

TALLINNA POLÜTEHNILISE
INSTITUUDI TOIMETISED
ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО
ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

СЕРИЯ А

№ 212

СБОРНИК СТАТЕЙ ПО
САНИТАРНОЙ ТЕХНИКЕ

I

Ep. G.7

TALLINNA POLÜTEHNILISE INSTITUUDI TOIMETISED
ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

СЕРИЯ А

№ 212

1964

УДК 628.1.004

СБОРНИК СТАТЕЙ по
САНИТАРНОЙ ТЕХНИКЕ

I

7288.93

ТАЛЛИН, 1964

УДК 628.163.542.943.5

*Э. К. Сийрде, М. М. Раукас,
Л. А. Тепакс, Х. А. Лооритс*

ИССЛЕДОВАНИЕ ОЗОНИРОВАНИЯ ВОДЫ ОЗЕРА ЮЛЕМИСТЕ

(Сообщение I)

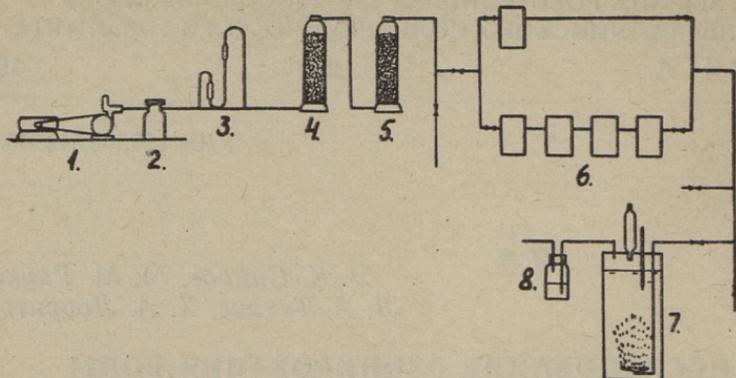
В очистке воды во все более широких масштабах начинает применяться озон. В настоящее время в Европе на городских водопроводах находятся в эксплуатации более 300 озонирующих установок, из них более 200 во Франции [1].

Исторически сложились две точки зрения по применению озона в технологии водоподготовки [2]. Первая из них европейская, согласно которой на озон смотрят только как на обеззараживающее средство, который вводится в воду в конце процесса очистки. При этом озон одновременно улучшает качество воды. Согласно европейской концепции применение других обеззараживающих агентов исключается.

Напротив, американская концепция рассматривает озон лишь как вспомогательное средство, разлагающее вещества, которые придают цветность, вкус и запах воде и которые встречаются во многих загрязненных промышленных стоками американских водоемах. Согласно американской схеме за озонированием следует обычный цикл очистки воды с применением коагулянта и хлора.

В настоящем исследовании озон использовался для очистки воды озера Юлемисте как в лабораториях, так и в полупромышленных условиях. Технологическая схема лабораторной установки приводится на фиг. 1. В лабораторных условиях изучали отдельные стадии технологии:

- 1) необходимая доза озона в зависимости от свойств сырой воды,
- 2) влияние интенсивности перемешивания,
- 3) влияние температуры воды,
- 4) скорость разложения озона при разных свойствах сырой воды [3].

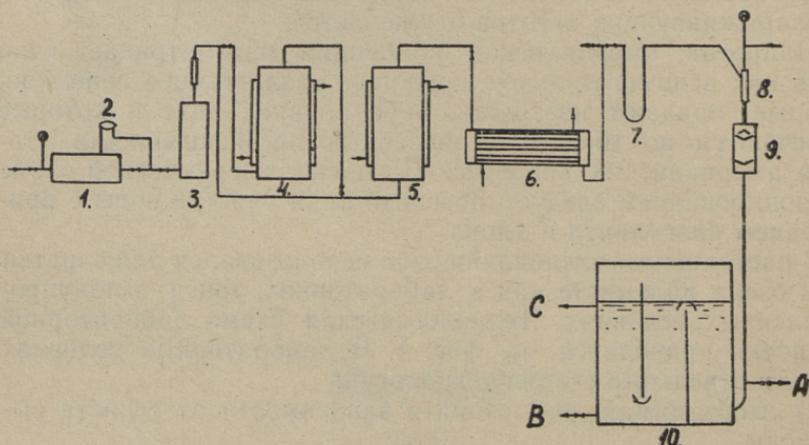


Фиг. 1. Схема лабораторной установки:

1. воздуходувка, 2. маслоуловитель, 3. реометр, 4. колонка с CaCl_2 для осушки воздуха, 5. колонка с MgClO_4 для осушки воздуха, 6. озонаторы, 7. контактная колонна, 8. промывалка.

Учитывая полученные в лаборатории данные, спроектировали полупромышленную установку. Схема полупромышленной установки изображена на фиг. 2.

Полупромышленную установку, как и все озонирующие установки, можно разделить на три основные части: 1) подготовка воздуха, 2) озонаторы и 3) смесительные устройства для перемешивания озона и воды. Описание отдельных фаз технологии озонирования приводится ниже.



Фиг. 2. Схема полупромышленной установки:

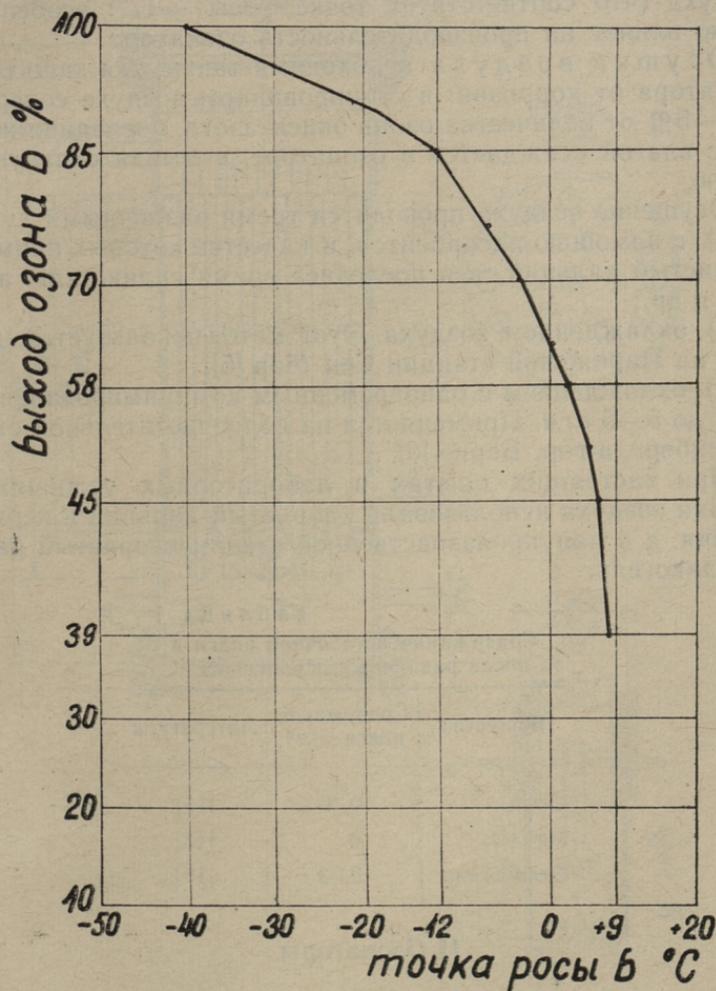
1. и 3. масло- и пылеуловители, 2. автоматический регулятор расхода воздуха, 4. колонка с CaCl_2 для осушки воздуха, 5. колонка с силикогелем для осушки воздуха, 6. озонатор, 7. затвор, 8. инжектор, 9. фонарь, 10. контактный резервуар

I Подготовка воздуха

Озон для озонирования воды изготавливается из атмосферного воздуха.

Подготовка воздуха состоит в удалении из него пыли, масла и осушки.

а) Удаление пыли и масла необходимо, так как пыль осажаясь на трубы озонатора, уменьшает его производительность и одновременно может вызывать искровой элек-



Фиг. 3. Зависимость выхода озона от влажности озонируемого воздуха [4]

трический разряд, что из-за обильного выделения тепла приводит к выходу из строя стеклянных труб озонатора. Если для осушки воздуха применяется охлаждение, то можно отказаться от пылевых фильтров, так как пыль осаждается вместе с водяными парами в холодильнике.

б) Удаление влаги. Влажность воздуха имеет существенное влияние на эффективность озонатора. На фиг. 3 приведены опытные данные Торпа и Армстренга [4], показывающие зависимость между выходом озона и точкой росы озонированного воздуха. Видно, что влажность воздуха до 1 г/кг воздуха (что соответствует точке росы -17°) особенно заметно влияет на производительность озонатора.

Осушка воздуха необходима также для защиты труб озонатора от коррозии: в озонированном воздухе содержится от 1—5% от количества озона окиси азота, последняя же вместе с влагой осаждается в озонаторе, вызывая сильную коррозию.

Осушение воздуха проводится тремя различными путями:

1) с помощью адсорбентов, в качестве которых применяют хлористый кальций, а в последнее время силикогель, алюмогель и др.;

2) охлаждением воздуха. Этот метод используется; например, на Парижской станции Сен Мор [5];

3) охлаждением с одновременным компримированием воздуха до 5—6 атм. Применяется на водоочистительной станции Кэницберг, в г. Берне [6].

При настоящих опытах в лабораторных условиях для осушки воздуха использовали хлористый кальций и перхлорат магния, а в полупроизводственной стадии хлористый кальций и силикогель.

Таблица 1
Содержание остаточной влаги в газе после различных осушителей

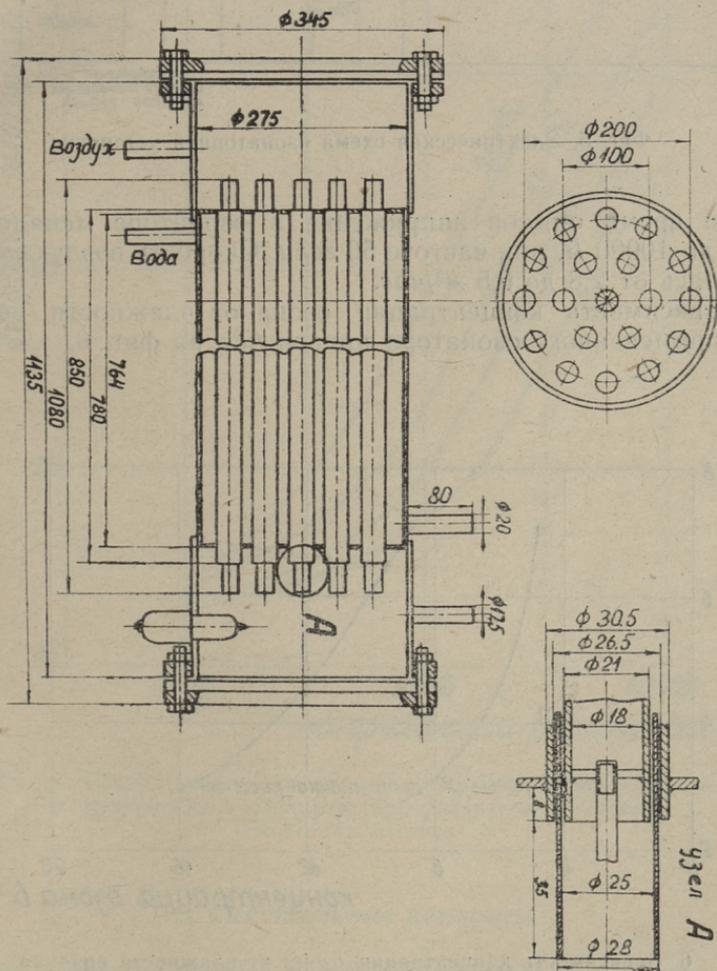
Вещество	Содержание влаги г/м ³	Литература
CaCl ₂	0,36	[15]
MgClO ₄	0	[16]
Силикогель	0,03	[15]

II Озонаторы

Производительность озонатора определена его конструкцией и зависит от материала электродов, вида диэлектрика и

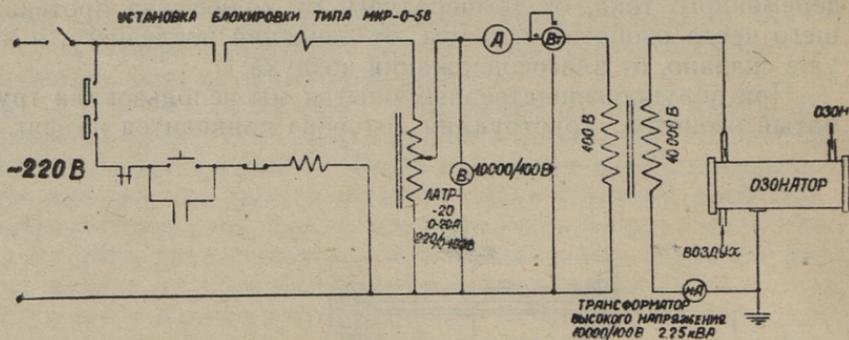
от расстояния диэлектриков. Кроме конструкции озонатора, концентрация и выход озона зависят от напряжения и частоты переменного тока, от температуры, от количества протекающего через озонатор воздуха, от давления последнего, и как уже сказано, от влагосодержания воздуха.

При полупроизводственных опытах мы использовали трубчатый озонатор, конструкция которого приводится на фиг. 4.



Фиг. 4. Озонатор

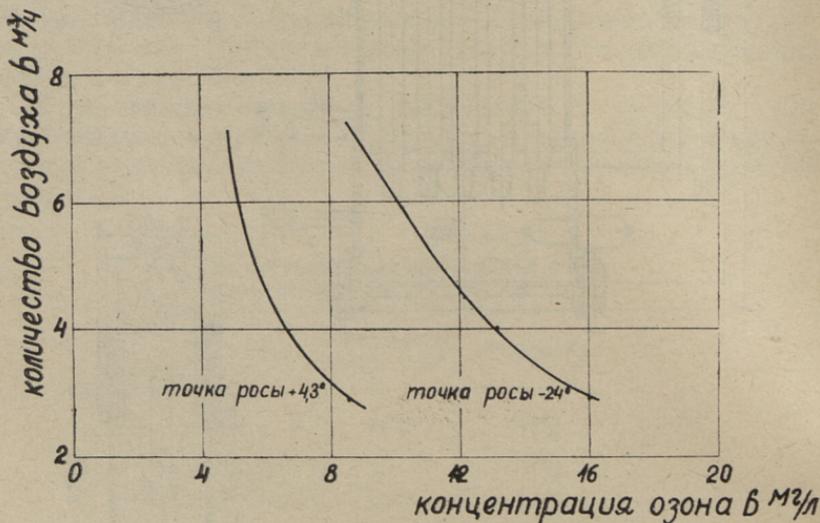
Электрическая схема озонаторной установки дана на фиг. 5*.



Фиг. 5. Электрическая схема озонаторной установки

Во время опытов напряжение в озонаторе менялось от 4000 до 10000 В, при частоте 50 герц. Скорость воздуха варьировалась от 2,8 до 6,5 м³/час.

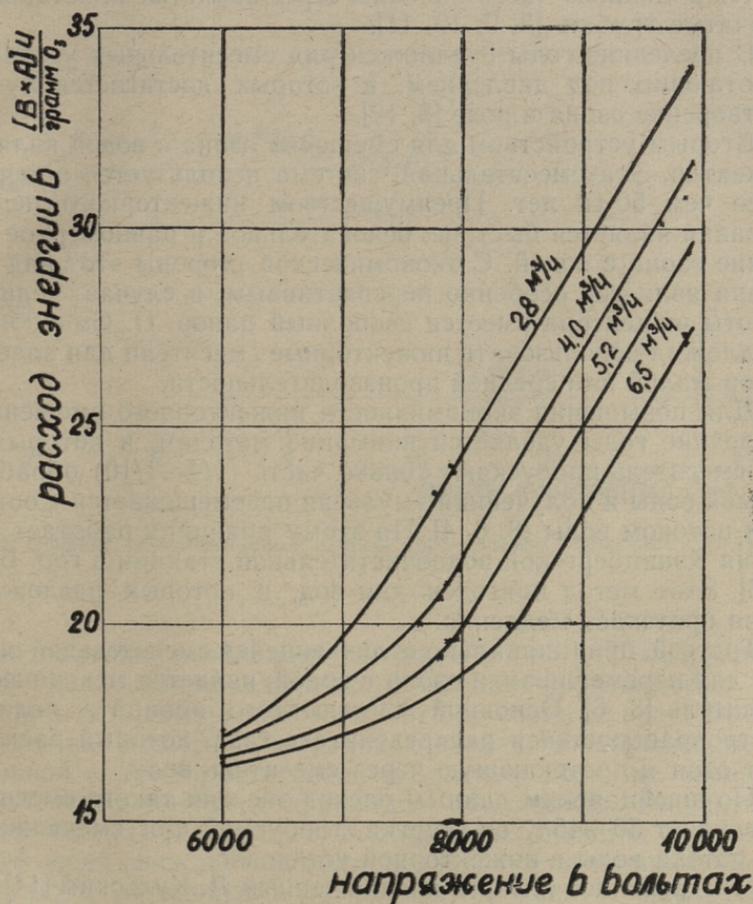
Зависимость концентрации озона от влажности воздуха для примененного озонатора приводится на фиг. 6.



6. Зависимость концентрации озона от влажности воздуха при постоянном напряжении (7800 в)

* Электрическую схему опытной установки составил А. Сутт.

На фиг. 7 приведен расход энергии на грамм произведенного озона в зависимости от скорости воздуха и напряжения в озонаторе. Обе серии опытов проведены при нормальном давлении.



Фиг. 7. Расход энергии на производство озона в зависимости от напряжения в озонаторе при различных объемных скоростях воздуха

III Смесительные аппараты

Для смешения озона с водой в настоящее время используются, в основном, устройства трех различных типов:

1. колонные аппараты,
2. инжекторные установки,

3. смесители разных типов, которые находятся в стадии испытания.

Колонные аппараты представляют собой наполненные водой колонны или резервуары, где озонированный воздух подается в нижнюю часть колонны через пористые пластины или дырчатые трубки [5, 9, 10, 11].

В последние годы предложен ряд смесительных устройств, работающих под давлением, в которых достигается лучшее растворение озона в воде [8, 12].

Вторым устройством для смешения озона с водой является инжектор. Эта смесительная система используется в течение более чем 50-ти лет. Преимуществом инжекторного перемешивания является быстрое, основательное и равномерное смешение озона с водой. С экономической стороны этот вид смешения является особенно перспективным в случае, если для работы инжектора имеется свободный напор. П. Смирнов [13] предложил использовать инжекторные смесители для водопроводов малой или средней производительности.

Для повышения экономичности инжекторного смешения в последние годы уделяется внимание методам, в которых через смеситель пропускают только часть ($1/4$ — $1/10$) обрабатываемой воды и полученная эмульсия перемешивается с остальным потоком воды [8, 6, 4]. По этому принципу работает одна линия Кэницбергской водоочистительной станции в гор. Берне [8, 6]. Этот метод пригоден для вод, в которых разложение озона протекает медленно.

Третьей, принципиально отличающейся смесительной системой для перемешивания озона с водой, является механический смеситель [8, 6]. Основной частью этого аппарата является быстровращающийся распределитель газа, который распыливает озон в протекающую через смеситель воду.

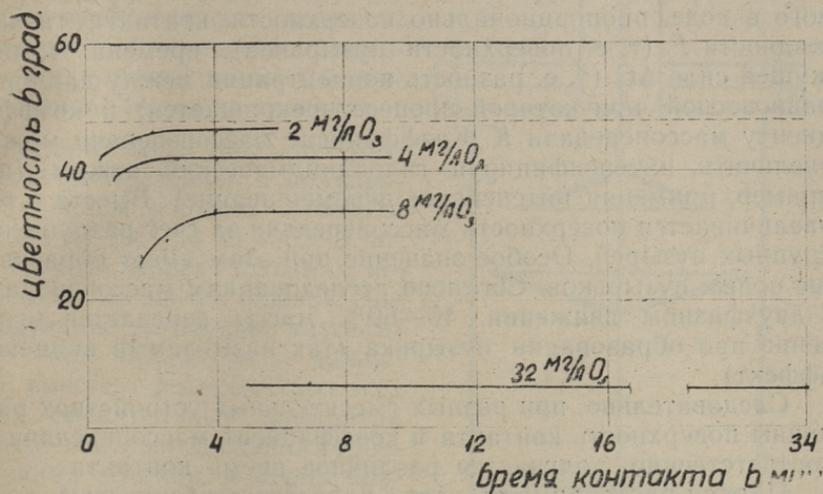
По швейцарским данным расход энергии такого смесителя составляет 30—45% от энергии, требуемой при смешении части потока воды в инжекторной установке.

Представляет интерес предложенный Л. Кульским [14] распылительный смеситель, где вода разбрызгивается в озono-воздушную смесь. Однако в литературе нет данных о расходе энергии для смешивания при использовании этого устройства.

Сравнение различных смесителей

Интенсивность процесса озонирования охарактеризуется часто необходимым временем контакта. Е. Шалашева [10] при озонировании волжской воды приходит к заключению, что контакт озона с водой в колонном аппарате должен продолжаться не менее 6 минут. В промышленных контактных ко-

лоннах время контакта колеблется от 5 до 11 минут [5, 9]. В то же время в промышленных инжекторных и механических смесителях контакт озона с водой менее продолжителен [6, 7, 8, 13].



Фиг. 8. Эффект обесцвечивания озном при разных временах контакта

Это вызвало необходимость изучать вопрос более подробно. Озонирование воды озера Юлемисте проводилось в лаборатории при интенсивном барботаже озона в воду. Время контакта изменялось в широких пределах, в зависимости от начальной концентрации озона в воздухе, доза же озона в каждой серии опытов сохранялась постоянной. Результаты опытов изображены на фиг. 8. Как видно, каждая доза вводимого озона снижает цветность воды почти на постоянное число градусов, независимо от времени контакта. Увеличение продолжительности процесса не улучшает результатов озонирования, наоборот, в некоторых сериях обнаружилось, что при больших концентрациях озона в воздухе и соответственно малом времени контакта эффект обесцвечивания озном получается лучше. Приведенные данные показывают, что химические реакции между озном и придающими цветность воде гуминовыми веществами протекают быстро. Разное время контакта, необходимое в разных смесительных устройствах, обусловлено, на наш взгляд, кинетикой растворения. Теоретический анализ привел нас к следующему выводу. Процесс растворения озона относится к широко изученным процессам мас-

сообмена. Он характеризуется общим уравнением массообмена:

$$G = K \cdot F \cdot \Delta C \cdot \tau$$

Согласно этому уравнению количество газа G , растворенного в воде, пропорционально поверхности контакта газа и жидкости F (т. е. поверхности пузырьков), времени τ , движущей силе ΔC (т. е. разность концентрации между данной и равновесной, при которой процесс прекращается) и коэффициенту массопередачи K . Коэффициент массопередачи можно увеличить, интенсифицируя гидродинамический режим (например, применяя интенсивное перемешивание). Вместе с тем увеличивается поверхность массопередачи за счет разрушения крупных пузырей. Особое значение при этом имеет образование новых пузырьков. Согласно исследованиям массопередачи в двухфазном движении, 40—60% массы передается мгновенно при образовании пузырька (так называемый концевой эффект).

Следовательно, при разных смесительных устройствах различны поверхность контакта и коэффициент массопередачи и, соответственно, получается различное время контакта.

Плохая растворимость озона является особенностью, с которой надо считаться при применении его в водоподготовке. (Коэффициент растворения озона, например, в 11 раз меньше чем у хлора). Согласно теории массообмена при растворении такого газа особенно важно интенсивно турбулизовать поток воды.

В колонных аппаратах большая поверхность контакта достигается мелким распылением озono-воздушной смеси в воде. Но так как количество газа по сравнению с количеством воды небольшое (в зависимости от дозы озона и концентрации озона в воздухе отношение газа и воды колеблется от 1 до 1/15), то скорость газа в колоннах небольшая. Поэтому при смешении озона и воды в колонных аппаратах нет турбулизации потоков и эти аппараты не работают по условиям массопередачи в наиболее эффективном пенном режиме.

