТАБЛИЦА № 8.

Возвышения бака в метрах.	Диаметр труб в миллиметрах на участках:																					
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII	XIX	XX	XXI	XXII
30	200	175	100	100	75	50	50	100	100	100	75	75	175	175	175	100	100	175	175	100	100	75
27 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	200	175	100	100	75	50	50	100	100	100	75	75	175	175	175	100	100	175	175	100	100	75
25	200	175	100	100	75	50	50	100	100	100	75	75	175	175	175	100	100	175	175	100	100	75
22 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	200	200	100	100	75	50	50	100	100	100	75	75	175	175	175	100	100	175	175	100	100	75
20	200	200	100	100	75	50	50	125	100	100	75	75	175	175	175	100	100	175	175	100	100	75
17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	225	200	100	100	75	50	50	125	100	100	100	75	175	175	175	125	125	175	175	100	100	75
15	225	200	100	100	100	50	50	125	100	100	100	75	—	—	—	—	—	175	175	125	125	100
12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	225	200	125	100	100	50	75	125	125	100	100	75	—	—	—	—	—	175	175	150	150	125
10	250	225	125	125	100	50	75	125	125	100	100	75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Вместимость бака 15 куб. саж.  
 3) Мощность машин водокачки будем определять по формуле  $N = 0,017 \cdot 2 \cdot h$  (см. стр 22, 23).

Пусть  $2 = 3,00$  кв. саж., тогда, для объема воды на высоту 2,5 метра = 8 футов, представляющих разницу в высоте расположения баков для двух последовательных комбинаций произведенного расчета сети, — число дополнительно требующихся лошадиных сил будет равно, примерно,  $1/2$ . Стоимость одной лош. силы машин по ценам до войны равнялась в среднем 200 рублей.

Таким образом, при увеличении высоты расположения бака на 2,50 метра, стоимость оборудования водокачки возрастает на  $1/2 \times 200 = 100$  руб.

4) Стоимость машин водокачки будем определять согласно данных стр. 23.

Если принять стоимость одной часо-силы в 3 коп. и число часов работы водокачки в год равным 4000, тогда удорожание стоимости эксплуатации водокачки в год, при увеличении мощности машин на  $1/2$  силы, соответствующей поднятию бака на  $2 1/2$  метра, получится:  $4000 \cdot 1/2 \cdot 0,03 = 60$  руб.

Капитализируя этот ежегодный расход из  $5\%$ , получим соответствующую сумму в  $60 \times 20 = 1,200$  руб.

Все перечисленные данные могут быть представлены таблицей № 9.

ТАБЛИЦА № 9.

Возвышение бака водон. башни в метр.	Стоим. башни в руб.	Стоим. сети труб в руб.	Допол. стоим. машин в руб.	Стоим. пожар. насос. в руб.	Первонач. стоим. уст-ва в руб.	Капитализиров. стоим. допол. в руб.	Полная стоим. в руб.
30	16.800	8.600	800	—	26.200	9.600	35.800
$27 1/2$	15.400	8.600	700	—	24.700	8.400	33.100
25	14.000	8.800	600	—	23.400	7.200	30.600
$22 1/2$	12.600	8.800	500	—	21.900	6.000	27.900
20	11.200	9.000	400	—	20.600	4.800	25.400
$17 1/2$	9.800	9.300	300	—	19.400	3.600	23.000
15	8.400	9.300	200	2.000	19.900	2.400	22.300
$12 1/2$	7.000	9.600	100	2.000	18.700	1.200	19.900
10	5.600	10.300	—	2.000	17.900	—	17.900

Эта таблица, а также таблица 8-ая, дают возможность рассмотреть все варианты устройства разводящей сети, как с технической, так и с финансовой стороны и сделать из них окончательный выбор. Из таблицы 9-ой видно, что применение башен, с расположением баков на высоте 15, 12<sup>1</sup>/<sub>2</sub> и 10 метров, дает, по сравнению с высотой расположения бака в 17<sup>1</sup>/<sub>2</sub> метров, весьма малую экономию, которая к тому же совершенно исчезнет, если принять во внимание, что для обеспечения правильности действия в любой нужный момент пожарного насоса за ним должен быть обеспечен надежный надзор и уход, который потребует, конечно, постоянных эксплуатационных издержек.

Таким образом, наименьшая целесообразная высота расположения бака водонапорной башни для рассчитанной нами сети будет 17<sup>1</sup>/<sub>2</sub> метров, а наивыгоднейшие диаметры труб те, которые для этой высоты показаны в таблице 8-ой. Что касается остальных вариантов, то выбор того или другого из них будет зависеть уже от ожидаемой работы станции в будущем, от возможной степени ее развития и т. п.

Инженер *Н. Генисв.*

---

## ИЗДАТЕЛЬСКИЙ ОТДЕЛ

Технического Комитета Народного Комиссариата Путей Сообщения.

Москва, Гороховская, д. № 8.