В инжекторных смесителях помимо мелкой дисперсии образуется интенсивная зона смешения фаз, что обеспечивает высокую степень турбулизации потоков воды и газа в камере смешения. Массообмен между жидкостью и газом протекает весьма быстро. Но расход энергии в таком смесителе большой.

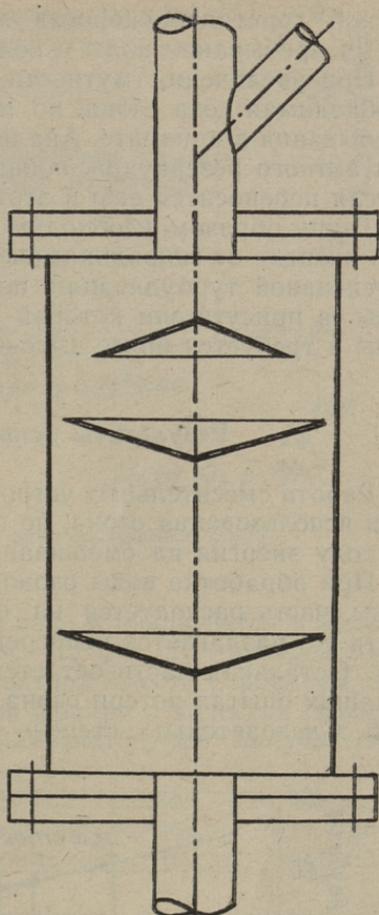
С учетом вышеприведенного мы пришли к выводу, что выбору смесительного аппарата следует обратить особое внимание. Для озонирования воды мы пытались создать смесительный аппарат простой конструкции и требующий малого расхода энергии на перемешивание. Созданный смесительный ап-

парат, так называемый фонарь, имеет цилиндрическую форму и снабжен конусообразными перфорированными тарелками (фиг. 9). В аппарате типа «фонарь» турбулентность воды создается распылением прямых потоков воды и озоно-воздушной смеси на тарелках.

Аппарат этого типа двух размеров исследовался в полупромышленных условиях в течение года с XI 1961 до XI 1962. В полупромышленных условиях исследовались кроме фонаря еще следующие смесители: эмульгатор типа инжектора и инжектор вместе с фонарем. При всех этих смесительных аппаратах имело место интенсивная турбулизация потоков, а время контакта озона и воды в смесительных аппаратах было меньше 3 секунд.

Результаты полупромышленных опытов подтвердили приведенные рассуждения. При очистке маломутных вод озонной реакцией обесцвечивания протекала почти мгновенно в смесителе, а в находящемся после смесителя контактном резервуаре цветность воды изменилась не более, чем на 1—2°, т. е. этот резервуар в процессе озонирования практически не участвовал. При этом глубина обесцвечивания зависела только от дозы озона (см. Сообщение II в наст. сборнике), а не от времени контакта. Время контакта в испытанных нами смесителях более чем в 100 раз меньше, чем в колоннах, где нет турбулизации потоков.

Роль контактного резервуара в случае озонирования маломутных вод сводится к тому, что в нем происходит разложение избыточного озона, т. к. поступающая в городскую сеть вода должна быть свободна от озона. Нами была определена скорость разложения озона в исследованной воде [3]. По полу-



Фиг. 9. Фонарь

ченной константе скорости можно рассчитать необходимое время пребывания воды в контактном резервуаре.

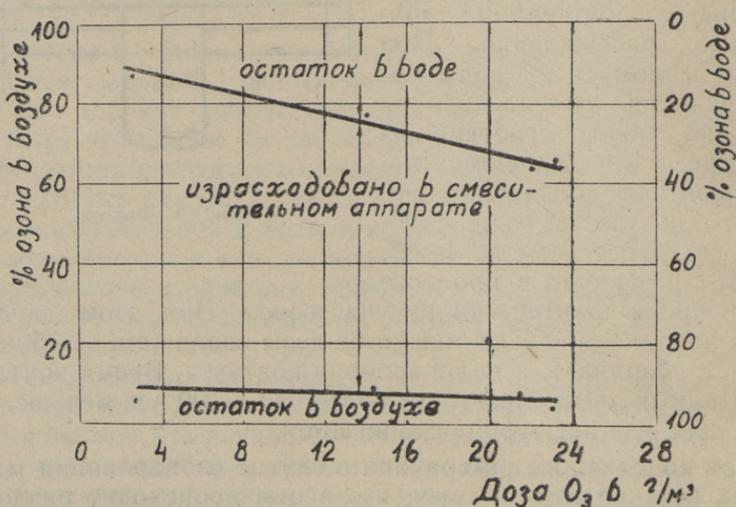
При увеличении мутности воды увеличивается не только необходимая доза озона, но и одновременно требуемое время пребывания в аппарате. Анализ проб, взятых в разных точках контактного резервуара, показал, что действие озона из смесителя переносится еще в этот резервуар.

Таким образом, необходимое время контакта зависит в первую очередь от гидродинамического режима в смесителе. При интенсивной турбулизации потоков имеет значение мутность воды, в присутствии которой реакции обесцвечивания замедлены и требуется более высокое время контакта.

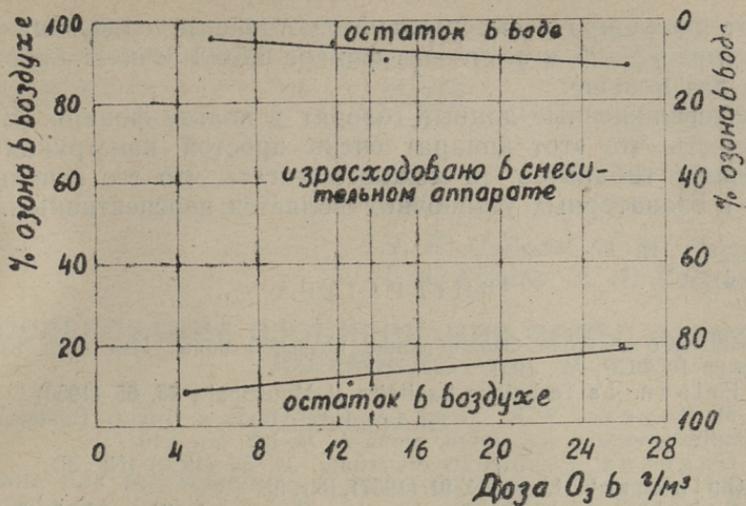
Результаты испытания смесителей

Работа смесительных устройств оценивается обычно по степени использования озона, по потере напора в смесителе и по расходу энергии на смешивание.

При обработке воды озоном часть озона улетучивается с газом, часть расходуется на окисление окисляемых веществ, часть же разлагается непосредственно, превращаясь в кислород. Остальная часть остается в воде в растворенном виде. В наших опытах потери озона в атмосферу колебались от 5 до 20%. Следовательно, степень использования озона, т. е. та



Фиг. 10. Баланс озона при использовании инжектора вместе с фонарем



11. Баланс озона при использовании фонаря

часть, которая растворяется в воде и разлагается в ходе озонирования, равнялась 80—95%. На фиг. 10 приведен баланс озона при использовании инжектора вместе с фонарем, а на фиг. 11 баланс при применении фонаря в качестве смесительного аппарата. Видим, что наилучший эффект получается при применении инжектора вместе с фонарем. Однако этот способ наиболее энергоемок. Поэтому мы считаем, что степень использования озона не характеризует полностью весь процесс. Мы взяли за основу другой показатель: расход энергии при снижении цвета на один градус.

Сумма расхода энергии в озонаторе на производство озона и расхода энергии в смесительной установке выражает общую энергию, затраченную в процессе озонирования (за исключением энергии, израсходованной на осушение воздуха). Удельный расход энергии, т. е. расход энергии при снижении цвета на один градус, наилучшим образом характеризует экономичность различных смесительных устройств. При одинаковой производительности нами были получены следующие удельные расходы:

инжектор-фонарь $15,5 \frac{\text{вт час}}{\text{м}^3 \text{ градус}}$
 фонарь 2,0—3,5

При использовании фонаря меньше не только расход энергии на перемешивание, но и расход энергии на производство озона.

Потеря напора в смесительном устройстве следующая: в инжекторе 12—25 м в. ст., а в фонаре 0,5—1 м в. ст., т. е. во много раз меньше.

Вышеизложенные данные говорят в пользу фонаря. Если еще учесть, что этот аппарат очень простой конструкции и небольших габаритов, то можно полагать, что его использование в озонаторных установках является перспективным.

ЛИТЕРАТУРА

1. В. Ф. Кожин. Озонирование питьевой воды. Изд. Мин. Комм. хоз-ва РСФСР, М., 1961.
2. U. Frison. *La Technique Sanitaire et Municipale*, 45, 65 (1950).
3. М. М. Раукас, Э. К. Сийрде, С. Р. Кюльм. Труды Таллинского Политехнического института, серия А, № 198, стр. 219.
4. A. Gagnaux. *Elektrizitätsverwertung*, 34, 58 (1959) [Nr. 3].
5. P. Guinvarch. *L'eau*, 44, 91 (1957), [Nr. 5].
6. H. Scheller. *Schweiz. Verein von Gas- und Wasserfachmännern Monatsbulletin*, 36, № 4, 74 (1956).
7. K. Berger. *Vom Wasser*, 1958, Bd 25, 82, Weinheim, 1959.
8. H. Gubelmann, H. Scheller. *Schweiz. Verein von Gas- und Wasserfachmännern Monatsbulletin*, 33, 53, 99, (1953).
9. E. J. Taylor, E. L. Dean. *Engineering News-Record*, 143, July 28, 32 (1949).
10. Е. Шалашева. *Жилищно-коммунальное хозяйство* 1960, № 5, 27.
11. Т. А. Дмитриева, Г. Т. Кудряшов, Ю. Б. Багоцкий. *Городское хозяйство Москвы*, 1962, № 8, 23.
12. Швейц. пат. 311985 (1956); РЖХ, 1958, 36724.
13. П. И. Смирнов. *Водоснабжение и санитарная техника*, 1961, № 6, 13.
14. Л. А. Кульский, М. А. Шевченко. *Технологические схемы озонирования питьевой воды*. В сб. «Охрана водоемов и методы очистки воды», Киев, АН УССР, 1962, 33.
15. *Справочник по разделению газовых смесей методом глубокого охлаждения*. Госхимиздат, М., 1963.
16. Ю. В. Карякин, И. И. Ангелов. *Чистые химические реактивы*. М., Госхимиздат, 1955.

УДК 628.163.542.943.5

*Э. К. Сийрде, М. М. Раукас,
 Л. А. Тепакс, Х. А. Лооритс*

ИССЛЕДОВАНИЕ ОЗОНИРОВАНИЯ ВОДЫ ОЗЕРА ЮЛЕМИСТЕ

(Сообщение II)

Озон, как применяемое в водоподготовке средство, оказывает влияние одновременно на бактериологические, химические, физические и органолептические свойства воды. Из реагентов, используемых в технологии очистки воды, озон является единственным, при использовании которого в воде не остается посторонних веществ. Остаточный озон разлагается в воде, обогащая ее кислородом.

При применении озона для очистки природных вод протекают одновременно бактериологические и химические процессы. Поэтому необходимая доза озона, зависящая от всех примесей встречающихся в воде, не может быть рассчитана, а должна быть определена опытом для каждой воды.

В настоящем исследовании изучалось влияние озона на воду озера Юлемисте, являющегося основным источником водоснабжения города Таллина. Опыты проводились в течение двух лет, что дало возможность учитывать изменения свойств воды в течение года.

Пределы изменения свойств исходной воды в период опытов приведены в таблице I.

Свойства исходной воды Таблица I

Показатели	
1. Температура воды, °С	1,3— 15,2
2. Цветность, град	22 — 50,5
3. Прозрачность (по кресту), см	35 — > 350
4. рН	8,1— 8,65
5. Щелочность, мгэкв/л	2,4— 3,7
6. Окисляемость (перманганатная), мг/л	10,4— 21,8
7. Коли-титр	< 4 — 250

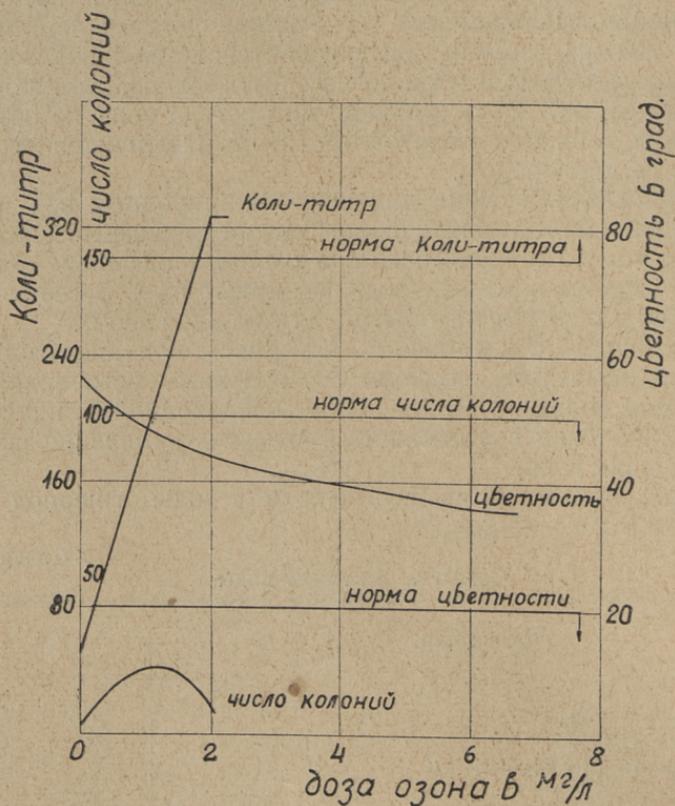
Первый этап опытов выполнялся в лабораторных условиях. Вторая, полупромышленная стадия опытов проводилась на полупромышленной установке, построенной на территории Таллинской водоочистительной станции, в течение года с ноября 1961 г. до ноября 1962 г.

Ниже рассматриваются результаты этих опытов с точки зрения улучшения качества воды озера Юлемисте, т. е. влияние озона на бактерии и цветность воды.

Бактерицидное действие озона

Влияние озона на бактерии исследовали посредством колититра и определением числа общих колоний бактерий.

Результаты лабораторных опытов приведены на фиг. 1. На этой фигуре дана зависимость между дозой вводимого озона

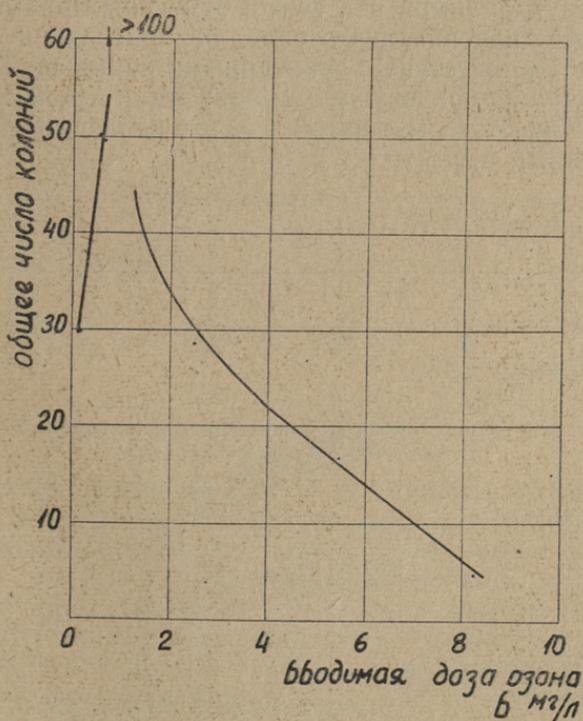


Фиг. 1. Зависимость цветности, числа общих колоний и коли-титра воды от дозы вводимого озона

и коли-титром, числом общих колоний бактерий и цветностью озонированной воды. В период этих лабораторных опытов вода была маломутной (прозрачность по кресту выше 350 см) с начальной цветностью 55°. Выяснилось, что коли-титр озонированной воды возрос пропорционально с примененной дозой озона и при дозе озона 2 мг/л коли-титр был выше 333, то есть вода соответствовала санитарным нормам.

Приведенные данные показывают, что для воды озера Юлемисте достижение цветности 20° потребует значительно больших доз озона, чем это необходимо для получения бактериологически доброкачественной воды.

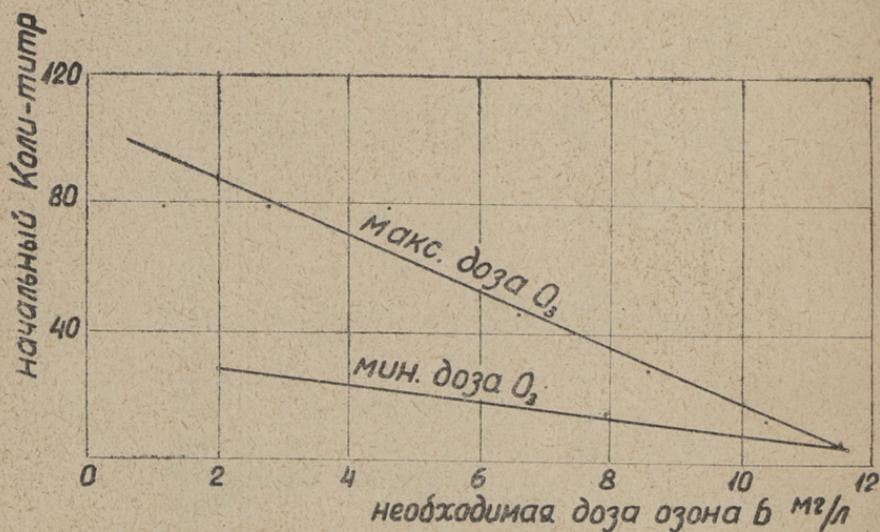
При исследовании влияния дозы вводимого озона на число общих колоний бактерий выяснилось, что маленькие дозы озона — менее 1 мг/л создают благоприятные условия для бактерий, в результате чего число колоний возрастает. Однако в наших условиях доза более 1 мг/л и уже определенно доза в 2 мг/л действует уничтожающе на всякое количество общих колоний бактерий. Подобные результаты были полу-



Фиг. 2. Зависимость числа общих колоний бактерий от дозы вводимого озона

чены как в лабораторных, так и в полупромышленных условиях. Зависимость числа общих колоний бактерий от дозы озона при опытах на полупроизводственной установке, дана на фиг. 2. Исследованием показано, что при маленьких дозах озона оживились главным образом бактерии группы *Bacillus subtilis*.

В период полупроизводственных опытов бактериологические исследования проводились для большинства проб воды. При этом коли-титр исходной воды колебался в широких пределах: от 4 до 250, а прозрачность воды от 35 до 350 см (по кресту). При рассмотрении данных полупроизводственного испытания по коли-титру оказалось, что для их обобщения результаты опытов следует разделить на две группы. В одну группу сводятся данные опытов, произведенных зимой, когда вода была маломутной. Другую группу составляют данные летних опытов, когда озонированная вода была мутной, с большим содержанием взвешенных веществ, главным образом сине-зеленых водорослей. В зависимости от этого потребная доза озона, при одинаковом коли-титре исходной воды, была летом больше, чем зимой. На фиг. 3 отмечены минимальные и максимальные значения доз озона для приведения воды по коли-титру в соответствие с санитарными нормами. Таким образом, бактерицидная доза озона зависит от свойств воды, в первую очередь от ее мутности, т. е. от количества и характера взвешенных веществ.



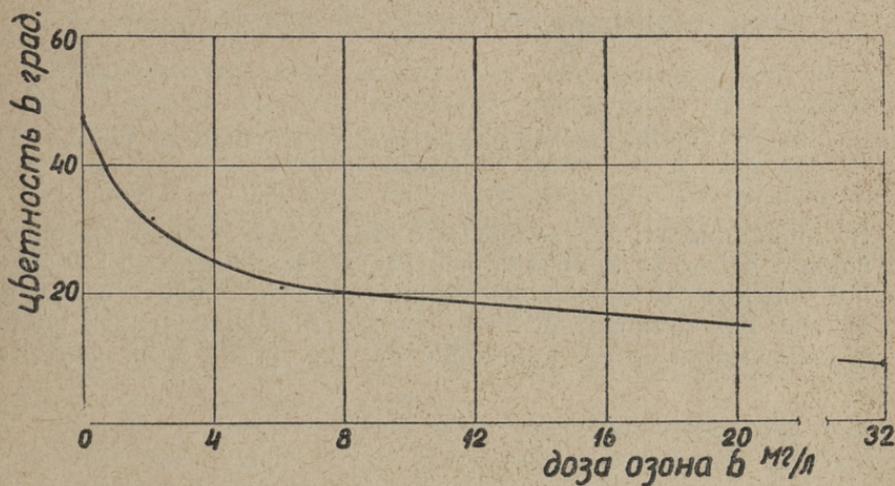
Фиг. 3. Доза озона для приведения воды по коли-титру в соответствие с санитарными нормами

Влияние озона на цветность воды

Влияние озона на цветность воды изучалось определением дозы озона для доведения цветности обрабатываемой сырой воды до требуемой. Особо рассматривалось влияние озона при различной мутности, температуре и pH воды.

По литературным данным необходимая доза озона для обесцвечивания воды колеблется в широких пределах в зависимости от свойств сырой воды. Например, для волжской воды (при исходной цветности 43°) стандартная цветность 20° достигается введением озона в количестве $1-1,5 \text{ г/м}^3$ [1], а для высокоцветной днепровской воды требуется $18-20 \text{ г/м}^3$ [2] озона.

Наши опыты с водой озера Юлемисте показали, что для достижения цветности 20° необходимая доза озона зависит как от цветности исходной воды, так и от ее мутности.



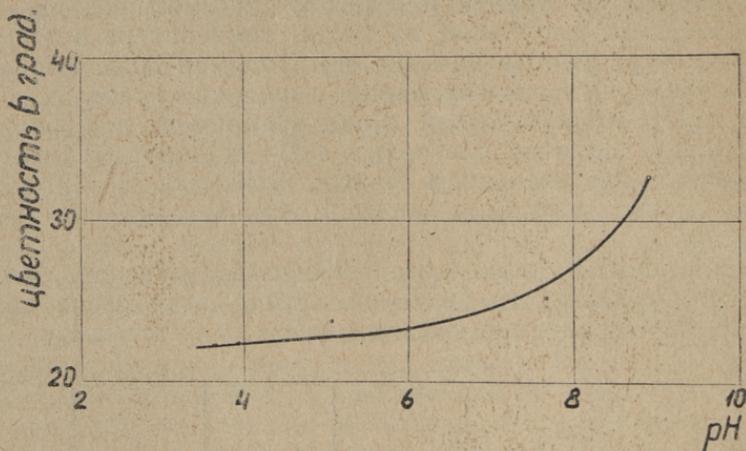
Фиг. 4. Цветность озонированной в лабораторных условиях воды в зависимости от дозы озона

Для иллюстрации на фиг. 4 приводится цветность озонированной воды в зависимости от дозы введенного озона по лабораторным опытам для одной пробы воды озера Юлемисте. (На лабораторной установке степень использования озона колебалась от 50 до 60%). Приведенные данные показывают, что соединения, придающие цветность воде озера Юлемисте, окисляются с трудом и требуются значительные количества озона (до 8 г/м^3) для достижения нормативной цветности.

В лабораторных условиях эффект обесцвечивания озонном определялся также при разных температурах и pH воды.

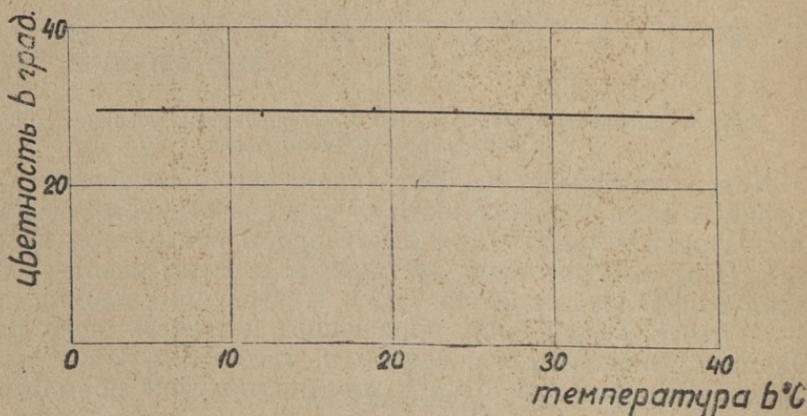
Влияние pH на эффект обесцвечивания озоном

По данным Л. Кульского [2] относительное снижение цветности при озонировании возрастает с повышением pH воды.



Фиг. 5. Эффект обесцвечивания озоном при разных значениях pH воды

В наших опытах, поставленных с этой целью, к пробе озерной воды с $pH=8,74$ прибавлялись разные количества 0,1 n -серной кислоты, а затем вода обрабатывалась с дозой озона в $8,3 \text{ г/м}^3$ при температуре 15°C . Цветность озонированной воды в зависимости от pH приведена на фиг. 5. Из этой фигуры



Фиг. 6. Эффект обесцвечивания озоном при разных температурах озонирования

видно, что в наших опытах, в отличие от данных Л. Кульского, эффект обесцвечивания озоном при низких значениях pH выше, чем при высоких.

Влияние температуры на эффект обесцвечивания озоном

О влиянии температуры Л. Кульский [2] утверждает, что с понижением температуры от 40° до 5° повышается обесцвечивание воды озоном. При этих опытах определялась не доза озона, а время пропускания озono-воздушной смеси через слой воды. В наших опытах проба озерной воды озонировалась с дозой озона в 8 мг/л при разных температурах. Результаты опытов приведены на фигуре 6. По нашим данным температура на процесс обесцвечивания воды озера Юлемисте заметного влияния не оказывает.

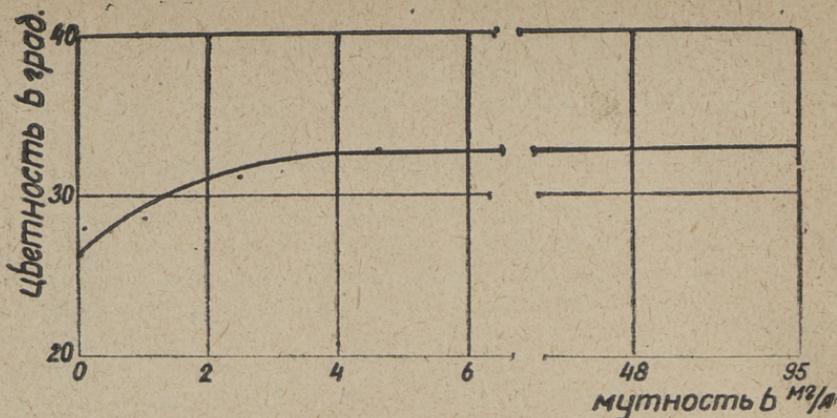
Влияние мутности на эффект обесцвечивания озоном

Общеизвестна точка зрения, что при озонировании воды озон, в первую очередь, действует разлагающе на твердый материал, находящийся в воде. Однако, Л. Кульский [2] утверждает, что повышение мутности воды с 10 до 100 мг/л за счет каолина и грунтовых частиц не ухудшает обесцвечивания воды и не увеличивает расход озона. Это утверждение однако противоречит результатам, полученным на Московской водоочистительной станции [1], согласно которым доза озона, необходимая для обесцвечивания мутной воды во время половодья, увеличивается в два раза.

Этот вопрос исследовался нами как в лабораторных, так и в полупромышленных условиях.

В лабораторных условиях для получения мутностей различной концентрации к воде добавляли выловленные из озера при помощи биологического фильтра взвешенные вещества, а в случае больших концентраций взятый из озера ил. Чистой считали озерную воду (мутность 0 мг/л), которую до озонирования фильтровали через песочный фильтр высотой в 20 см .

Доза вводимого озона при озонировании составляла $8,3 \text{ мг/л}$. Данные опытов представлены на фигуре 7. Из приведенных данных выясняется, что с увеличением содержания в воде взвешенных веществ, влияние озона на цветность воды уменьшается. Это особенно заметно в случае опытов с меньшими мутностями, где взвешенные вещества имели исключительно органический характер. При больших мутностях, которые в основном состояли из веществ неорганического характера, понижение влияния озона на цветность воды с возрастом концентрации не отмечалось. *Приведенные данные



Фиг. 7. Эффект обесцвечивания озоном при разных мутностях воды

показывают, что в особенности взвешенные вещества органического характера неблагоприятно влияют при обесцвечивании воды озоном.

Полученные в лабораторных условиях данные полностью подтвердились полупромышленными опытами.

Обработка результатов полупромышленных опытов показала, что каждая доза вводимого озона снижает цвет воды почти на постоянное число градусов, независимо от примененного нами смесительного устройства.

Цветность озонированной воды при поступлении в контактный резервуар (после смесительного устройства) прямолинейно зависит от дозы озона

$$C_{\text{оз}} = C_{\text{н}} - A D_{\text{оз}}$$

$C_{\text{оз}}$ — цветность озонированной воды при поступлении в контактный резервуар в градусах,

$C_{\text{н}}$ — начальная цветность воды, в градусах,

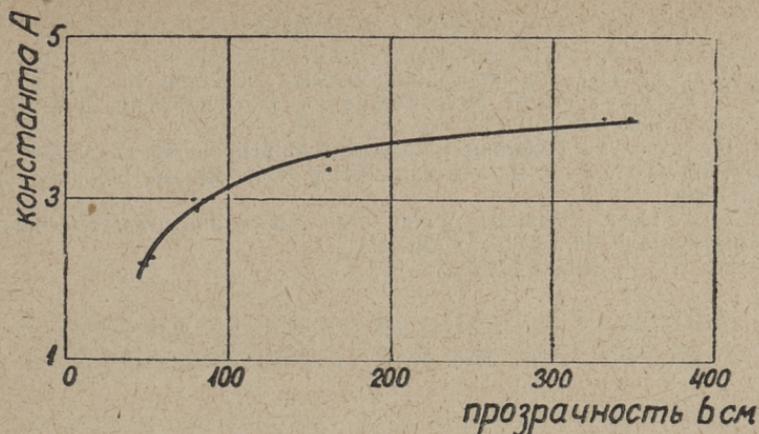
$D_{\text{оз}}$ — доза озона, в мг/л воды.

A — постоянная, зависящая от физических свойств воды, в наших опытах в основном от ее мутности.

Можно полагать, что аналогичная зависимость имеет место при всех смесительных устройствах, обеспечивающих полное перемешивание воды и газа.

При озонировании маломутной воды (прозрачность более 350 см по кресту) $A=4$ при всех скоростях потоков. Так, например, при начальной цветности 36° и дозе озона 4 мг/л при поступлении в контактный резервуар вода соответствовала требованиям норм.

При увеличении мутности воды необходимая доза озона увеличивается, т. е. константа A в предыдущей формуле



Фиг. 8. Зависимость константы А от прозрачности воды.

уменьшается. Была определена зависимость А от мутности воды, которая приводится на фиг. 8. При мутности по кресту 43 см значение константы А равняется 2, т. е. необходимая доза озона увеличивается вдвое по сравнению с маломутной водой (при одинаковой начальной цветности).

Таким образом, достижение требуемой степени чистоты воды при озонировании зависит не только от дозы вводимого озона, но в большей мере зависит также от мутности сырой воды. Это вызывает необходимость производить основательную очистку подлежащей озонированию сырой воды от взвешенных веществ, в первую очередь от фитопланктона.

Аннотация

Изучены условия очистки воды озера Юлемисте озоном как в лабораторных, так и в полупромышленных условиях.

Определена необходимая доза озона для обеззараживания воды при различных свойствах исходной воды.

Определен эффект обесцвечивания воды озоном при различных температурах, рН и мутностях воды. Необходимая доза озона в условиях озера Юлемисте зависит, в первую очередь, от мутности воды.

Интенсивное перемешивание потоков воды и газа обеспечивает хороший массообмен при очистке воды и позволяет сократить время контакта до минимального.

Созданный нами смесительный аппарат-фонарь — обеспечивает хороший контакт озона и воды и имеет небольшой расход энергии на перемешивание.

ЛИТЕРАТУРА

1. Е. Шалашева. Жилищно-коммунальное хозяйство, **10**, № 5, 27 (1960).
2. Л. А. Кульский, М. А. Шевченко. Водоснабжение и санитарная техника, 1960, № 3, 10.
3. M. Frison. La Technique Sanitaire et Municipale, **45**, 65 (1950).
4. E. J. Taylor, E. L. Bean. Engineering News Record, 143, July 28, 32—36 (1949).
5. H. Scheller. Schweiz. Verein von Gas- und Wasserfachmännern Monatsbulletin, **36**, 73 (1956) (Nr. 4).

Л. Л. Пааль, А. М. Айтсам

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ РЕЖИМОВ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ МАЛЫХ ГОРОДОВ

Интенсивное жилищное строительство и быстрые темпы развития нашей промышленности обуславливают реконструкцию существующих инженерных сетей и сооружение новых. Проблема реконструкции водопроводных сетей стала в последние годы особенно актуальной для многих городов нашей республики (Тарту, Кохтла-Ярве, Нарва, Пярну и пр.). Для правильного и экономического разрешения вопросов реконструкции и расширения системы водоснабжения городов необходимо провести обширное исследование существующего положения системы, в том числе исследование режима водопотребления, режима работы насосных станций, распределения расходов в сети и пр.

В настоящей работе рассматриваются вопросы эксплуатации водопроводных сетей и сооружений на них и приводится методика определения нормальных эксплуатационных режимов сети при постоянно растущем водопотреблении. Все выводы получены на основании обобщения результатов исследований рабочих режимов водопроводных сетей городов Эстонской ССР — Тарту и Кохтла-Ярве.

Водоснабжение наших малых городов состоит обычно из источника водоснабжения в виде артезианских колодцев, оборудованных насосами первого подъема, из насосной станции второго подъема с регулирующим объемом, магистральных трубопроводов, распределительной сети и водонапорной башни. Постоянно растущее водопотребление городов обычно покрывается включением в сеть новых водоисточников (обычно артезианских колодцев), и лишь после этого реконструируют остальные элементы системы (регулирующие объемы, магистральные трубопроводы, насосные станции и т. д.). Однако именно эти элементы могут стать лимитирующими нормальное покрытие водопотребления. Ясно, что своевременное выявление и реконструкция элементов, лимитирующих нормальное водопотребление, является чрезвычайно важным.

Правильная эксплуатация и нормальное развитие систем водоснабжения городов должна базироваться на анализе их рабочих режимов.

Однако одними лишь расчетами нельзя охарактеризовать истинных рабочих режимов существующей водопроводной системы, но составлению проекта реконструкции должно всегда предшествовать всестороннее полевое обследование существующей системы и ее рабочих режимов. В комплексе исследований следует включить анализ роста режимов водопотребления, рабочих режимов насосных станций и регулирующих объемов, напорных режимов потребителей и пр.

Анализ системы водоснабжения следует начать с первой и основной характеристики системы — с роста водопотребления, определяющего запасы пропускной способности системы и сроки ее реконструкции.

Анализ роста водопотребления некоторых городов показал, что оценка роста водопотребления только на основании действующих норм водопотребления недостоверна, так как последние не отражают истинных местных условий. Для достоверной оценки роста водопотребления следует построить на основании статистических данных кривую роста водопотребления по годам и экстраполяцией кривой установить рост водопотребления. Полученную кривую роста водопотребления следует сравнить с кривой, составленной на основании действительных норм водопотреблений, выяснить причины расхождения и при необходимости внести исправления. Для более точной оценки роста водопотребления целесообразно было бы провести описанный анализ отдельно по видам потребителей, так как этим удастся более правильно охватить влияние относительных темпов роста отдельных видов потребителей на суммарный рост водопотребления. Примером отличия роста водопотребления, определяемого по нормам, от действительного можно привести рост водопотребления населением города Тарту. Рост водопотребления, определяемый по нормам, гораздо больше, чем действительный. Причиной расхождения расчетных и действительных данных является наверняка сложность оценки степени благоустройства города и недостаток воды.

Аналогичный пример можно привести также и для гор. Таллина.

Для приближенного определения роста водопотребления населением можно пользоваться степенной зависимостью, доказанной для многих городов, в виде

$$W = \frac{N^a}{E}$$

где W — водопотребление в год [м^3], N — число жителей города, E и a — постоянные.

Для Таллина численные значения постоянных получились равными: $a=1,38$ и $E=2,88$. При этом следует отметить, что значения постоянной $a > 1$ указывают, что норма водопотребления увеличивается из года в год, т. е. улучшаются санитарно-гигиенические условия жизни населения в городе.

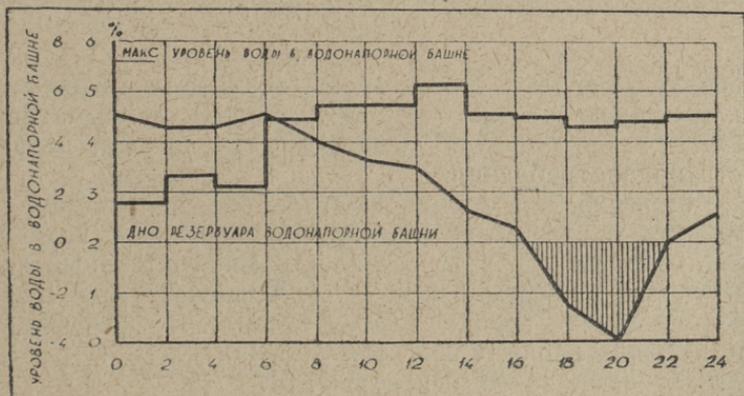
По росту водопотребления, определенному предыдущим методом, можно оценить требуемую производительность водисточников, своевременно оборудовать новые артскважины и включить их в водопроводную сеть.

Второй характеристикой работы системы водоснабжения является режим водопотребления, который обычно представляется в виде суточного графика водопотребления.

На основании графика суточного водопотребления следует проверять соответствие имеющегося для покрытия неравномерности водопотребления регулирующего объема потребному и при несоответствии определить нужный прирост. На основании графика суточного водопотребления следует также проверить соответствие параметров насосов второго подъема с потребным.

Как показал проведенный нами анализ режимов работы водопроводной сети гг. Тарту и Кохтла-Ярве, действительные суточные графики водопотребления часто не соответствуют типовым графикам, опубликованным в литературе.

Поэтому при определении нормальных режимов эксплуатации системы водоснабжения, а также при его реконструкции необходимо исходить из действительных графиков суточного водопотребления. Исходными данными для определения

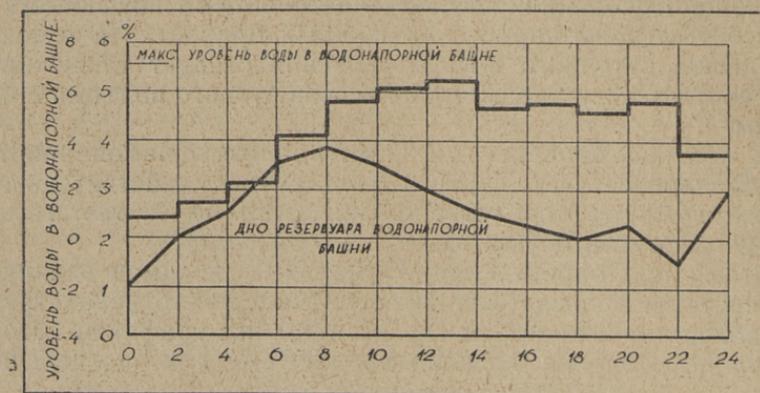


Фиг. 1

суточного графика водопотребления являются: показания расходомера и манометров насосной станции второго подъема и отсчеты уровней воды в водонапорной башне. Вспомогательным материалом являются характеристики насосов насосной станции.

На фиг. 1 приведен в качестве примера определенный нами график суточного водопотреблений города Тарту в рабочие дни. Из фигуры видно, что в рабочие дни суточному изменению водопотребления города Тарту характерно — один максимум потребления и почти равномерное потребление во второй половине дня.

Причиной вечернего равномерного водопотребления является недостаточный регулирующий объем водонапорной башни. Аналогичный график для выходных дней приведен на фиг. 2.



Фиг. 2

Особенно отчетливо показывают возможное отличие истинных графиков суточного водопотребления от нормативных полученные нами значения коэффициентов часовой неравномерности водопотребления.

Так, например, для города Кохтла-Ярве по нормам следует принять коэффициент часовой неравномерности водопотребления равным 1,5, в то время как действительный коэффициент лежит в пределах 1,06—1,17. А также анализ работы водопроводной сети города Тарту доказал, что коэффициент часовой неравномерности как для рабочих дней, так и для выходных — одинаковый и равный 1,24.

Полученные сравнительно низкие коэффициенты часовой неравномерности, приближающиеся к соответствующим коэф-

фициентам больших городов, указывают на большое ночное водопотребление. Причиной больших ночных потерь может быть в некоторой мере водопотребление промышленности (в городе Тарту водопотребление промышленности составляет до 35% от общего водопотребления), но основной причиной являются все-таки значительные потери воды во внутримышечных водопроводных сетях.

Третьей характеристикой работы системы водоснабжения является рабочий режим насосной станции второго подъема. Для обеспечения нормальных рабочих режимов насосной станции второго подъема следует по крайней мере два раза в год определять рабочие характеристики насосов и проверять их соответствие заводским характеристикам.

Рабочие характеристики насосов вполне возможно определить силами самого персонала насосной станции, применяя существующие водомеры для замера количества, т. е. расхода воды и вакуумметры и манометры для измерения полного напора насоса. При этом особое внимание следует обратить на проверку высоты всасывания.

Насосы насосной станции второго подъема часто работают при недопустимых высотах всасывания в условиях кавитации. Так, например, при исследовании рабочих режимов насосов насосной станции второго подъема города Тарту выяснилось, что вакуум во всасывающих трубопроводах насосов превышает допустимый до 5 раз (насос 4НДв, $n = 2900$ об/мин. $H_{\text{вак}}^{\text{доп}} = 1,3$ м; действительный вакуум 6 м). Вследствие этого лопатки рабочих колес насосов разрушаются в течение нескольких месяцев. Причиной преувеличения допустимых вакуумметрических высот всасывания насосов в Тарту являются в некоторой степени несознательность обслуживающего персонала и большие темпы роста водопотребления, увеличивающие проектное почти в 1,5 раза.

Четвертой характеристикой системы водоснабжения является напорный режим сети.

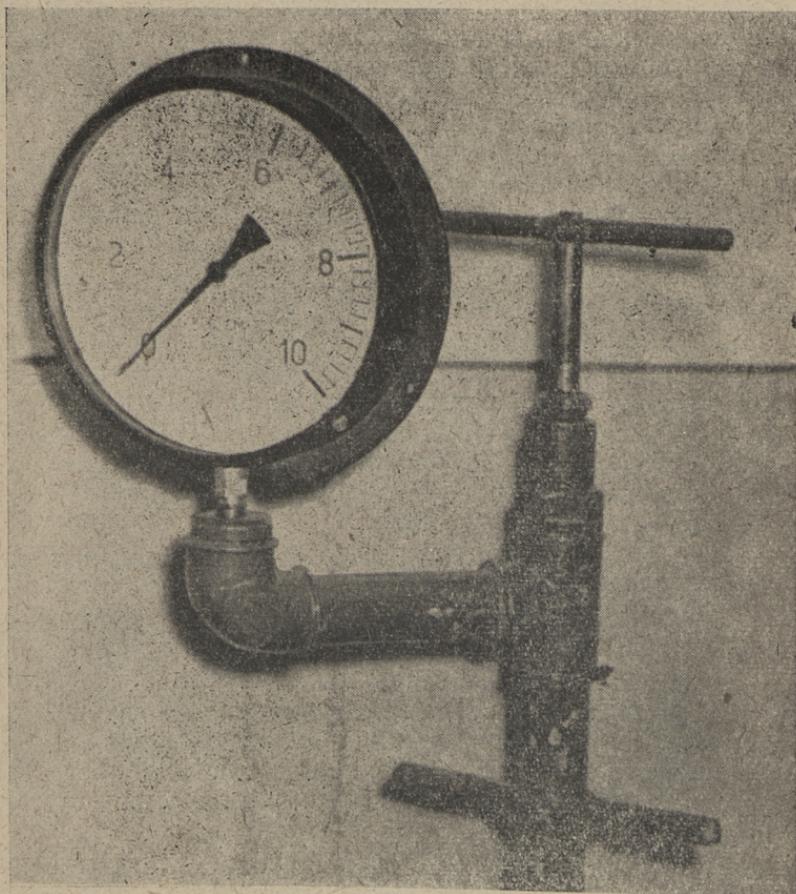
На основе данных исследования напорного режима сети возможно определить действительное распределение расходов и лимитирующее водопотребление элемента сети. Для этого следует на основании данных измерения напорного режима построить карты пьезометрических давлений и свободного напора с нанесением изопьез. Эти карты следовало бы построить отдельно для часов максимального и минимального водопотребления.

На карте пьезометрических давлений определяются перегруженные участки сети, закрытые или неисправные задвижки, утечки и тому подобные неисправности сети. По карте пьезо-

метрических давлений для часов минимального водопотребления следует определить транзитные расходы в магистральных трубопроводах сети.

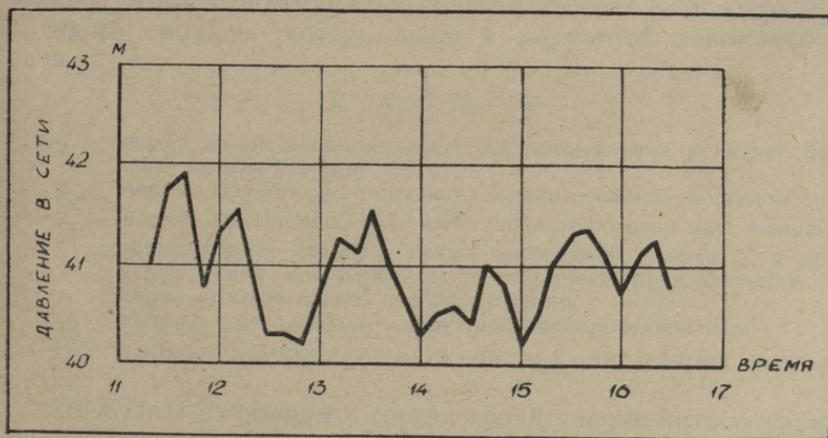
По карте свободных напоров определяются районы недостаточного свободного напора. Сравнение карт свободных напоров по годам позволяет определить темпы уменьшения свободных напоров.

В 1960—1963 годы нами было проведено исследование напорного режима водопроводных сетей двух городов ЭССР — Тарту и Кохтла-Ярве. При наших исследованиях мы измеряли давление в сети на противопожарных гидрантах при помощи специальных оборудованных манометрами стендеров (фиг. 3).



Фиг. 3

Как выяснилось, для составления карт напорного режима вполне достаточно измерить давление в более характерных точках водопроводной сети: в узлах, в местах изменения диаметра трубопроводов и т. д. Измерение давления в сети проводилось по определенному порядку, так как для одновременного измерения давлений во всех выбранных точках требовались бы многочисленные стендеры и наблюдатели. Время между измерениями на соседних двух гидрантах осталось в пределах от 5 до 15 минут. Период съемки давлений в сети был выбран по суточным графикам водопотребления так, чтобы водопотребление города во время измерений было бы постоянным. При постоянном водопотреблении города можно предположить постоянство распределения расходов, а следовательно, и постоянство давлений в сети. Для проверки последнего предположения были во время съемки давлений установлены на водопроводной сети на нескольких точках контрольные стендеры, отсчеты которых делались через каждые 10 минут. Контрольные стендеры были расположены в узловых точках магистральных трубопроводов и в самых дальних точках сети. График изменения давлений на одной из контрольных точек во время съемки приведен на фиг. 4. Из фигуры видно, что колебания давлений в контрольной точке остались в пределах $\pm 1,0$ м.