---

### ГОТОВЯТСЯ К ПЕЧАТИ:

- Бюллетень № 10. — „Американская автоматическая сцепка вагонов“. Вып. 2 и 3. Инж. Э. П. Цизаревич.
- Бюллетень № 11. — „Краткий обзор результатов работы русских железных дорог за период мировой войны и последующий“. Инж. Б. Д. Воскресенский и Н. К. Мекк.
- Бюллетень № 13-bis. — „Проблема профиля и трассы железных дорог. Основные начала механики железнодорожного транспорта“. Часть Iв. Инж. Б. Д. Воскресенский и Д. Д. Буданов.
- Бюллетень № 14. — „Двенадцать принципов производительности“. Х. Эмерсон. Перевод под редакцией инж. Б. Д. Воскресенского и Э. П. Цизаревича.
- Бюллетень № 15. — „Испытание паровоза класса K4<sup>s</sup> Пенсильванской жел. дор.“. Перевод Бюллетеня № 29 P. R. R. под редакцией инж. П. О. Красовского и инж. В. Ф. Егорченко.
- Бюллетень № 16. — „Сопротивление поездов и расчеты составов“. Перевод Бюллетеня № 26 Пенсильванской жел. дор. под редакц. инж. П. О. Красовского и инж. В. Ф. Егорченко.
- Бюллетень № 18. — „Результаты обработки паровозов серии O<sup>s</sup>, B<sup>1</sup>, E и E<sup>1</sup>“. Инж. И. И. Куколевский.
- Бюллетень № 19. — „Результаты обследования работ на станциях в главных железнодорожных мастерских“. Инж. С. Н. Масленников.
- Бюллетень № 21. — „К вопросу о рациональном оборудовании путевых водожачек“. Инж. И. И. Куколевский.
- Бюллетень № 22. — „Работы механической лаборатории“. Вып. I, инженер Н. Н. Давиденков.
- Бюллетень № 23. — „Испытание моторной дрезины „Матваль“. Инженер М. С. Смирнов. „Машина А. Г. Гагарина для испытания материалов“. Инж. А. Г. Гагарин.
- Бюллетень № 25. — „Уравновешивание транспортирующих машин“. Инженер А. Н. Шелест.
- Бюллетень № 26. — „О Петроградском узле сети мировых путей сообщения, в связи с вопросом о пределах Петроградского Порта и программе ближайших работ по его развитию и улучшению“. Проф. В. Е. Тимонов.
- Бюллетень № 27. — „Магнето — его теория и опытные обследования“. Инженер К. М. Шенфер.
- Бюллетень № 28. — „Синхронная работа электродвигателя“. Инж. К. И. Шенфер.
- Бюллетень № 29. — „Опыты и практика отопления торфом на Савеловской железной дороге“. Инж. А. Н. Шелест.
- Бюллетень № 30. — „Пассажирское и товарное движение на американских железных дорогах“. Гофф и Швабах.
- Бюллетень № 31. — „Американское паровозное депо“. Инж. Э. П. Цизаревич.

**ИЗДАТЕЛЬСКИЙ ОТДЕЛ**  
**Технического Комитета Народного Комиссариата**

Москва, Гороховская, д. №

GPNTB RUSSIA



104907

**ИМЕЮТСЯ В ПРОДАЖЕ:**

- Выпуск I. — „Введение в изучение свойств железа“. Инжен. А. Н. Митинского.
- Выпуск II. — „Клапан М. И. Савельева для золотников Трика и отчет об его испытании“. Инж. В. Ф. Егорченко.
- Бюллетень № 3. — „Сопротивление товарных поездов движению и зависимость его от веса вагонов“. Э. К. Шмидт.
- Бюллетень № 4. — „Отопление паровозов угольной пылью, значение этого способа для использования русских углей“. Инж. Э. П. Цизаревич.
- Бюллетень № 5. — „Отопление торфом паровозов и стационарных котлов“. Инж. А. Н. Шелест.
- Бюллетень № 6. — „Пассажирское и товарное движение на германских железных дорогах в последние годы перед Мировой войной“. Инжен. Б. Д. Воскресенский.
- Бюллетень № 7. — „Американская автоматическая сцепка вагонов“. Вып. I. Инж. Э. П. Цизаревич.
- Бюллетень № 8, выпуск I. — „Справочник по паровозам завода Балдвина“. Инж. П. О. Красовский и инж. В. Ф. Егорченко.
- Бюллетень № 9. — „Проблема профиля и трассы железных дорог“. Часть Ia. „Основные начала механики железнодорожного транспорта“. Инж. Б. Д. Воскресенский и Д. Д. Буданов. Отдельные методы проф.—в: Н. Е. Жуковского, С. А. Чаплыгина, А. П. Полякова и инж. М. М. Филоненко-Бородича.
- Бюллетень № 12. — „Каким должен быть идеальный трейнмастер на американских железных дорогах“. (Начальник Отделения Движения на Американских железных дорогах). Премированные статьи на конкурсе, объявленном журналом „The Railroad Age Gazette New-York.“ 1909, перевод под редакцией инж. Б. Д. Воскресенского.
- Бюллетень № 13. — „Проблема профиля и трассы железных дорог“. Часть 16. „Основные начала механики железнодорожного транспорта“. Инженеры Б. Д. Воскресенский и Д. Д. Буданов. Отдельные методы и статьи проф.—в: Н. Е. Жуковского, С. А. Чаплыгина и инженеров Э. П. Цизаревича и П. О. Красовского.
- Бюллетень № 32. — „Наука о производительности и техническое образование“. Инженер Э. П. Цизаревич.
- Бюллетень № 33. — „Железнодорожная сеть гор. Берлина и его пригородов“ перев. М. Г. Лорх, под редакцией инж. Б. Д. Воскресенского.