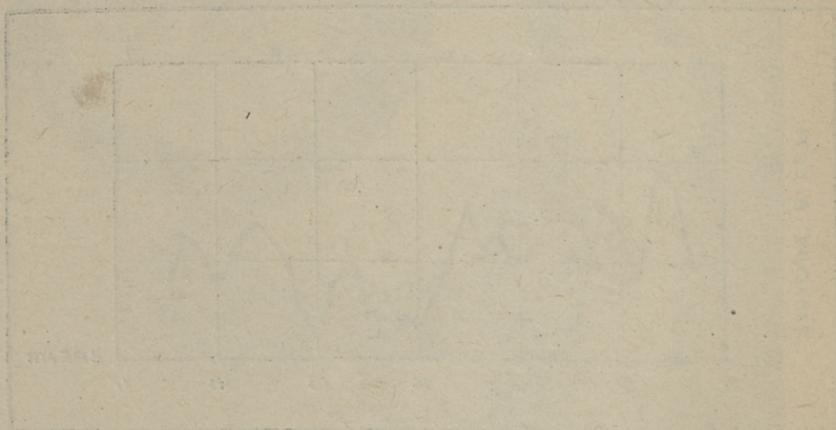


Фиг. 4

Измерение давления на гидранте проводилось следующим образом. Установили стендер на гидрант, открыли задвижку гидранта и ждали до тех пор, когда стендер был полностью заполнен водой, после чего сделали отсчет по манометру. Для

выпуска воздуха из стендера был установлен на стендер кран у самого манометра.

Проведя вышеописанными методами исследование и анализ рабочих режимов как отдельных элементов системы водоснабжения, так и всей системы в целом можно своевременно определить элементы системы, которые являются или могут через определенный срок стать лимитирующими в этом обеспечить непрерывную нормальную работу системы.



Л. А. Тенакс, А. М. Айтсам

ХОЗЯЙСТВЕННО-ПИТЬЕВЫЕ НОРМЫ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ ГОРОДА ТАЛЛИНА

При составлении проектного задания реконструкции водоснабжения гор. Таллина необходимо было изучить фактическую потребность воды города.

На основе обработки статистических данных городского треста водоснабжения и канализации разработаны нижеследующие нормы.

За основу норм хозяйственно-питьевого водопотребления принята структура норм водопотребления нового СНиП-а. По СНиП норма хозяйственно-питьевого водопотребления включает водопотребление населения как в жилом доме, так и вне жилого дома, в коммунальных учреждениях и предприятиях, а также «норму» потерь воды в наружной водопроводной сети, т. е.

$$q = q_{\text{ж}} + q_{\text{к}} + q_{\text{п}}$$

де: q — норма хозяйственно-питьевого водопотребления в литрах на одного жителя в сутки;

$q_{\text{ж}}$ — норма хозяйственно-питьевого водопотребления в жилом доме;

$q_{\text{к}}$ — норма хозяйственно-питьевого водопотребления вне жилища (в общественных зданиях; культурно-бытовых, лечебных и других учреждениях, коммунальных и торговых предприятиях), т. е. норма коммунального водопотребления;

$q_{\text{п}}$ — «норма» потерь воды в наружной водопроводной сети.

Все нормы выражаются в литрах на одного жителя в сутки.

По СНиП входящая в состав хозяйственно-питьевого водопотребления норма водопотребления в жилом доме должна содержать как норму полезного водопотребления, так и норму бесполезных потерь в соответствии с существующим эксплуатационным состоянием санитарного оборудования жилых домов.

Вышеперечисленные компоненты хозяйственно-питьевого водопотребления определены отдельно для районов со всеми приведенными в СНиП степенями благоустройства.

Для определения норм хозяйственно-питьевого водопотребления в жилом доме были выбраны из каждой группы благоустройства жилых домов 30—35 домов с одинаковой степенью благоустройства во всех квартирах (напр. число ванн жилого дома совпадает с числом квартир). Выбор жилых домов был произведен на основе статистических данных переписи санитарного оборудования жилых домов города, проведенной в 1961 году Таллинским жилищным управлением.

Выбранные жилые дома проверены на месте, в результате чего были исключены из рассмотрения все дома с несколькими видами водопотребителей — население и коммунальные или промышленные предприятия. Причиной исключения была невозможность раздельного измерения водопотребления отдельных водопотребителей, так как все дома оборудованы лишь одним водомером. Из дальнейшего рассмотрения исключили также жилые дома в районах резкого дефицита свободного напора и дома с санитарными приборами в аварийном состоянии.

Норма хозяйственно-питьевого водопотребления в жилом доме была определена для каждой основной группы благоустройства районов как средне-взвешенное на одного жителя водопотребление за 1961 год всех исследуемых жилых домов данной группы; т. е.

$$q_{ж} = \frac{\sum_{k=1}^k Q_k}{\sum_{k=1}^k m_k} \cdot n_k$$

где: $q_{ж}$ — норма хозяйственно-питьевого водопотребления в жилище данной группы;

Q_k — годовое водопотребление по данным одного дома;

n_k — число дней в годичном периоде водопотребления рассматриваемого жилого дома;

m_k — число жителей в доме;

k — число жилых домов.

Вышеизложенным методом определены нормы хозяйственно-питьевого водопотребления в жилом доме для районов со следующими степенями благоустройства жилой застройки:

- внутренний водопровод и канализация без ванн;
- водопровод, канализация, ванны с водонагревателями на твердом топливе;
- то же, с газовыми водонагревателями;
- водопровод, канализация и система горячего централизованного водоснабжения на базе центрального отопления (горячая вода 1 раз в неделю);

— то же, горячее централизованное водоснабжение на базе термофикации.

Для районов с другими приведенными в СНиП степенями благоустройства жилой застройки нормы водопотребления не определялись по следующим причинам. Районы с жилой застройкой без внутреннего водопровода и канализации (водоснабжение через водоразборные колонки) не характерны для г. Таллина (1961 г. их доля в водопотреблении — 1%) и поэтому исключены из рассмотрения. Водопотребление в жилых зданиях, оборудованных водопроводом, канализацией и газопроводом по СНиП мало отличается от водопотребления жилых зданий со второй степенью благоустройства и поэтому водопотребление таких зданий отдельно не исследовано.

Определенные нами нормы хозяйственно-питьевого водопотребления в жилом доме, их средне-квадратичные отклонения и средне-квадратичные отклонения рядов, употребленных для их определения, приведены в таблице 1. В той же таблице приведены для сравнения действующие по СНиП соответствующие нормы.

Из таблицы видно, что ряды, использованные для определения нормы водопотребления, качественно равноценны, так как их средние квадратичные отклонения почти одинаковые.

Из таблицы также видно, что норма хозяйственно-питьевого водопотребления в жилых домах с системой централизованного горячего водоснабжения на базе центрального отопления практически совпадает с нормой водопотребления в жилых домах с газовыми ванными водонагревателями. Поэтому обе группы благоустройства жилищ включены в одну V группу.

Сопоставляя определенные нами нормы водопотребления с нормами, действующими по СНиП, видно, что полученные нормы больше на 10—15 литров.

Пределы изменения нормы хозяйственно-питьевого водопотребления в жилом доме (таблица 1) определены (за исключением VI группы благоустройства жилых домов) по формуле:

$$q' = q_{ж} \pm \frac{\Delta q_{ж}}{2},$$

где:

$\Delta q_{ж}$ — интервал нормы водопотребления в жилом доме по СНиП.

$q_{ж}$ — округленная с точностью до 5 литров норма водопотребления

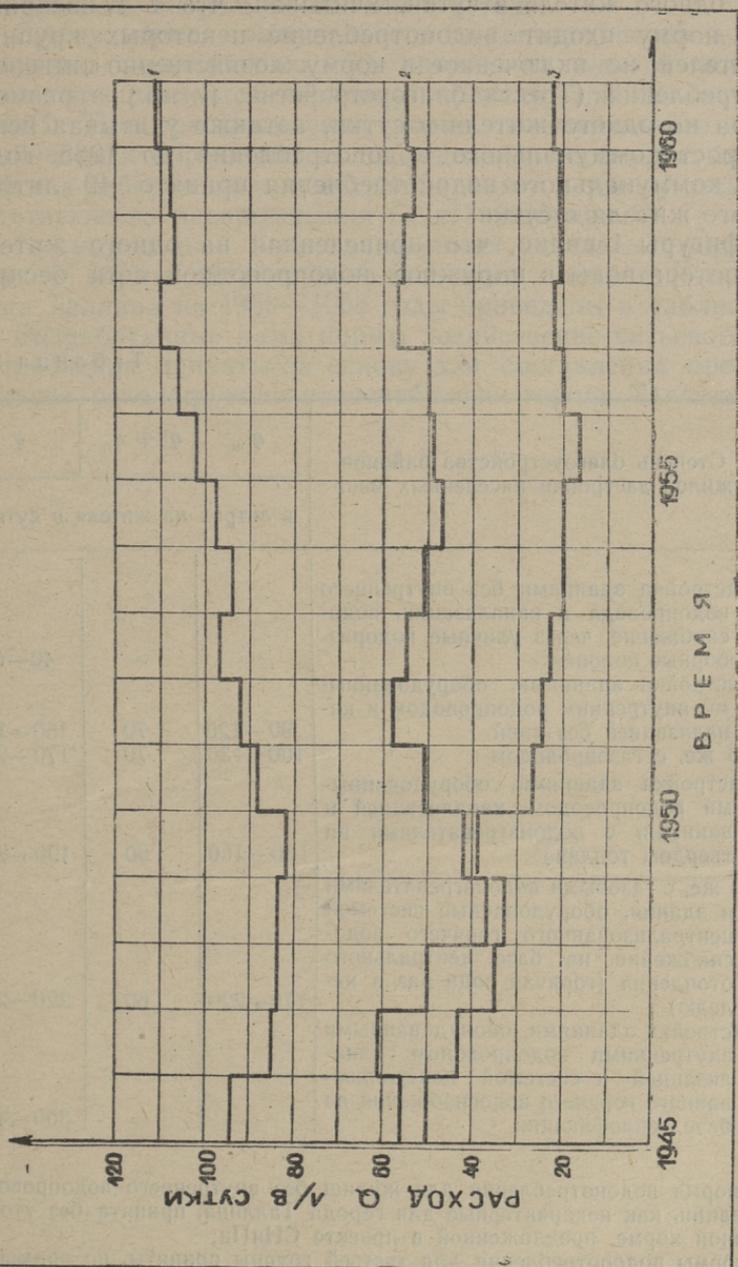
Пределы изменения нормы хозяйственно-питьевого водопотребления в жилом доме для VI группы благоустройства зданий приняты равными в пределах, приведенных в СНиП, как более высокими.

Для определения доли нормы хозяйственно-питьевого водопотребления, употребляемой в коммунальных учреждениях и предприятиях, рассмотрим рост коммунального водопотребления города.

На фиг. 1 приведено изменение по годам приведенного на одного жителя города коммунальное водопотребление и потери воды в наружной водопроводной сети. Из фигуры видно, что за последние 7—8 лет норма коммунального водопотреб-

Таблица 1

№ п/п.	Степень благоустройства районов жилой застройки населенных мест	$q_{ж}$ по СНиП	$q_{ж}$	Среднеквадратичные отклонения		Пределы изменения нормы
				нормы $\sigma_{ж}$	ряды σ	
в дитрах на жителя в сутки						
1	2	3	4	5	6	7
I	Застройки зданиями без внутреннего водопровода и канализации, водоснабжение через уличные водоразборные колонки.	40—60	—	—	—	—
II	Застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией без ванн	80—110	107	± 7	± 33	90—120
III	То же, с газопроводом	100—125	—	—	—	—
IV	Застройка зданиями, оборудованными водопроводом, канализацией и ванными с водонагревателями на твердом топливе	110—150	143	± 10	± 43	130—160
Va	То же, с газовыми водонагревателями	150—200	190	± 12	± 52	170—220
Vb	Застройка зданиями, оборудованными водопроводом, канализацией и системами централизованного горячего водоснабжения на базе центрального водоснабжения (горячая вода раз в неделю)	—	194	± 10	± 10	170—220
IV	То же, горячее водоснабжение на базе термификации	250—400	265	± 17	± 45	250—400



Фиг. 1. Рост «нормы» коммунального водопотребления и потерь в наружной водопроводной сети за период 1946—1961 годы:

1 — норма коммунального водопотребления, 2 — норма хозяйственно-питьевого водопотребления, 3 — норма потерь в наружной водопроводной сети

ления осталась практически постоянной и равной 50—60 литрам на одного жителя в сутки. Учитывая, что в вышеприведенную норму входит водопотребление некоторых крупных потребителей, не включенное в норму хозяйственно-питьевого водопотребления (Треста благоустройства и пр.) в размере 24 литра на одного жителя в сутки, а также учитывая некоторый рост коммунального водопотребления до 1965 года, нормой коммунального водопотребления принято 40 литров на одного жителя в сутки.

Из фигуры 1 видно, что приведенная на одного жителя норма потерь воды в наружной водопроводной сети беспре-

Т а б л и ц а 2

№ — п/п.	Степень благоустройства районов жилой застройки населенных мест	$q'_{ж}$	$q' + q_{п}$	q
		в литрах на жителя в сутки		
I*	Застройка зданиями без внутреннего водопровода и канализации, водоснабжение через уличные водоразборные колонки	—	—	40—60
II	Застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией без ванн	90—120	70	160—190
III**	То же, с газопроводом	100—130	70	170—200
IV	Застройка зданиями, оборудованными водопроводом, канализацией и ванными с водонагревателями на твердом топливе	130—160	60	190—220
V	То же, с газовыми водонагревателями и здания, оборудованные системой централизованного горячего водоснабжения на базе центрального отопления (горячая вода раз в неделю)	170—220	60	220—280
VI***	Застройка зданиями, оборудованными внутренними водопроводом, канализацией и системой централизованного горячего водоснабжения на базе теплофикации	—	—	300—420

* норма водопотребления для жилищ без внутреннего водопровода и канализации, как нехарактерные для города Таллина, принята без уточнения равной норме, предложенной в проекте СНиПн;

** нормы водопотребления для третьей группы приняты, по примеру проекта СНиПн, больше нормы второй группы на 10 л в сутки на жителя;

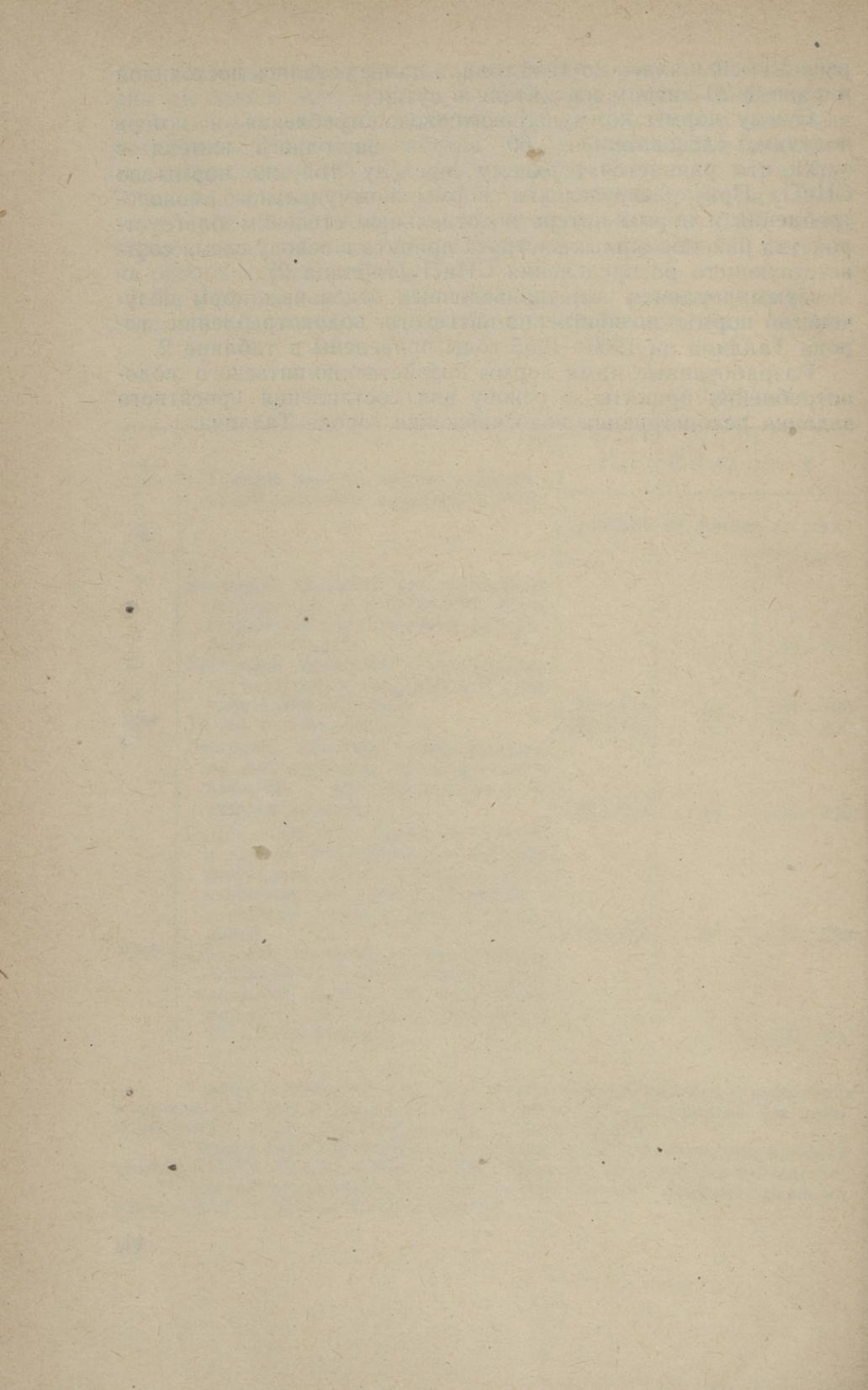
*** нормы водопотребления для шестой группы приняты равными норме водопотребления проекта СНиПн.

рывно уменьшалась до 1955 года, а далее осталась постоянной и равной 20 литрам на жителя в сутки.

Сумму нормы коммунального водопотребления и потерь получим, следовательно, 60 литров на одного жителя в сутки, что равняется верхнему пределу той же нормы по СНиП. При распределении нормы коммунального водопотребления и нормы потерь по отдельным степеням благоустройства районов жилых застроек принята в основу схема соответствующего распределения СНиП (таблица 2).

Суммированием вышеприведенных отдельных норм полученные нормы хозяйственно-питьевого водопотребления города Таллина на 1960—1965 годы приведены в таблице 2.

Разработанные нами нормы хозяйственно-питьевого водопотребления приняты за основу для составления проектного задания реконструкции водоснабжения города Таллина.



УДК 628.258

Х. А. Тибар

ЛИВНЕСПУСК ОБЩЕСПЛАВНОЙ КАНАЛИЗАЦИИ С ПОДТОПЛЕННЫМ ВОДОСЛИВОМ

В практике проектирования ливнеспуски общесплавной канализации обычно предусматриваются с неподтопленным боковым водосливом. Однако, небольшие уклоны канализационных коллекторов в связи с малым наклоном местности могут вызвать необходимость проектировать ливнеспуски с подтопленными боковыми водосливами. Потребность в таковых существует и при реконструировании общесплавной канализационной системы города Таллина, где уклоны и наполнения коллекторов (в некоторых случаях и отметки морского уровня) лимитируют уровни в нижнем бьефе ливнеспусков.

Основы расчета подтопленного бокового водослива до сих пор отсутствуют. По этой причине в 1961 г. в лаборатории гидротехники Таллинского политехнического института осуществлялся ряд опытов с моделями ливнеспусков канализационной системы города Таллина.

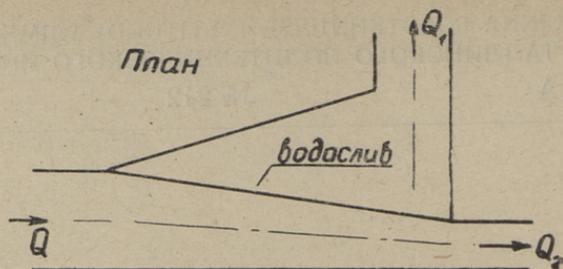
Геометрически подобные модели ливнеспусков были изготовлены в масштабе 1:5 и 1:10, при этом в условиях критерия подобия по Фрудру расходы модели и натуры находились в соотношении 1:55,8 и 1:316.

Расходы измерялись прямоугольными мерными водосливами, при этом в большинстве случаев измерялись все три расхода (фиг. 1):

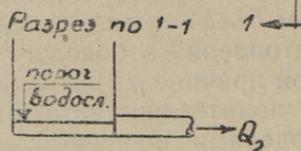
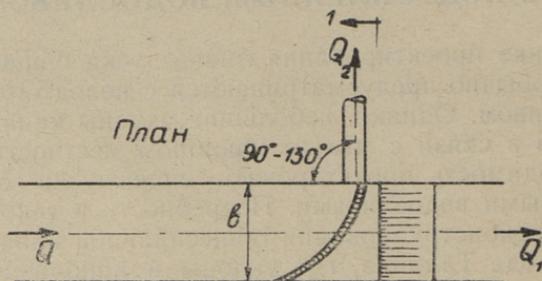
- а) расход притока Q ,
- б) сбросный расход по ливнеотводу Q_1 и
- в) транзитный расход Q_2 .

Все отметки, включая отметки свободной поверхности потока, измерялись при помощи передвижного тастера и системы пьезометров.

Объектами исследования являлись шесть ливнеспусков канализационной системы города Таллина, причем пять из них имели сбросные устройства в виде бокового водослива и один — в виде торцевого водослива. Исследования четырех водосливов проводились в неподтопленном и подтопленном со-



а) Ливнеспуск 1



б) Ливнеспуск 2.

Фиг. 1

стоянии, а исследования остальных — только в состоянии неподтопленного водослива.

Основной задачей исследования являлось определение пропускной способности подтопленного бокового водослива. Кроме того задались целью изучить влияние конфигурации ливнеспуска на режим потока в последнем.

На основе этих исследований стало возможным определить гидравлически наиболее приемлемую форму ливнеспуска и внести предложения по реконструкции некоторых существующих ливнеспусков.

Исследования на моделях ливнеспусков показали, что на пропускную способность бокового водослива как в подтопленном, так и в неподтопленном состоянии весьма заметное влияние оказывает конфигурация ливнеспуска. Это приводит к вы-

воду, что существующие расчетные формулы для определения пропускной способности незатопленного бокового водослива не применимы для расчета ливнеспусков.

В целях упрощения проектирования ливнеспусков с подтопленным боковым водосливом на кафедре санитарной техники и гидравлики Таллинского политехнического института в 1962 г. была разработана инструкция по проектированию ливнеспусков общесплавной канализации с подтопленным боковым водосливом. Эта инструкция составлена для двух схем ливнеспусков со всеми данными пропускной способности бокового водослива в подтопленном и неподтопленном состоянии (фиг. 1):

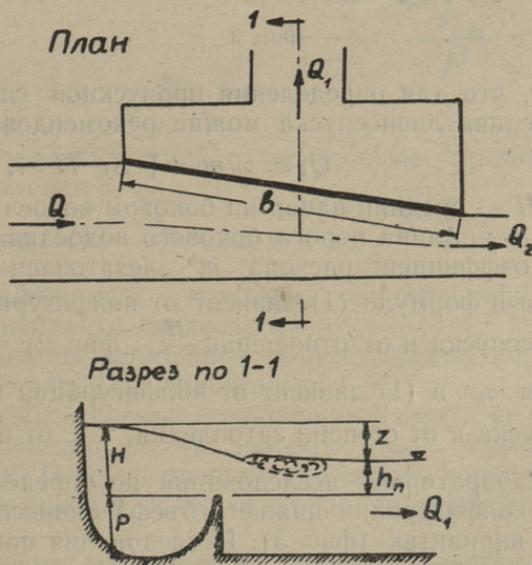
а) ливнепуск по схеме 1 с прямым отводом транзитного расхода Q_2 и

б) ливнепуск по схеме 2 с боковым отводом (на 90° — 130°) транзитного расхода Q_2 .

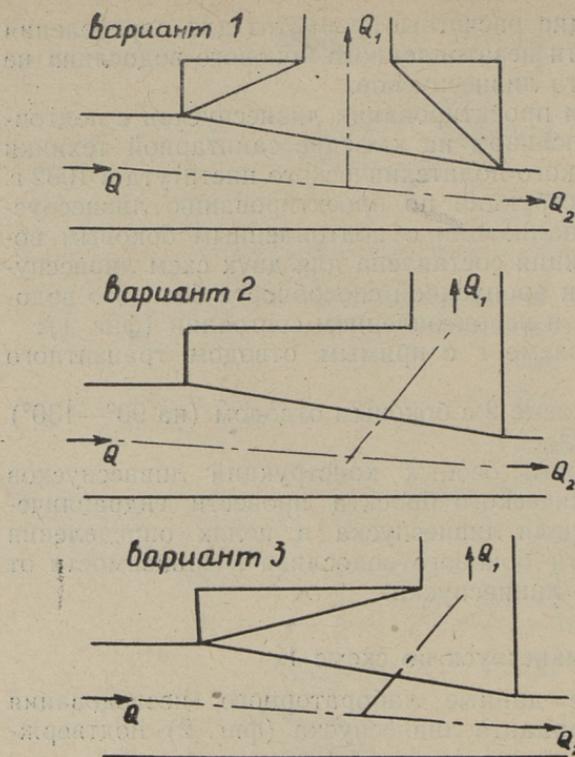
В случае потребности особых конструкций ливнеспусков следует в стадии технического проекта провести гидравлическое исследование модели ливнеспуска в целях определения пропускной способности бокового водослива в зависимости от данной конфигурации ливнеспуска.

Ливнепуск по схеме 1

Экспериментальные данные лабораторного исследования запроектированного варианта ливнеспуска (фиг. 2) подтверж-



Фиг. 2



Фиг. 3

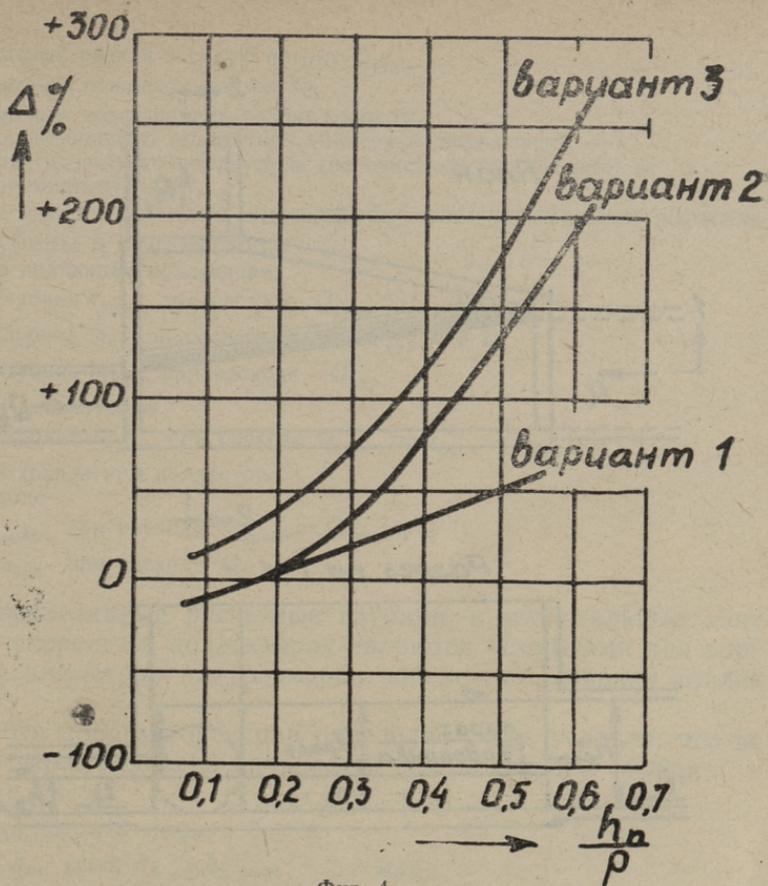
дают, что для определения пропускной способности бокового водослива ливнеспуска можно рекомендовать формулу:

$$Q_1 = \sigma_n m_b b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (1)$$

где H — средний напор на боковом водосливе и b — длина порога бокового водослива.

Коэффициент расхода m^b незатопленного бокового водослива в формуле (1) зависит от конфигурации верхнего бьефа ливнеспуска и от отношения $\frac{H}{p}$ (фиг. 2). Коэффициент затопления σ_n в (1) зависит от конфигурации нижнего бьефа ливнеспуска и от степени затопления, т. е. от отношений $\frac{h_n}{p}$ и $\frac{Z}{H}$.

Лабораторные исследования по определению наивыгоднейшей конфигурации нижнего бьефа ливнеспуска проводились в трех вариантах (фиг. 3). Исследования показали, что коэффициент затопления σ_n в формуле (1) зависит от формы нижнего бьефа ливнеспуска. Для количественного сравнения от-



Фиг. 4

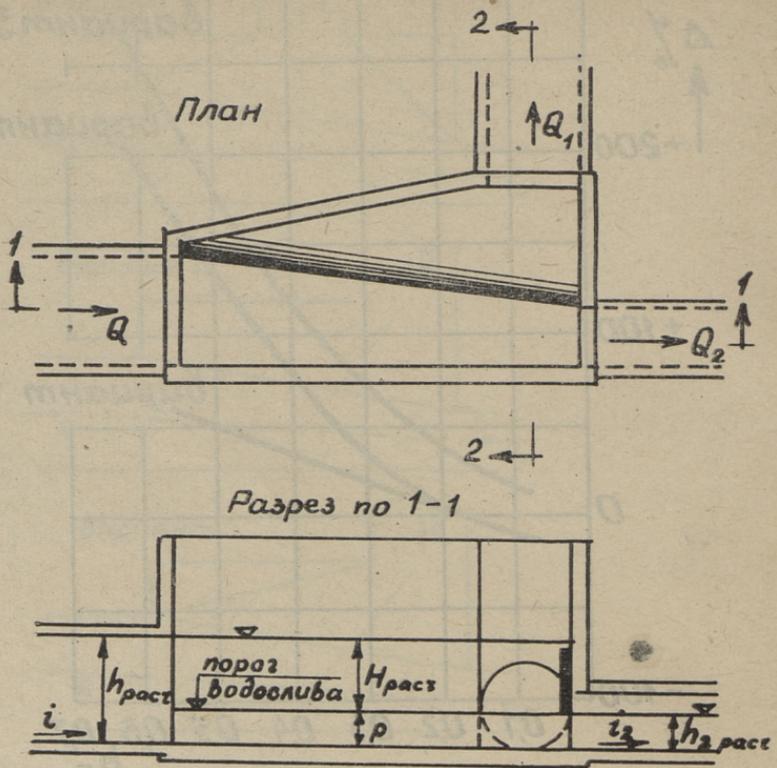
дельных вариантов рассчитывали относительные отклонения коэффициента затопления $\sigma_{и}$

$$\Delta = \frac{\sigma_{и} - \sigma_{и1}}{\sigma_{и1}} \cdot 100\% ,$$

где: $\sigma_{и1}$ — коэффициент затопления запроектированного (первоначального) варианта ливнеспуска и $\sigma_{и}$ — коэффициент затопления соответственно первого, второго или третьего варианта ливнеспуска.

Сопоставление относительных отклонений Δ (фиг. 4) показало, что наивыгоднейшую форму нижнего бьефа имеет 3-й вариант ливнеспуска. По этой причине указанный вариант рекомендуется и в инструкции по проектированию ливнеспусков (фиг. 5).

Исходными данными для проектирования ливнеспуска являются:



Фиг. 5

расчетный расход в сухую погоду $Q_{\text{сух}}$,
 расчетный дождевой расход $Q_{\text{д}}$,
 расчетный коэффициент разбавления n_0 ,
 уклон подающего коллектора (приток в ливнепуск) — i ,
 уклон транзитного коллектора (на очистные сооружения) i_2 ,
 уклон ливнеотвода i_1 .

Для проектирования ливнепуска рассчитываются нормальные глубины в коллекторах:

а) в подающем коллекторе:

глубина $h_{0\text{расч}}$ при расходе $Q_{\text{расч}} = Q_{\text{д}} + Q_{\text{сух}}$,

глубина h_0 при расходе $Q_0 = Q_{\text{сух}}(n + 1)$,

глубина $h_{0\text{сух}}$ при расходе $Q_{\text{сух}}$.

б) в ливнеотводе:

глубина $h_{1\text{расч}}$ при расходе $Q_{1\text{расч}} = Q_{\text{расч}} - Q_{\text{сух}}(n_0 + 1)$,

в) в транзитном коллекторе

при расходе

$h_{2\text{расч}}$ при расходе $Q_{2\text{расч}} = Q_{\text{сух}}(n_0 + 1)$,

$h_{2\text{сух}}$ при расходе $Q_{\text{сух}}$.

Вышеуказанные расчетные глубины и минимальные допустимые скорости в коллекторах являются исходными для определения диаметров или размеров поперечного сечения коллекторов.

Высота порога водослива определяется из условия, что истечение через водослив начинается при подающем расходе

$$Q \geq Q_{\text{сух}}(n_0 + 1).$$

Тогда высота порога будет:

$p = h_0$, если $h_0 > h_{2\text{расч}}$ или

$p = h_{2\text{расч}}$, если $h_{2\text{расч}} > h_0$.

Расчетный напор на водосливе

$$H_{\text{расч}} = h_{0\text{расч}} - p.$$

Диаметр d_2 и уклон i_2 транзитного коллектора определяются из условия

$$\frac{h_{2\text{расч}}}{d_2} < 1$$

при расходе $Q_{2\text{расч}}$.

Для уменьшения пропускной способности транзитного коллектора в случае, если подающий расход $Q > Q_{2\text{расч}}$, ливнепуск дополняется регулирующим щитом, установленным на высоте $h_{2\text{расч}}$ от дна этого коллектора.

Для определения длины порога водослива рекомендуем пользоваться формулой

$$b = \frac{Q_{1\text{расч}}}{\sigma_{\text{и}} m_{\text{в}} \sqrt{2g} H_{\text{расч}}^{0.5}}, \quad (2)$$

где коэффициент расхода водослива

$$m_b = 0,38 + 0,30 \frac{H_{\text{расч}}}{p} \quad (3)$$

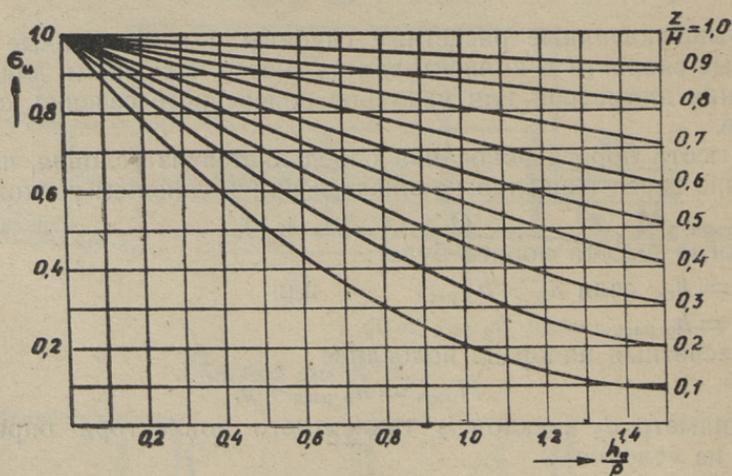
Водослив является неподтопленным, если $h_{1 \text{ расч}} < p$.

Коэффициент затопления в таком случае $\sigma_{\text{и}} = 1$.

Если $h_{1 \text{ расч}} > p$, то водослив является подтопленным и коэффициент затопления определяется по графику

$$\sigma_{\text{и}} = f \left(\frac{h_{\text{п}}}{p}, \frac{Z}{H} \right).$$

Формула (3) с достаточной степенью точности применима в пределах $0,1 \ll \frac{H}{p} < 0,3$ в условиях неподтопленного водослива и в пределах $0,1 \ll \frac{H}{p} < 2,5$ в условиях подтопленного водослива (в соответствии с графиком фиг. 6).



Фиг. 6
Ливнеспуск по схеме 2

Применение ливнеспуска по схеме 2 является целесообразным, если подающий коллектор имеет прямоугольное или трапециодальное сечение. В частности, эта схема рекомендуется при реконструировании общесплавного главного коллектора в случае строительства насосной станции для перекачки транзитного расхода Q_2 в сухую погоду. Реконструирование главного коллектора ограничивается при этом только строительством порога водослива и транзитного коллектора (фиг. 1).

Исследование модели ливнеспуска проводилось в двух вариантах: с вертикальной верховой гранью и со скошенной (45°) верховой гранью. При каждом опыте по измеренным значениям расхода Q_1 и напора H вычислялись коэффициенты расхода водослива

$$m_b = \frac{Q_1}{b \sqrt{2g} H^{3/2}}$$

и отношения $\frac{H}{p}$. Анализ экспериментальных данных (фиг. 7) показывает, что с увеличением относительного напора $\frac{H}{p}$ пропускная способность водослива также увеличивается до некоторого предела, когда водослив подтопляется с нормальной глубины h_0 в нижнем бьефе. Начиная с этого момента пропускная способность водослива по причине подтопления уменьшается.

Кроме пропускной способности водослива исследовалось также движение наносов в коллекторе при помощи однородного песка ($d=2$ мм). Наблюдения за движением наносов доказали преимущество водослива со скошенной верховой гранью перед водосливом с вертикальной верховой гранью.

Интенсивное оседание наносов происходило в случае водослива с вертикальной верховой гранью при относительном расходе $\frac{Q}{Q_{\text{расч}}} = 0,27$, а в случае водослива со скошенной вер-

ховой гранью при расходе $\frac{Q}{Q_{\text{расч}}} = 0,14$. Кроме того было установлено, что водослив со скошенной верховой гранью является наиболее подходящим и в отношении движения наносов через порог водослива. При водосливе с вертикальной верховой гранью преобладающее количество наносов, накопившихся при малых расходах перед порогом водослива, с увеличением расхода направляется через транзитный коллектор в насосную станцию.

Исходные данные для проектирования ливнеспуска по схеме 2 те же, что и в случае схемы 1.

Для проектирования ливнеспуска рассчитываются нормальные глубины в коллекторах:

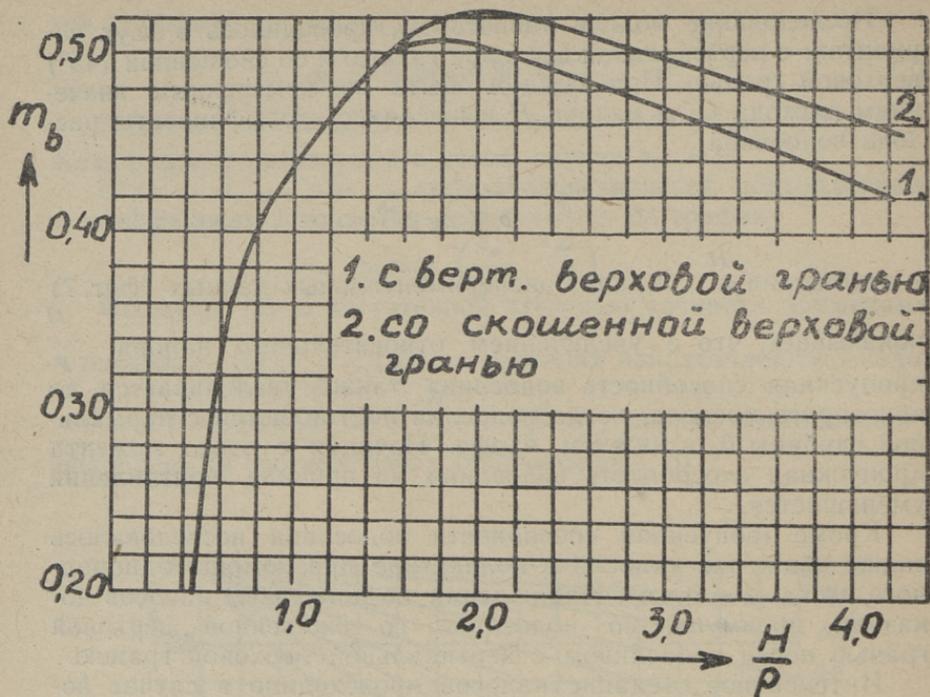
а) в подающем коллекторе и ливнеотводе:

глубина $h_{0\text{расч}}$ при расходе $Q_{\text{расч}} = Q_{\text{сух}} + Q_d$,

глубина $h_{1\text{расч}}$ при расходе $Q_{1\text{расч}} = Q_{\text{расч}} - Q_{\text{сух}} (n_0 + 1)$,

глубина h_0 при расходе $Q_0 = Q_{\text{сух}} (n_0 + 1)$,

глубина $h_{0\text{сух}}$ при расходе $Q_{\text{сух}}$;



Фиг. 7

- б) в транзитном коллекторе:
 глубина $h_{2 \text{ расч}}$ при расходе $Q_{2 \text{ расч}} = Q_{\text{сух}} (n_0 + 1)$,
 глубина $h_{\text{ух}}$ при расходе $Q_{\text{сух}}$.

Высота порога водослива определяется из условия, что при расходе в подающем коллекторе $Q \leq Q_{\text{ух}} (n_0 + 1)$ пропускная способность водослива $Q_1 = 0$. Таким образом, нормальная глубина (при расходе $Q_{2 \text{ расч}}$) в транзитном коллекторе лимитирует высоту порога водослива:

$$p = h_{2 \text{ расч}}.$$

Для определения напора H на водосливе предлагаем пользоваться формулой

$$Q_{1 \text{ расч}} = m_b b \sqrt{-g} H_{\text{расч}}^{3/2}, \quad (4)$$

причем для определения коэффициента расхода водослива m_b составлен соответствующий график $m_b - f\left(\frac{H}{p}\right)$ (фиг. 7).

Следует отметить, что за длину порога водослива в формуле (4) принимается ширина подающего коллектора.

Определение $H_{\text{расч}}$ производится методом подбора.

А. М. Айтсам

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОТЕРЬ ВОДЫ У ВОДОПОТРЕБИТЕЛЕЙ ГОРОДА ТАЛЛИНА

Большая часть воды, подаваемой в водопровод, употребляется для покрытия водопотребления населения, коммунальных и промышленных потребителей. Остальная часть не используется полезно, являясь потерями воды.

По мнению некоторых авторов [1, 2, 3] потери воды составляют 20—30% от расхода воды, подаваемого в водопроводную сеть.

Потери воды можно подразделить на две группы: потери воды в наружной водопроводной сети и потери воды во внутреннем водопроводе. Потерей воды в наружной водопроводной сети обычно называется разность поданной в водопроводную сеть и употребленной из нее воды. Следовательно, потери воды в наружной водопроводной сети охватывают как утечки через неисправную сеть, так и неучтенные вследствие малой чувствительности и отсутствия водомеров расходы воды, т. е. включают часть водопотребления. За величиной потерь воды в наружной водопроводной сети легко следить на основании статистических данных водопотребления и при повышении потерь свыше допустимых пределов принимать соответствующие меры.

В отличие от потерь воды в наружной водопроводной сети потери воды во внутреннем водопроводе трудно определимы, вследствие чего следить за их величиной затруднительно.

Потери воды во внутреннем водопроводе у водопотребителей можно подразделить по видам водопотребителей на: потери воды в жилых домах, в коммунальных предприятиях и в промышленных. Из этих видов потерь потери воды в промышленных предприятиях в основном зависят от характера технологического процесса и следовательно трудно оценимы. Из коммунальных потребителей одна часть по своему характеру водопотребления приближается к промышленности, другая — к жилым домам. При этом внутренний водопровод последней части коммунальных потребителей и жилых домов состоит из

одинаковых элементов и следовательно причины потерь должны быть у обоих одинаковые.

Рассмотрим более подробно потери воды в жилых домах. Эти потери можно в свою очередь подразделить на две основные группы:

- а) потери, обусловленные нерациональной эксплуатацией санитарного оборудования и
- б) потери, обусловленные неисправностью санитарного оборудования.

К первой группе потерь относятся потери холостого течения в раковину при наполнении сосудов или мойке и т. д. Следовательно, потери воды первой группы зависят в основном от привычек эксплуатирующего санитарное оборудование населения и их следует включить в нормы хозяйственно-питьевого водопотребления населения.

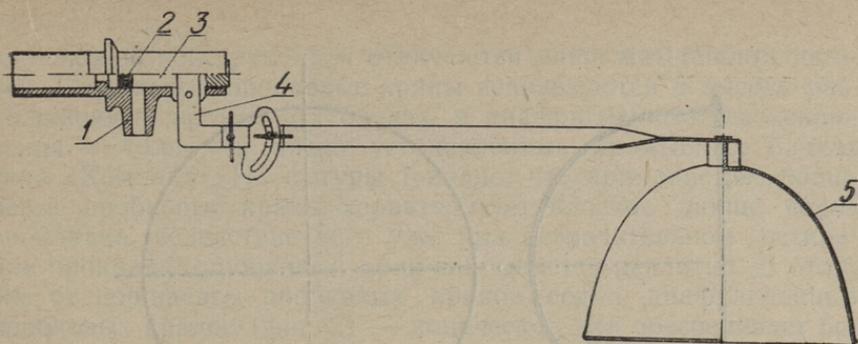
Ко второй группе потерь относятся потери воды через неплотно закрытую водоразборную арматуру и выпускные отверстия промывных бачков, а также потери через боковой перелив промывных бачков, обусловленные неисправностью-неплотностью пробковых кранов.

Потери воды второй группы нельзя включить в нормы водопотребления и они должны быть устранены постоянным профилактическим ремонтом санитарного оборудования жилых зданий.

Для установления действительного эксплуатационного состояния санитарно-технического оборудования жилых домов города Таллина была проведена в 1962 году проверка эксплуатационного состояния санитарного оборудования 260 квартир одного домоуправления. Проверка показала, что из всех установленных промывных бачков были неисправными 45%, из кранов — 2% и из смесителей — 6 процентов. При этом причиной неисправности промывных бачков была при 85 процентах всех случаев неисправность пробковых кранов и при остальных 15% — неплотность выпускного отверстия.

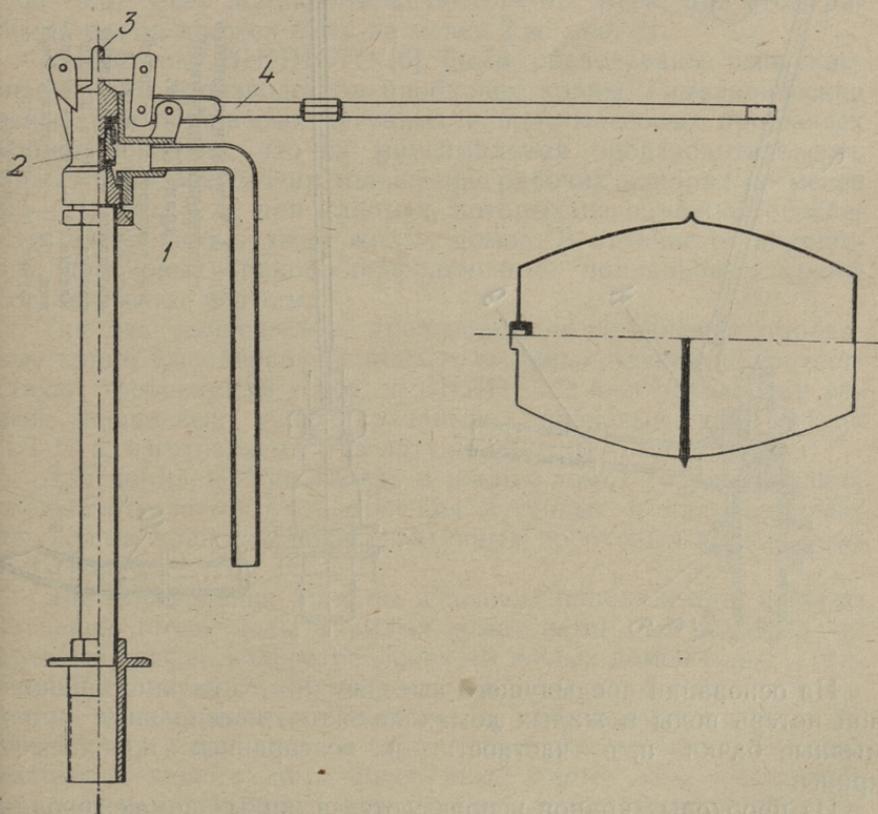
Истечения воды вследствие чрезмерно большого свободного напора в водопроводной сети или резкого его суточного колебания, на которые указывают в своих работах П. В. Лобачев и Л. А. Щопенский [4] в наших исследованиях не наблюдалось.

Аналогичными исследованиями, проведенными для Москвы ВНИИСТО в 1954 году [5] получено, что в Москве из промывных бачков неисправных — 33%, из кранов — 8% и из смесителей — 7%. Сравнивая наши данные с данными ВНИИСТО видим, что наши данные хорошо совпадают в части водоразборной арматуры, однако неисправных пробковых кранов в Таллине больше, чем в Москве.



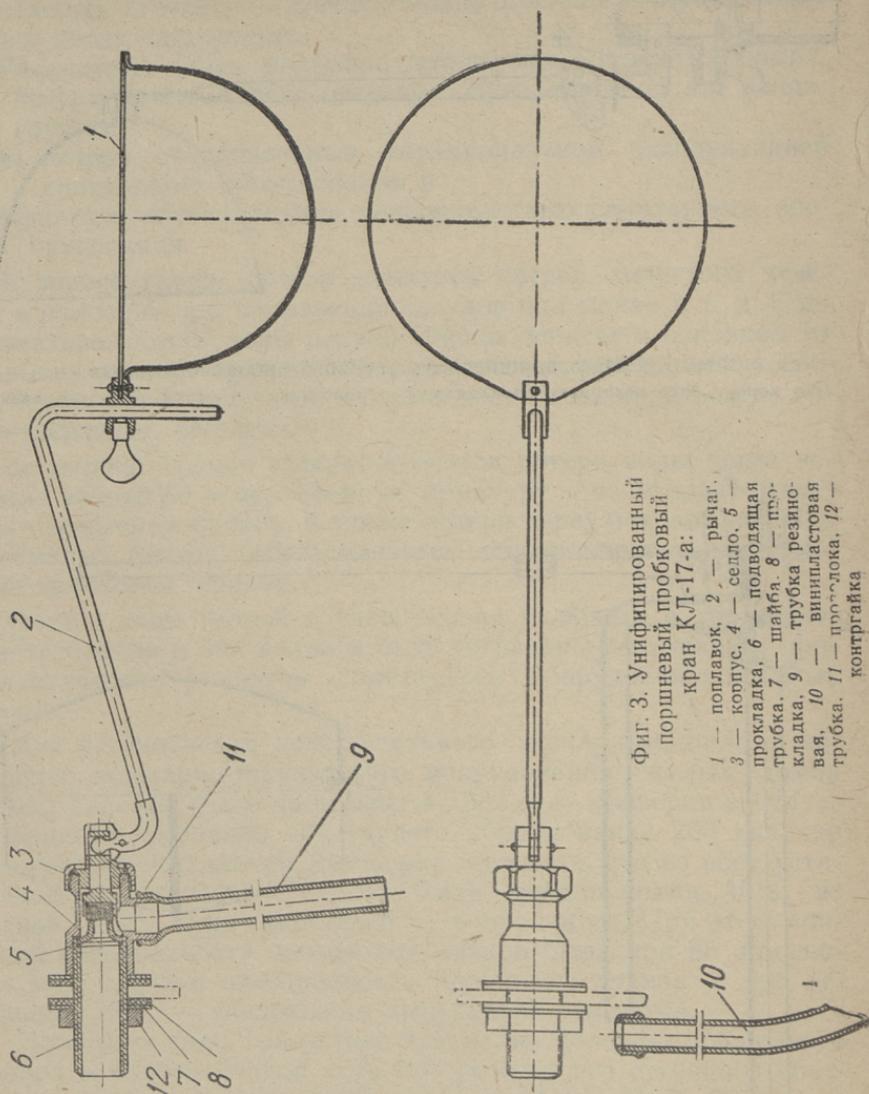
Фиг. 1. Разрез поршневого чугунного пробкового крана:

1 — корпус, 2 — резиновая прокладка, 3 — золотник, 4 — шток, 5 — поплавок.



Фиг. 2. Разрез диафрагменного пробкового крана:

1 — латунный корпус крана, 2 — золотник, 3 — поршень, 4 — шток с поплавком.



Фиг. 3. Унифицированный поршневый пробковый кран КЛ-17-а:

- 1 — поплавок, 2 — рычаг,
- 3 — корпус, 4 — седло, 5 — прокладка, 6 — поворачивающая трубка, 7 — шайба, 8 — прокладка, 9 — трубка резиновая, 10 — виниловая трубка, 11 — прокладка, 12 — контргайка

На основании предыдущего выясняется, что главной причиной потерь воды в жилых домах являются неисправные промывные бачки и, в частности, их неисправные пробковые краны.

Из пробковых кранов используются в жилых домах города Таллина в основном чугунные или пластмассовые поршневые (фиг. 1) и диафрагменные пробковые краны (фиг. 2). При этом пластмассовые и чугунные пробковые краны являются

одинаковой конструкции и отличаются лишь материалом деталей. Поршневые пробковые краны используются в высоко расположенных промывных бачках, а диафрагменные без исключения — только в низко установленных промывных бачках типа «Компакт». Из фигуры 1 видно, что применяемые поршневые пробковые краны характеризует плоское днище седла прокладки, вследствие чего уже при незначительном истирании прокладки пробковый кран закрывается неплотно. В отличие от поршневых пробковых кранов седло диафрагменных пробковых кранов (фиг. 2) — коническое, что обеспечивает более плотное закрытие крана.

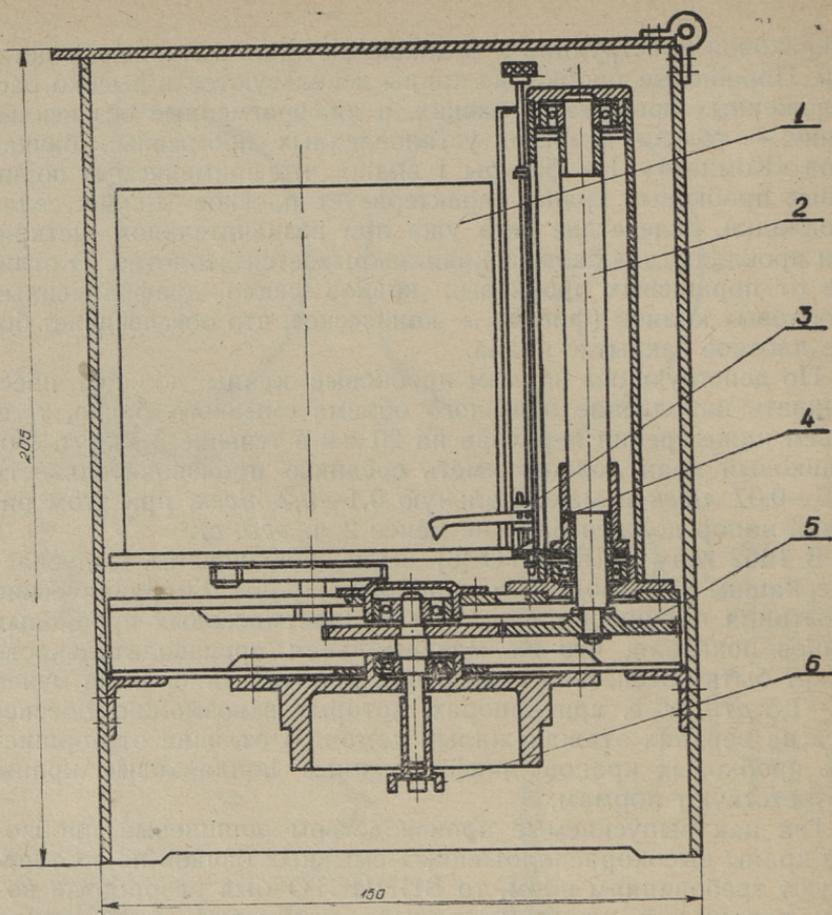
По действующим нормам пробковые краны должны обеспечивать наполнение полезного объема смывного бачка, т. е. объем ниже гребня перелива на 20 мм в течение 2 минут. Поплавковый кран должен иметь среднюю производительность 0,06—0,07 л/сек и максимальную 0,1—0,2 л/сек, при этом рабочий напор должен быть не менее 2 м. вод. ст.

В 1962 году ВНИИСТО [6] были обследованы выпускаемые нашим производством пробковые краны. Гидравлические испытания поршневых чугунных и пластмассовых пробковых кранов показали, что их максимальная производительность может быть обеспечена только при рабочих напорах не менее 0,5—1,5 атм, т. е. при напорах, которых невозможно обеспечить на верхних этажах жилых домов. В отличие от поршневых пробковых кранов диафрагменные поплавокные краны соответствуют нормам.

Так как выпускаемые производством поршневые пробковые краны высоко расположенных смывных бачков не соответствуют требованиям норм, то ВНИИСТО был разработан новый поршневый унифицированный пробковый кран типа КЛ-17-а, изготавливаемый из латуни (фиг. 3).

Для нормализации потерь в жилых домах города Таллина следует отказаться от применения чугунных и пластмассовых пробковых кранов в пользу латунных пробковых кранов типа КЛ-17-а.

Для определения хотя бы в первом приближении средних значений потерь воды в жилых домах нами был измерен недельный график водопотребления 45 жилых домов города Таллина. Исследуемые жилые дома выбраны на основе статистических данных переписи санитарного оборудования жилых домов города с одинаковым санитарным оборудованием во всех квартирах жилого дома. Выбранные жилые дома находились в различных районах города и были разного возраста. Для измерения водопотребления использовались специальные самопишущие интеграторные счетчики, устанавливаемые на водомеры и регистрирующие их показания.

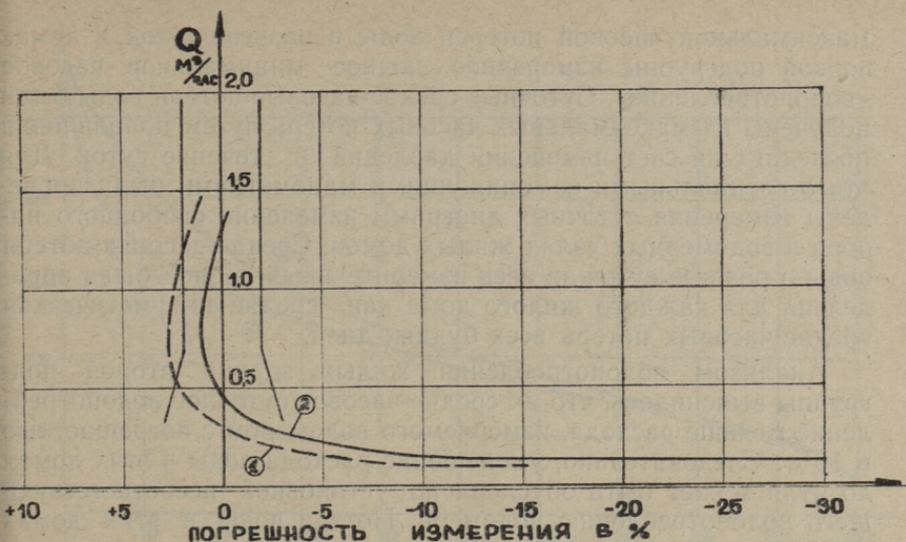


Фиг. 4. Разрез интеграторного счетчика:

1 — барабан с часовым механизмом, 2 — двухсторонний бесконечный винт, 3 — перо-держатель, 4 — конек, 5 — система передач, 6 — вертикальный вал

Интеграторный счетчик (фиг. 4) состоит из следующих элементов: вертикального зацепляющего за центральную стрелку водомера вала, системы передачи, двухстороннего бесконечного винта с коньком, перодержателем и пером, барабана с часовым механизмом и из счетчика оборотов.

Для определения чувствительности и погрешности измерения водомеров, оборудованных интеграторными счетчиками, была проведена сравнительная тарировка водомеров, оборудованных интеграторными счетчиками и без интеграторных счетчиков. Тарировали водомеры следующих типов и калибров: ВМХ-20, ВМХ-25, ВМХ-30, ВМХ-40. Тарировку проводили в



Фиг. 5. Зависимость погрешности измерения водомера ВМХ-20 от расхода:
 1 — без интеграторного счетчика, 2 — с интеграторным счетчиком

основном в рабочем диапазоне расходов (0,01—0,25) $Q_{\text{хар}}$. Как показывают данные тарировки (фиг. 5), добавление к водомеру интеграторного счетчика не увеличивает погрешность измерения расходов. Нижним пределом измерения расхода водомеров, оборудованных интеграторными счетчиками, был принят расход, измеряемый с точностью 10%, так как с такой же точностью можно расшифровать диаграммы водопотребления.

Дома, в которых было произведено измерение водопотребления в течение суток, можно подразделить по характеру изменения водопотребления на две группы: дома, в которых в течение суток водопотребление вовсе не уменьшалось до нуля, и дома, в которых ночью водопотребление доходило до нуля. К первой группе домов принадлежало 67%, и ко второй группе — 33% от всех измеренных домов.

Потери воды жилых домов первой группы были определены следующим образом. Предполагая, что ночью водопотребление в доме практически прекращается, то измеренное ночное минимальное часовое водопотребление либо равно, либо больше максимальной часовой потери в разрезе суток. Для доказательства этого предположения были в нескольких домах, в которых имелись ночные «водопотребления», исправлены все санитарные приборы, после чего действительно ночное водопотребление в домах прекратилось. На основе вышеприведенного принято

максимальной часовой потерей воды в разрезе суток в домах первой подгруппы измеренное ночное минимальное часовое «водопотребление». Суточные средне-часовые потери воды были получены из максимальных часовых потерь путем поправления последних за счет изменения давления в течение суток. Для этого специальными самопишущими манометрами были проведены измерения суточных диаграмм изменения свободного напора в водомерных узлах жилых домов. Средне-часовая потеря воды в разрезе суток за весь измерительный период была определена для каждого жилого дома как средне-арифметическая средне-часовых потерь всех будних дней.

Анализом водопотребления жилых зданий второй подгруппы выяснилось, что их средне-часовое суточное водопотребление меньше расхода, измеряемого водомером с погрешностью в 10%. Следовательно, уменьшение расхода воды в этих домах до нуля может быть обусловлено установкой несоответствующего водопотреблению водомера. Потери воды в этих домах приняты условно равными расходу, отвечающему чувствительности водомера.

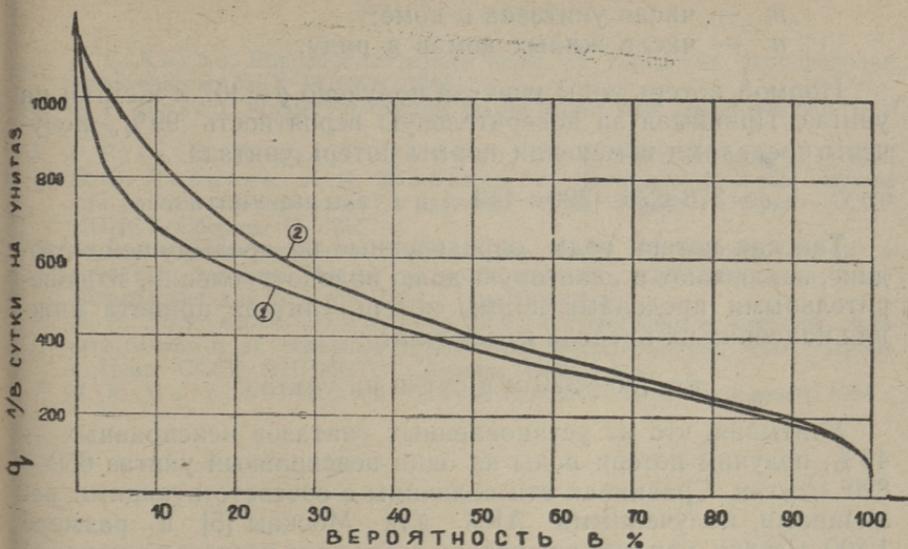
Так как нашими исследованиями было ранее установлено, что большая часть потерь воды происходит через промывные бачки, то полученные средне-часовые потери жилых домов были приведены к одному установленному (исправные и неисправные) унитазу.

Потери воды, приведенные к одному установленному унитазу, остались в пределах от 0—1600 литров в сутки на один унитаз, причем для большинства измеренных домов эти потери остались в пределах от 300—600 литров в сутки.

Результатом обработки данных измерений получен ряд, состоящий из 45 членов. Так как из предыдущего анализа выяснилось, что потери воды являются случайными величинами, то для анализа ряда потерь воды были использованы методы математической статистики.

До обработки полученного ряда были проверены все измеренные жилые дома на месте.

Для проверки достоверности полученного ряда приведенных к одному установленному унитазу средне-часовых потерь был определен тип эмпирических распределительных кривых, наилучшим образом охарактеризующий ряд потерь. Анализом получено, что кривая обеспеченности ряда потерь (фиг. 6) является кривой с отрицательной ассиметрией, с модой 300 л сутки на унитаз и медианой 400 л в сутки на унитаз. Как известно, такая кривая наилучшим образом характеризуется кривой обеспеченности Пирсона третьего типа, характеризуемой условием $q_{\text{ср}} > q$ медианы $> q$ мода [7].



Фиг. 6. Кривая обеспеченности приведенного к установленному к унитазу потерь воды:

1 — кривая обеспеченности неисправленного ряда, 2 — кривая обеспеченности исправленного ряда.

На основе этой кривой была проведена проверка достоверности повторения крайних членов ряда. Проверкой установлено, что в ряду, состоящем из 843 членов, слишком много больших членов, вследствие чего из дальнейшего рассмотрения исключены потери воды двух жилых домов с большими потерями.

Сравнивая кривые обеспеченности первоначального и исправленного ряда, увидим (фиг. 6), что потери малой обеспеченности уменьшились по сравнению с первоначальными значениями.

Нормой средне-часовых в разрезе суток потерь воды на один установленный унитаз принято средне-взвешенное значение исправленного ряда:

$$q = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{m_i}}{\sum_{i=1}^n m_i},$$

где q — норма потерь воды — л в сутки унитаз;

Q_i — средне-часовая потеря воды в жилом доме в разрезе суток;

- m — число унитазов в доме;
 n — число жилых домов в ряду.

Нормой потерь воды унитаза получено $q = 367$ л в сутки на унитаз. Принимая за доверительную вероятность 99%, получены пределами изменения нормы потерь унитаза

$$q = 376 \pm 76 = 290 \div 440 \text{ л в сутки на унитаз.}$$

Так как потери воды, определенные по предыдущей методике, включают и некоторую долю водопотребления, то доверительными пределами нормы потерь унитаза принята нижняя половина их предела изменения:

$$q = 290 - 370 \text{ л в сутки на унитаз.}$$

Учитывая, что из установленных унитазов неисправных — 45%, получим потери воды на один неисправный унитаз 650—820 л/сутки. Сравнивая эти величины с соответствующими величинами, полученными АКХ для Москвы [5] в размере 1.300 л/сутки, увидим, что потери в Таллине несколько меньше. Однако полученная разница может быть обусловлена различной методикой определения потерь, а также различными эксплуатационными особенностями.

Используя полученную средне-взвешенную величину потерь, статистические данные о численности населения и степени благоустройства города Таллина, получим потери воды в жилых домах приблизительно в размере 17—22% от всего расхода воды, поданного в 1961 году в центральную водопроводную сеть города.

Стоимость неиспользованно сбрасываемой в канализацию воды составляет 100.000—150.000 рублей в год.

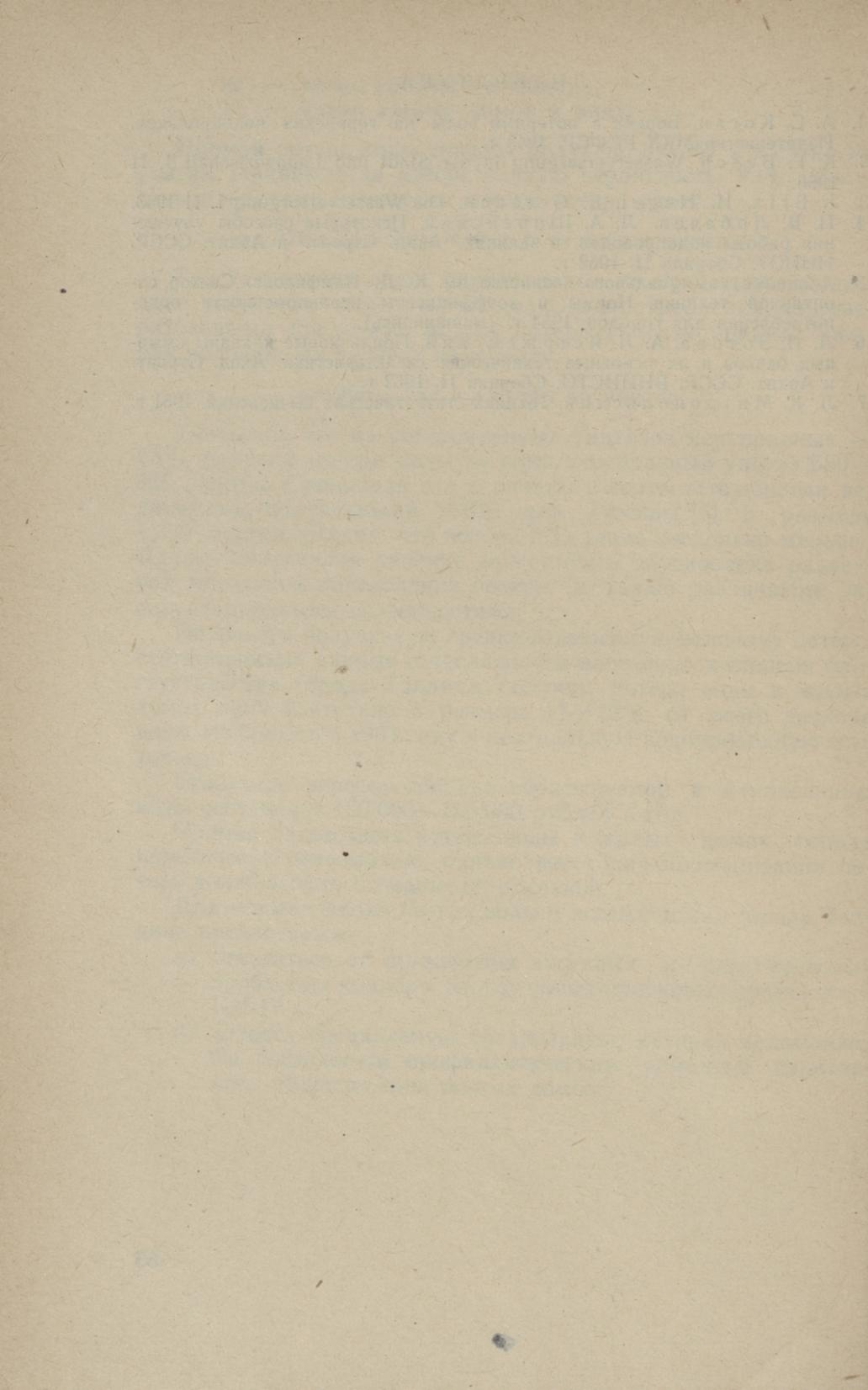
Полная ликвидация потерь воды в жилых домах города практически невозможна, однако некоторая нормализация потерь должна быть совершенно реальной.

Для нормализации потерь воды в жилых домах города Таллина предлагается:

- а) отказаться от применения чугунных и пластмассовых пробковых кранов в пользу новых пробковых кранов типа КЛ-17-а;
- б) создать специальную организацию, которая занималась бы постоянным профилактическим ремонтом санитарного оборудования жилых домов.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. С. Коган. Борьба с потерями воды на городских водопроводах. Издательство МКХ РСФСР, 1948 г.
2. К. Ф. Busch. Wasserversorgung in der Stadt und Landwirtschaft I. II 1956.
3. J. Brix, H. Hegel, E. Gerlach. Die Wasserversorgung I. II 1943.
4. П. В. Лобачев, Л. А. Шопенский. Некоторые способы улучшения работы водопроводов в зданиях. Акад. Строит. и Архит. СССР, НИИСТ. Сборник II, 1962 г.
5. Академия коммунального хозяйства им. К. Д. Памфилова. Сектор санитарной техники. Нормы и коэффициенты неравномерности водопотребления для городов. 1954 г. (машинопись).
6. Л. П. Зотова, А. Л. Ястржемский. Поплавковые клапаны смывных бачков и их основные технические характеристики. Акад. Строит. и Архит. СССР, ВНИИСТО. Сборник II, 1962 г.
7. Л. К. Митропольский. Техника статистических вычислений. 1961 г.



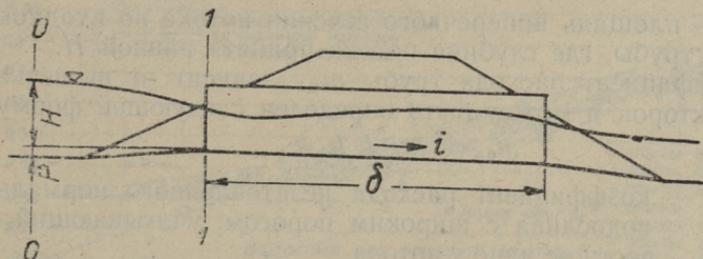
УДК 625.745.3

Х. А. Тибар

О РАСЧЕТЕ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ БЕЗНАПОРНОЙ НЕЗАТОПЛЕННОЙ ДОРОЖНОЙ ТРУБЫ

Как известно, в основу расчета пропускной способности дорожных труб положена теория водослива с широким порогом. С целью упрощения расчетов в типовых проектах дорожных труб [1], справочниках и учебниках приводятся таблицы гидравлических элементов дорожных труб. Согласно этим таблицам пропускная способность безнапорной незатопленной трубы зависит от:

- 1) допускаемого напора H ,
- 2) формы поперечного сечения трубы (круглого или прямоугольного очертания),
- 3) размеров отверстия (ширины b прямоугольного поперечного сечения или диаметра d круглого сечения),
- 4) конфигурации оголовка трубы.



Фиг. 1

Однако, кроме указанных основных факторов на пропускную способность труб влияют еще некоторые факторы (фиг. 1), удельный вес которых при определении пропускной способности до сих пор слабо изучен [2, 3], как-то:

- 1) относительная длина дорожной трубы $\frac{\delta}{H}$,

- 2) уклон дна трубы i ,
- 3) относительное заполнение во входном сечении трубы ($\frac{H}{b}$ при прямоугольном и $\frac{H}{d}$ при круглом поперечном сечении),
- 4) общий коэффициент сжатия потока

$$\sigma = \frac{\omega}{\omega_0}, \quad (1)$$

где ω_0 — площадь поперечного сечения потока 0—0 при глубине потока $H + p$ и

ω — площадь поперечного сечения потока во входном сечении трубы с глубиной заполнения H .

С целью установления влияния указанных дополнительных факторов на пропускную способность труб в гидротехнической лаборатории Таллинского политехнического института производились соответствующие лабораторные исследования на моделях дорожных труб. Всего было испытано 46 моделей труб как прямоугольного, так и круглого поперечного сечения. При обобщениях были использованы также результаты наших лабораторных исследований пропускной способности водослива с широким порогом [4]. Бетонные модели дорожных труб испытывались в гидравлическом лотке шириной в 80 см.

На основе анализа опытных данных¹ предлагаем для определения пропускной способности дорожной трубы произвольного сечения формулу:

$$Q = m_{0T} \omega \sqrt{2gH}, \quad (2)$$

где ω — площадь поперечного сечения потока во входном отверстии трубы, где глубина потока принята равной H .

Коэффициент расхода трубы m_{0T} зависит от вышеуказанных факторов и может быть определен следующей формулой:

$$m_{0T} = m_0 k k_i k_f, \quad (3)$$

где m_0 — коэффициент расхода незатопленного нормального водослива с широким порогом, учитывающий скоростной напор потока,

k — коэффициент, учитывающий влияние относительного заполнения во входном сечении на пропускную способность трубы,

k_i — коэффициент, учитывающий влияние относительной длины и уклона трубы на ее пропускную способность,

¹ Подробный анализ опытных данных приведен в отчете № 270 Р «Гидравлическое исследование пропускной способности дорожных труб», ТПИ 1960 г. (рукописный фонд библиотеки ТПИ).

k_f — коэффициент, учитывающий влияние очертания оголовка трубы на ее пропускную способность.
Рассмотрим указанные факторы более подробно.

Коэффициент водослива m_0^*

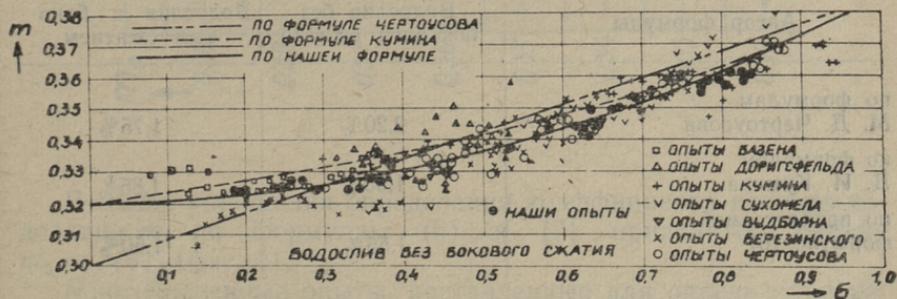
Для определения коэффициента расхода незатопленного нормального водослива с широким порогом m существует несколько предложений, обоснованных теоретическими рассуждениями, а также эмпирические формулы. ТУ и Н проектирования водосливов [5] рекомендуют для определения коэффициента водослива m формулу Д. И. Кумина

$$m = 0,32 + \frac{0,065 \sigma}{2 - \sigma} \quad (4)$$

Кроме формулы (4) общеизвестна также формула М. Д. Чертоусова, применение которой рекомендовалось на основании наших ранних исследований [4].

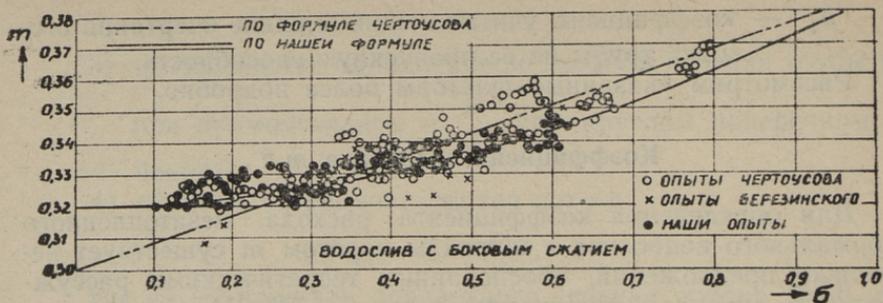
$$m = 0,300 + 0,085 \sigma^2 \quad (5)$$

В настоящей работе, для уточнения расчетной зависимости, нами произведен дополнительный анализ всех существующих опытных данных (Базена, Дорингсфельда, Вудборна, Д. И. Кумина, Г. И. Сухомела, А. Р. Березинского, М. Д. Чертоусова — всего 632 опытных точек), сопоставляя их с формулами (4) и (5). На фигурах 2 и 3 представлены все опытные точки и эмпирические кривые, полученные по формулам (4) и (5), а также



Фиг. 2

* Наряду с коэффициентом водослива m в формуле $Q = mb \sqrt{2gH_0^{3/2}}$ применяется также коэффициент расхода m_0 в формуле $Q = m_0 b \sqrt{2gH_0^{3/2}}$. При этом $H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$, где v_0 скорость подхода.



Фиг. 3

эмпирическая кривая, построенная по нашей новой формуле

$$m = 0,320 + 0,065 \sigma^2 \quad (6)$$

Для всех опытных точек были рассчитаны отклонения

$$\Delta = \frac{\sqrt{\frac{n}{\sum 1} \left(\frac{m_v - m}{m} \right)^2}}{n},$$

где m_v — коэффициент водослива, вычисленный по формуле (4), (5) или (6) и

m — коэффициент водослива, вычисленный на основании опытных данных.

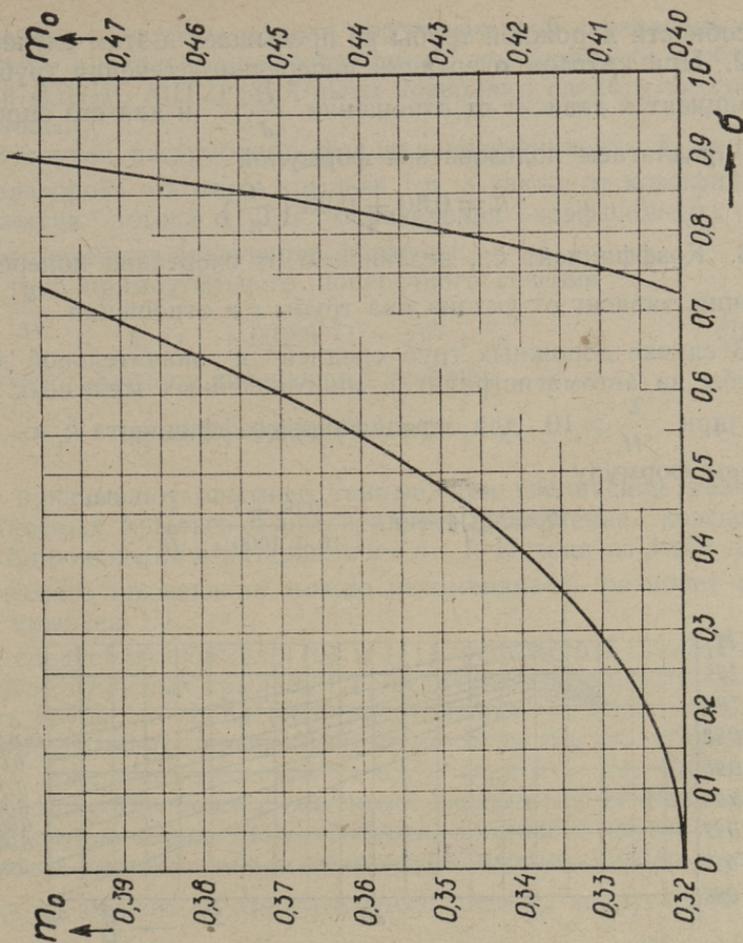
Среднеквадратичные отклонения коэффициентов расхода водослива m получились следующими:

Автор формулы	Водослив без бокового сжатия	Водослив с боковым сжатием
по формулам М. Д. Чертоусова	2,20%	1,75%
по формулам Д. И. Кумина	1,90%	1,85%
по предлагаемой формуле (6)	1,55%	1,50%

Как видно, предлагаемая формула (6) для определения коэффициента расхода водослива m весьма хорошо согласуется с опытными данными.

Коэффициент водослива m , рассчитанный по формуле (6), имеет с коэффициентом водослива m_0 общеизвестную зависимость

$$m = \frac{m_0}{(1 + \sigma^2 m_0^2)^{3/2}} \quad (7)$$



Фиг. 4

В целях упрощения определения коэффициента расхода водослива m_0 по формулам (6) и (7) приводится график $m_0 = f(\sigma)$ (фиг. 4).

Многочисленные опыты, поставленные для определения коэффициентов k , k_1 и k_i позволяют сделать следующие выводы.

1. В случае дорожной трубы прямоугольного поперечного сечения коэффициент k , учитывающий влияние относительного заполнения во входном сечении на пропускную способность трубы, в некоторой степени зависит от отношения $\frac{H}{b}$, однако практически может быть принят равным единице ($k=1$). Возможная погрешность при определении пропускной

способности дорожной трубы не превышает в этом случае 3%.

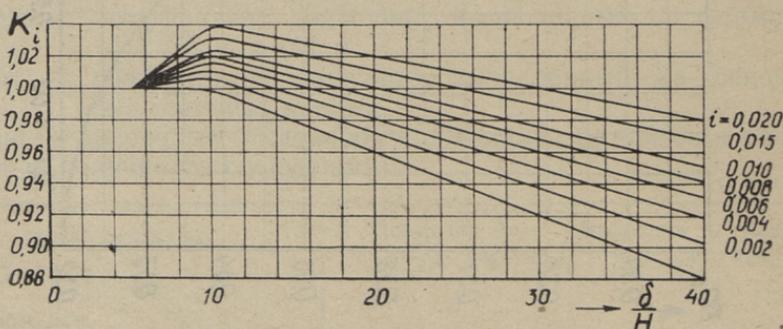
2. При круглом очертании поперечного сечения трубы коэффициент k зависит от отношения $\frac{H}{d}$ и для его определения предлагаем пользоваться формулой

$$k = 0,80 + 0,23 \left(\frac{H}{d} \right)^{1/3} \quad (8)$$

3. Коэффициент k_i , независимо от очертания поперечного сечения, зависит от уклона дна трубы i и отношения $\frac{\delta}{H}$.

В случае дорожных труб средней и значительной длины (трубы на автомагистралях и многоколейных железных дорогах) при $\frac{\delta}{H} \geq 10$ для определения коэффициента k_i мы предлагаем формулу

$$k_i = 1,04 + i - \frac{0,04 + i}{10 + 1000 i} \frac{\delta}{H} \quad (9)$$



Фиг. 5

В целях упрощения определения коэффициента построен график $k_i = f\left(\frac{\delta}{H}, i\right)$ (фиг. 5). Этот график позволяет определять коэффициент k_i также и при относительно коротких трубах ($5 < \frac{\delta}{H} < 10$). Необходимо отметить, что пропускная способность трубы, рассчитанная по формулам (2), (6) и (9), хорошо согласуется с опытными данными Н. П. Розанова [2].

4. Для определения коэффициента k_i , учитывающего влияние очертания оголовка на пропускную способность трубы,

нами были исследованы модели дорожных труб с различными оголовками: порталными, раструбными, коридорными и обтекаемыми (ЦНИС МПС) [3]. Опыты позволяют сделать следующие выводы.

а) В случае раструбного оголовка коэффициент k_f зависит от разворота откосных крыльев $1:n$, а также от коэффициента сжатия потока σ . Для определения коэффициента k_f нами предлагаются следующие формулы:

для труб прямоугольного поперечного сечения

$$k_f = 1 + 0,089 (1 - \sigma)^{2/3} \sqrt[3]{n}, \quad (10)$$

для труб круглого поперечного сечения

$$k_f = 1 + 0,065 (1 - \sigma)^{2/3} \sqrt[3]{n}. \quad (11)$$

Как показывают опытные данные, при увеличении разворота откосных крыльев n интенсивное увеличение коэффициента k_f происходит в интервале $0 < n \leq 1$. Исходя из этого для практического применения можно рекомендовать разворот откосных крыльев 1:1.

Как следует из формул (10) и (11), раструбный оголовок с разворотом откосных крыльев 1:1 увеличивает пропускную способность трубы по сравнению с порталным оголовком в случае прямоугольного поперечного сечения на 9% и в случае круглого поперечного сечения на 6,5% (при $\sigma = 0$). Формула (10) хорошо согласуется с опытными данными Н. П. Розанова.

б) В случае коридорного оголовка, а также и других типов оголовков с криволинейным очертанием входных ребер, коэффициент k_f зависит от относительного радиуса закругления $\frac{r}{b}$ входных ребер и от коэффициента сжатия потока σ . В практических приложениях можно рекомендовать $\frac{r}{b} = 0,2$ (или $\frac{r}{d} = 0,2$). В этом случае для определения коэффициента k_f нами предлагается формула

$$k_f = 1 + \frac{1,14 + 0,125 \sigma}{1 + 1,5 \sigma (1 - \sigma)}. \quad (12)$$

При $\sigma = 0$ получим $k_f = 1,14$, т. е. коридорной оголовок с хорошо закругленными входными ребрами увеличивает пропускную способность трубы по сравнению с порталным оголовком на 14%.

в) Для определения коэффициента k_f обтекаемого оголовка была поставлена специальная серия опытов с трубой

Таблица I

Диаметр трубы d м	H м	Типовой проект Союздор- проекта			$m_{от}$ по нашим формулам, если					
		Q м ³ /сек	ω м ²	$m_{от}$	$i = 0$ $\delta = 8$ м	$i = 0$ $\delta = 20$ м	$i = i_k$ $\delta = 20$ м	$i = i_k$ $\delta = 20$ м		
								раструбный оголовок	портальный оголовок	
0,75	0,41	0,2	0,247	0,286	0,296	—	0,303	—	—	
	0,62	0,4	0,391	0,293	0,330	0,301	0,337	0,316	0,293	
	0,79	0,6	0,442	0,345	0,357	0,332	0,363	0,345	0,320	
	0,00	0,74	0,442	0,359	0,376	0,353	0,382	0,366	0,340	
1,00	0,68	0,6	0,569	0,289	0,318	0,293	0,323	0,304	0,282	
	0,81	0,7	0,681	0,294	0,333	0,311	0,338	0,321	0,297	
	0,93	1,0	0,761	0,308	0,347	0,327	0,351	0,336	0,312	
	1,05	1,2	0,785	0,337	0,361	0,343	0,365	0,353	0,337	
1,25	1,16	1,4	0,785	0,374	0,373	0,358	0,377	0,367	0,340	
	1,20	1,52	0,785	0,298	0,377	0,362	0,380	0,371	0,344	
	0,92	1,2	0,963	0,291	0,328	0,308	0,332	0,317	0,294	
	1,10	1,6	1,143	0,301	0,343	0,327	0,346	0,335	0,311	
1,50	1,27	2,0	1,227	0,227	0,357	0,344	0,359	0,352	0,327	
	1,42	2,4	1,227	0,371	0,371	0,360	0,372	0,368	0,342	
	1,50	2,66	1,227	0,399	0,377	0,368	0,378	0,375	0,348	
	1,14	2,0	1,442	0,293	0,331	0,317	0,335	0,324	0,301	
1,50	1,27	3,4	1,595	0,301	0,340	0,328	0,342	0,335	0,311	
	1,41	2,8	1,727	0,309	0,349	0,339	0,350	0,345	0,320	
	1,53	3,2	1,767	0,331	0,357	0,349	0,357	0,355	0,330	
	1,66	3,6	1,767	0,357	0,368	0,361	0,368	0,367	0,341	
1,78	1,78	4,0	1,767	0,385	0,376	0,370	0,376	0,377	0,350	
	1,80	4,18	1,767	0,399	0,377	0,371	0,377	0,379	0,351	

круглого поперечного сечения и с коэффициентом сжатия потока $\sigma = 0,22-0,23$. Опыты показывают, что коэффициенты k_f раструбного и обтекаемого оголовков практически равны и могут быть приняты $k_f = 1,08-1,10$. При этом коэффициент порталного оголовка принят $k_f = 1,0$.

Данные о пропускной способности трубы круглого сечения, рассчитанные по нашим формулам, сопоставлены с соответствующими данными типового проекта «Союздорпроекта» (табл. 1). В таблице 1 приведена, согласно данным типового проекта, площадь входного живого сечения трубы ω , причем при $\frac{H}{d} > 1$ за расчетную принята полная площадь поперечного сечения трубы. Далее по данным типового проекта рассчитывались значения коэффициента расхода трубы

$$m_{от} = \frac{Q}{\omega \sqrt{2gH}}$$

Эти значения коэффициентов сопоставлялись с коэффициентами расходов, вычисленными согласно формулам (2), (3), (6), (7), (8), (9), (11). Коэффициент сжатия потока σ при этом был условно принят равным нулю ($\sigma = 0$). Дорожная труба, предлагаемая в типовом проекте, имеет раструбный оголовок с разворотом откосных крыльев 1:1,73 ($\theta = 30^\circ$).

Анализ результатов сравнительных расчетов позволяет сделать следующие выводы.

1) Пропускная способность трубы, указанная в типовом проекте, соответствует лишь трубе с порталным оголовком (при отношении $\frac{H}{d} \leq 1$). Если же труба имеет раструбный или коридорный оголовок (или обтекаемый оголовок), то фактическая пропускная способность трубы на 15% превышает указанную в типовом проекте.

2) Данные о пропускной способности дорожной трубы, приведенные в типовом проекте, удовлетворяют в случае длинной трубы, если уклон дна трубы равен критическому ($i = i_k$), и в случае короткой трубы, если $i = 0$ (оголовок в обоих случаях порталного типа).

3) Если $1 < \frac{H}{d} \leq 1,2$ (в особенности при $\frac{H}{d} = 1,2$, когда труба еще безнапорная), пропускная способность трубы по типовому проекту (при порталном оголовке) завышена на 15%.

4) Таблица 1 составлена для случая $\sigma = 0$. Если $\sigma > 0$ (напр. дорожные трубы на магистральных канавах, где подход сужен), то фактическая пропускная способность всегда превышает пропускную способность, приведенную в типовом проекте.

Из вышеуказанного следует, что в отдельных случаях данные типового проекта требуют уточнения. Необходимо отметить, что данные о пропускной способности, приведенные в типовом проекте, фигурируют и в других источниках (в справочниках, учебниках).

Примеры расчета

I. Дорожная труба прямоугольного поперечного сечения.

Заданы: максимальный расчетный расход $Q=15 \text{ м}^3/\text{сек}$, длина трубы $\delta=35 \text{ м}$, уклон дна трубы $i=0,008$ и поперечный профиль подводящего канала. Труба имеет раструбный оголовок ($n=1,73$). Отношение напора

к высоте трубы $\frac{H}{h} \leq 1$.

Расчет трубы производится в следующем порядке.

- 1) В зависимости от отметки бровки земляного полотна выбирается высота трубы. Принимаем $h_t=2,50 \text{ м}$, т. е. первоначально $H=h_t=2,50 \text{ м}$;
- 2) принимаем ориентировочно $m'_{от}=0,35$;
- 3) рассчитываем по формуле (2) ориентировочную ширину трубы

$$b' = \frac{Q}{m'_{от} \sqrt{2g} H^{3/2}} = 2,46 \text{ м.}$$

Принимаем типовое отверстие $b=2,50 \text{ м}$;

- 4) определяем ориентировочный напор

$$H' = \left(\frac{Q}{m'_{от} b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = 2,47 \text{ м};$$

- 5) вычисляем площадь поперечного сечения в верхнем бьефе ω_0 (при $H'=2,47 \text{ м}$), площадь живого поперечного сечения входного отверстия трубы $\omega = bH'$ и коэффициент сжатия потока $\sigma = \frac{\omega}{\omega_0}$ (в нашем

примере принимаем $\sigma=0,3$);

- 6) определяем коэффициент расхода водослива m_0 по графику фиг. 4.

$$m_0=0,331;$$

- 7) определяем поправочные коэффициенты:

$$k_1 = 1,01 \text{ по формуле (9),}$$

$$k_f = 1,084 \text{ по формуле (10),}$$

$$k = 1,0;$$

- 8) по формуле (3) рассчитываем коэффициент расхода трубы

$$m_{от} = 0,331 \cdot 1,01 \cdot 1,084 = 0,363;$$

- 9) определяем окончательный напор перед трубой

$$H = \left(\frac{Q}{b m_{от} \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = 2,41 \text{ м.}$$

Ввиду того, что конечный расчетный напор незначительно отличается от принятого первоначально, значения коэффициентов σ , k_1 и k_f при пересчете не меняются. Поэтому результат можно считать окончательным.

II. Дорожная труба круглого поперечного сечения.

Задано: $Q=2,2 \text{ м}^3/\text{сек}$, длина трубы $\delta=15 \text{ м}$, уклон дна трубы $i=0,008$ и поперечный профиль подводящего канала. Задано также отношение

$\frac{H}{d} < 1$. Труба имеет раструбный оголовок ($n=1,73$).

Расчет трубы производится в следующем порядке:

- 1) Принимаем диаметр трубы $d=1,25$ м и ориентировочный напор $H=1,25$ м;
- 2) определяем коэффициент сжатия потока $\sigma = \frac{\pi d^2}{4\omega_0}$, где ω_0 — площадь поперечного сечения подводящего канала при напоре $H=1,25$ м (принимаем в нашем примере $\sigma=0,3$);
- 3) определяем $m_0=0,331$ (фиг. 4);
- 4) вычисляем поправочные коэффициенты:
 $k = 1,03$ по формуле (8),
 $k_i = 1,016$ по формуле (9),
 $k_f = 1,06$ по формуле (11);
- 5) определяем коэффициент расхода трубы
 $m_{от} = 0,331 \cdot 1,03 \cdot 1,016 \cdot 1,06 = 0,367$;
- 6) согласно формуле (2) получаем пропускную способность трубы:

$$Q = 0,367 \frac{\pi \cdot 1,25^2}{4} \sqrt{2g \cdot 1,25} = 2,23 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Полученный результат можно признать окончательным, т. к. расчетная пропускная способность незначительно отличается от заданной ($Q = 2,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$).

Следует отметить, что при условии $\frac{H}{d} < 1$ диаметр трубы, определяемый по типовому проекту, будет $d=1,50$ м, т. е. преувеличен на один размер.

ЛИТЕРАТУРА

1. Типовые проекты сооружений на автомобильных дорогах, вып. 7 и 8. Москва, Автотрансиздат, 1954.
2. Н. П. Розанов. Гидравлический расчет отверстий малых мостов и дорожных труб прямоугольного поперечного сечения. Труды Гидравлической лаборатории ВОДГЕО, сборник № 2. Стройиздат, 1948.
3. В. А. Ярошенко, О. В. Андреев, А. Г. Прокопович. Водопропускные трубы под железнодорожными насыпями. Труды ЦНИС МПС, вып. 5, 1952.
4. Х. А. Тибар. Исследование пропускной способности незатопленного водослива с широким порогом. Труды Таллинского политехнического института, серия А, № 110, 1957.
5. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидравлические расчеты водослизов. Госэнергоиздат, 1952.

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.

УДК 532.501.32

У. Р. Лийв

**ИЗМЕРЕНИЕ ЭПЮРЫ СКОРОСТЕЙ В НАПОРНОМ
ТРУБОПРОВОДЕ ПРИ НЕУСТАНОВИВШЕМСЯ
ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ**

При изучении неустановившегося движения жидкости в напорном трубопроводе необходимо знать распределение кинетической энергии по живому сечению в ходе всего неустановившегося движения. Определение кинетической энергии в тот или иной момент времени сводится в общем случае к измерению картины скоростей в течение неустановившегося процесса по всему живому сечению. Проведение измерений вызывает однако целый ряд технических трудностей, из-за чего до настоящего времени задача не получила нужного решения.

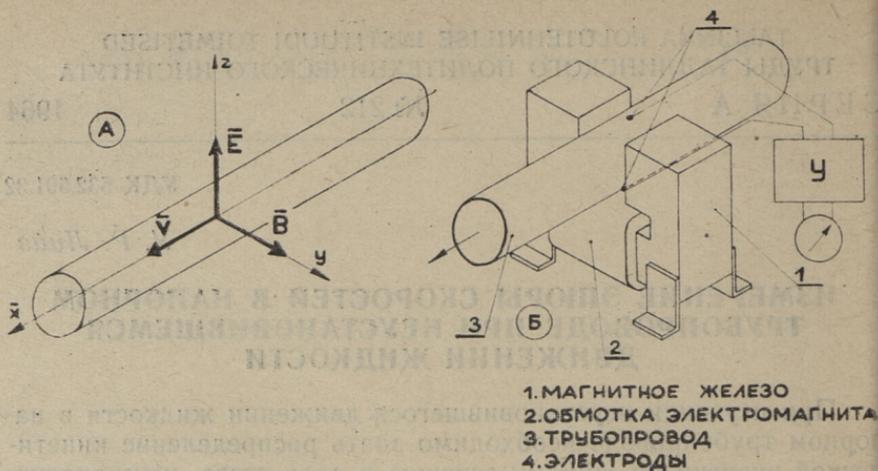
Ниже приводится способ, который позволяет в первом приближении определить эпюры распределения скоростей в напорном трубопроводе.

Основой метода является измерение скоростей в точках сечения по принципу электромагнитной индукции, согласно которому измеряется разность потенциалов E , возникающая при движении потока электропроводной жидкости в магнитном поле, где

$$E = B \cdot l \cdot v.$$

Здесь: E — разность потенциалов,
 B — электромагнитная индукция,
 l — расстояние между электродами,
 v — скорость течения жидкости.

Если изобразить указанную зависимость векториально (фиг. 1 А), где оси x , y и z взаимно перпендикулярны, то разность потенциалов \bar{E} снимается с электродов, расположенных по направлению оси z . По направлению x течет со скоростью \bar{V} измеряемая жидкость, а создаваемая магнитная индукция величиной \bar{B} направлена по оси y . Как видно из вышеприведенной формулы, в движущемся проводнике возникает разность потенциалов, пропорциональная средней скорости потока между электродами. Поскольку площадь сечения трубопровода постоянная, то разность потенциалов пропорциональна расходу жидкости.



Фиг. 1

Электромагнитные расходомеры построены по этому принципу, довольно хорошо усвоены различными заводами в Советском Союзе, а также за границей. Датчик такого расходомера состоит из электромагнита (обычно переменного тока), участка трубопровода, покрытого изнутри изоляцией и пары электродов, внедренных в поперечное сечение трубы датчика с двух концов диаметральной плоскости. Далее в схему входят усилитель и регистрирующий прибор (фиг. 1 Б).

Такие расходомеры хорошо себя зарекомендовали лишь при установившемся движении жидкости. Почти все выпускаемые индукционные расходомеры имеют однако общие недостатки, которые не позволяют их использовать при измерении быстро изменяющихся процессов [5]. Сюда относятся:

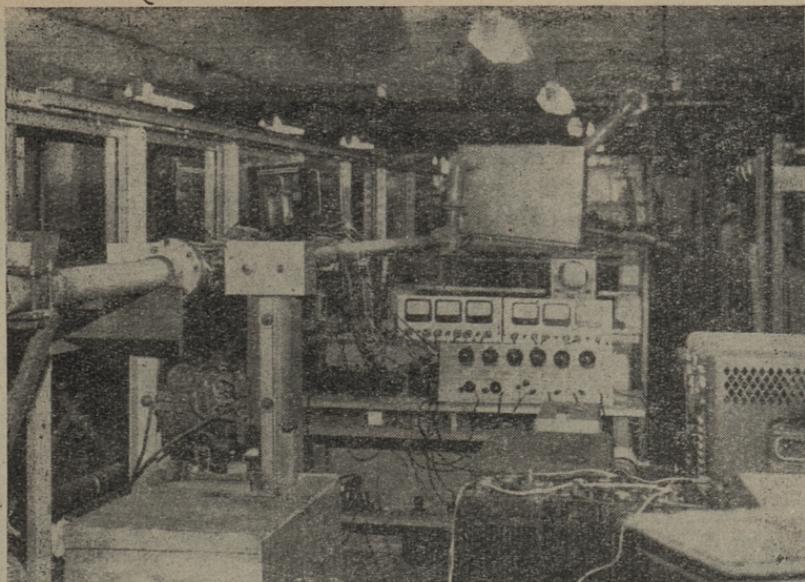
1. Большая инерция применяемых усилителем.
2. Инерционность регулирующего прибора.

Согласно литературным данным указанный электромагнитный способ успешно применен в случае измерения эпюры распределения скоростей в установившихся процессах [2, 3].

Нами предлагается использовать вышеуказанный метод при измерениях полей скоростей неустановившихся процессов. При этом вместо одного зонда, используемого при измерении установившихся процессов, должно быть установлено ряд датчиков в отдельных точках живого сечения.

В случае ассиметричной эпюры датчики могут быть расположены по диагонали.

Измерительная установка, построенная нами в гидротех-



Фиг. 2

нической лаборатории Таллинского политехнического института, представлена на фиг. 2.

В основу проектирования установки были положены следующие предпосылки.

1. Измерительная аппаратура должна иметь наименьшую инерционность, позволяющую замерить неустановившиеся процессы длительностью 0,3 сек и более.

2. Должна быть возможность одновременного измерения скоростей не менее, чем в пяти точках внутри трубопровода.

3. Датчики должны иметь в отношении потока наименьшее гидравлическое сопротивление и своими размерами не стеснять живое сечение потока.

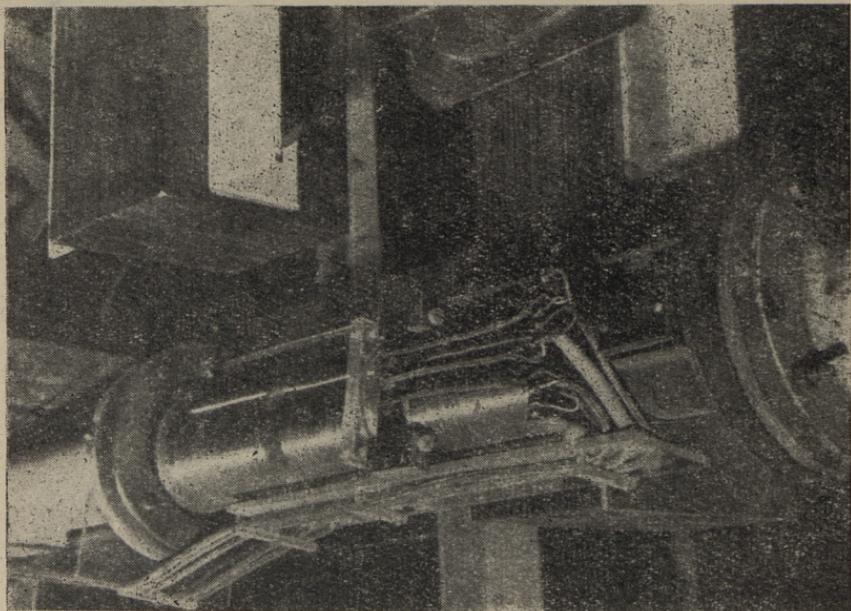
4. Датчики измеряют скорости, направленные по оси потока.

5. Установка работает на обычной водопроводной воде электропроводностью порядка $10^{-5} \div 10^{-6} \text{ ом}^{-1} \text{ см}^{-1}$.

Описание стенда

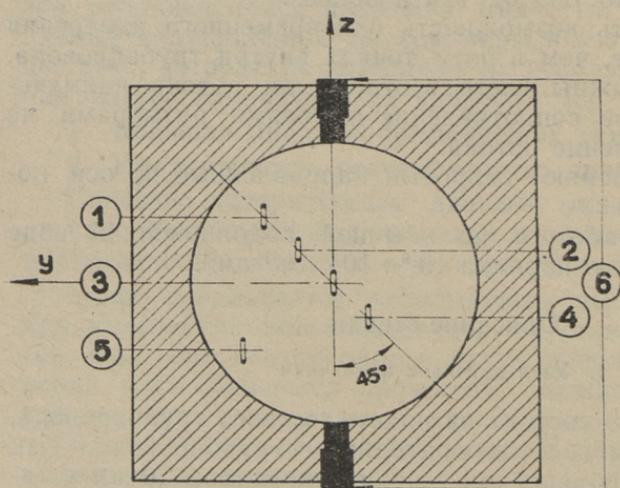
1. Узел датчиков и датчики

Весь узел фиг. 3 состоит из пластмассового трубопровода, который присоединен к лабораторному трубопроводу. Как видно из фиг. 4, в поперечном сечении диаметром 70 мм установлены пять пар электродов для измерения распределения



Фиг. 3

скоростей в трубопроводе. В отношении магнитного поля датчики расположены под углом 45° . Такая расстановка связана с некоторыми электрическими явлениями, возникающими при измерении симметричных потоков [4].



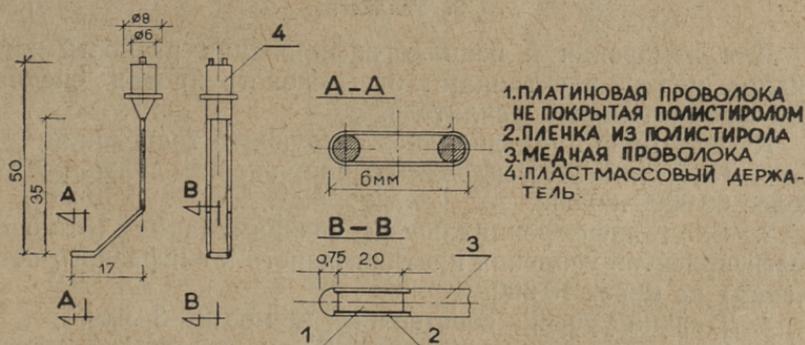
Фиг. 4

Датчики №№ 1, 3, 5 введены в трубопровод с левой стороны и №№ 2, 4 с правой стороны. Такое количество и расположение электродов обеспечивает возможность измерения эпюры распределения скоростей в поперечном сечении при условии, что начальная эпюра является осисимметричной.

Шестая пара электродов вводится в трубопровод для контроля изменения хода суммарного расхода (средней скорости) в ходе неустановившегося движения жидкости в трубопроводе.

Ввод датчиков во внутрь трубопровода вызывает некоторое уменьшение поперечного сечения и это в свою очередь приводит к увеличению местных скоростей.

Проведенные расчеты показывают однако, что суммарная площадь всех электродов составляет лишь 0,02% от живого сечения потока, что позволяет в первом приближении не учитывать их влияния.



Фиг. 5

Конструктивно все датчики для измерения местных скоростей выполнены аналогично. На фиг. 5 изображен датчик № 3, который измеряет скорость на оси трубопровода. Для придания жесткости, а также для уменьшения гидравлического сопротивления в расчетном сечении датчику придано в плане Г-образная форма. В качестве электродов, имеющих длину 4 мм, применяется платиновая проволока диаметром 0,75 мм. Платиновые электроды впаяны к медным проволокам. На участке соприкосновения электродов с водой медная проволока покрыта полистироловой изоляцией толщиной 0,01 мм. Полистиролом покрыты и электроды с внешней стороны. Для устранения измерения скоростей, не совпадающих с направлением оси потока над участками электродов, свободных от изоляции, установлены пленки из полистирола толщиной 0,02 мм. Далее платиновые электроды подвергались

электрохимической обработке — платинированию. Точная установка датчика на месте достигается при помощи специальных установочных винтов.

Шестая пара электродов изготовлена из цилиндрического графита, диаметром 6,0 мм. Электроды запрессованы вместе со специальным водоупорным клеем через соответствующие отверстия в стенки пластмассового трубопровода.

2. Электромагнит

собран в П-образном виде и имеет в своей средней части обмотку, которая питается от сети переменного тока 220 в частотой 50 гц. Мощность электромагнита около 6 квт.

Для обеспечения более равномерного магнитного поля в рабочем участке трубы магнит снабжен двумя полюсами, собранными из листовой трансформаторной стали. Площадь сечения полюсов 135×165 мм.

3. Усилитель

Для измерения и осциллографирования разности потенциалов между электродами был сконструирован специальный измерительный усилитель.

К усилителю предъявлялись следующие требования:

1. Коэффициент усиления по напряжению должен быть не менее 60 000—80 000.

2. Вход дифференциальный, дискриминация (отношение коэффициентов усиления противофазного и синфазного напряжения) не менее 10 000.

3. Низкий уровень собственных шумов 2—3 мкв.

4. Частота входного сигнала 50 гц. Ширина частотного диапазона, которая определяется постоянной времени переходного процесса при изменении амплитуды сигнала, должна быть не больше 0,01 сек.

5. Выходная мощность должна быть достаточной для записи сигнала на шлейфовом осциллографе с полной чувствительностью 1 ма.

Исходя из вышеприведенных требований и одновременной регистрации сигналов от всех шести датчиков был построен шестиканальный усилитель. Один канал усилителя имеет следующие части:

1. компенсирующее устройство для подавления помех,
2. предварительный дифференциальный усилитель,
3. избирательный усилитель,
4. выходной катодный повторитель с индикаторным прибором.

Компенсирующее устройство представляет собой источник напряжения в 50 гц с регулируемой амплитудой и фазой. При

помощи трансформатора, имеющего две симметричных, хорошо экранизированных вторичных обмотки, компенсирующее напряжение подается на вход усилителя. После включения установки в сеть и подогрева при неподвижной воде регулируется амплитуда и фаза компенсирующего напряжения до получения нуля на выходе усилителя.

Дифференциальный усилитель (фиг. 6) состоит из двух симметричных каскадов по схеме с общим катодным сопротивлением. Каждый каскад обеспечивает дискриминацию более 100. Точная балансировка усилителя осуществляется при помощи потенциометра 150.

Симметричный катодный повторитель и переходный трансформатор применяются при этом для перехода на несимметричную схему усиления. Избирательность усилителя на частоте 50 *гц* достигается 2 Т фильтром в цепи обратной связи. При этом компромиссное решение между избирательностью и скоростью переходного процесса достигается включением сопротивления 1,1 *мом* последовательно с 2 Т фильтром.

Нагрузка выходного катодного повторителя состоит из шлейф-осциллографа с последовательным сопротивлением 20 *ком* и мостового выпрямителя постоянного тока, которые подключены через соответствующие емкости. Потенциометр 1,5 *мом* в сетке катодного повторителя служит для регулировки коэффициента усиления.

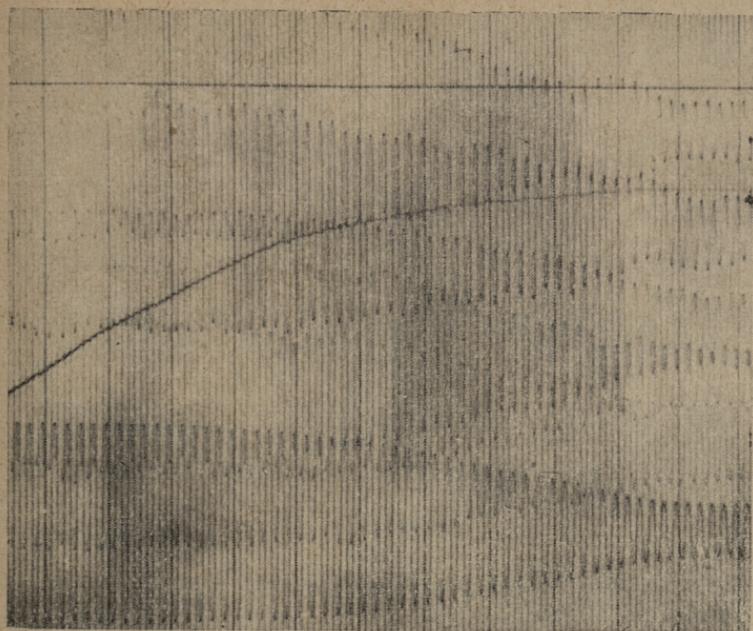
Питание анодных цепей осуществляется от электронного стабилизатора. Накальные цепи питаются от 6,3 *в* аккумуляторов. Благодаря вышеуказанным мероприятиям обеспечивается низкий уровень шумов и хорошее постоянство коэффициента усиления. Введенные в схему местные отрицательные обратные связи в виде нешунтированных катодных сопротивлений служат также для стабилизации усиления.

4. Регистрация результатов

Выходящие синусоидальные напряжения, которые зависят от скорости в данной точке, где датчик в живом сечении установлен, записывается многоканальным осциллографом типа ОС-27-51.

Осциллограф ОС-27-51 является 27-канальным шлейфовым осциллографом, в котором применяются шлейфы собственной частоты 620 *гц* с полным отклонением луча при 1 *ма*. Запись производится световым лучом на фотобумагу шириной 200 *мм*. Питание осциллографа — аккумуляторное 12 *в*.

На фиг. 7 приведен пример записи переходного процесса при замедленном движении воды. В начале опыта течение в трубопроводе является установившимся. Колебания синусоидальных амплитуд зависят от пульсации скоростей в данной



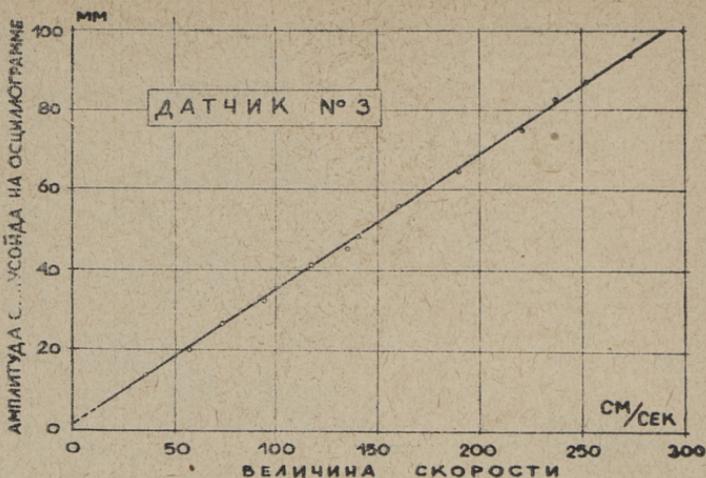
Фиг. 7

точке. С какого-то момента времени движение воды в трубопроводе становится неустановившимся и на фотобумаге этому соответствует резкое уменьшение выходящей амплитуды. После окончания переходного процесса поток снова становится установившимся. Уменьшение амплитуды показывает уменьшение скорости в течение неустановившегося течения. Кроме того на фотобумагу записывается еще и время — жирные перпендикулярные линии проведены через каждые $0,1 \text{ сек}$, а тонкие линии — через $0,01 \text{ сек}$. Зная тарировочные данные и время, можно определить в каждый момент времени скорость в данной точке и тем самым эпюру распределения скоростей.

5. Тарировка датчиков

Тарировка малых датчиков осуществлялась следующим образом. Через «трубку», образованную электродами и полистироловой пленкой, пропускался расход, фиксируемый объемным способом. Одновременно регистрировались показания по осциллограмме. В качестве примера на фиг. 8 приведена тарировочная кривая датчика № 3.

После тарировки всех датчиков проводилась проверка тарирования в установившемся режиме на 5 расходах. Эпюры скоростей измерялись при помощи трубки Пито. Результаты



Фиг. 8

проверки показали хорошее совпадение. Расхождение в измерениях не превышало 2%.

Шестая пара электродов (средняя скорость в трубопроводе) тарировалась при помощи мерного тонкостенного водослива, который имеет действующее свидетельство № 532/IV, выданное Эстонской государственной контрольной лабораторией по измерительной технике. Свидетельством гарантируется в области $0,8 \div 16,2$ л/сек точность измерения расхода $\pm 0,5\%$. Тарирование проводилось в установившемся режиме на 20 расходах. Тарировочная кривая аналогична приведенной на фиг. 8.

Предварительные результаты экспериментов показали, что указанная установка позволяет измерять эпюры распределения скоростей в напорном трубопроводе в неустановившемся движении жидкости с точностью $\pm 2,5\%$.

Результаты измерений будут опубликованы отдельно.

ЛИТЕРАТУРА

1. В. Thürlemann. Methode zur elektrischen Geschwindigkeitsmessung von Flüssigkeiten. Helvetica physica acta 1941, vol. 15.
2. Ing. Giorgio Savostano, Ing. Roberto Caravetta. Apparechiatura elettromagnetica per la misura delle velocita nelle correnti liquide. L'Energia Elettrica №2 vol. XXXI, Febbrario 1954.
3. G. Remenieras et C. Hermant. Mesure electromagnetique des vitesses dans les liquides. La Houille Blanche № special B/1954.
4. A. Kolin, F. Reiche. Journal of applied Physics 1954, v. 25; №4.
5. Л. Л. Пааль, У. Р. Лийв. Исследование индукционных расходомеров в динамических режимах. Таллинский политехнический институт. (рукопись) 1963 г.

УДК 551.578.1

А. Я. Кыйв

ОБ ОПРЕДЕЛЕНИИ ИНТЕНСИВНОСТИ РАСЧЕТНОГО ДОЖДЯ НА ТЕРРИТОРИИ ЭСТОНСКОЙ ССР

Существующие канализационные сети в Эстонской ССР построены, в основном, общесплавного типа. При проектировании общесплавной системы канализации необходимо было обратить особое внимание на определение расчетной интенсивности дождя.

При определении интенсивности расчетного дождя до 1940 г. в Эстонии пользовались эмпирическими формулами Кнауфера и характеристиками К. Имхофа.

После восстановления советской власти в республике в 1940 году стали применять при расчетах дождевой и общесплавной канализации метод расчета по предельным интенсивностям и формулу проф. П. Ф. Горбачева. Вместо постоянного климатического параметра 0,046 пользовались параметром α , предложенным канд. техн. наук Г. Л. Заком. Для Эстонии были приняты показатели, выработанные для Ленинградской и Псковской области.

Расчетные расходы, полученные в результате применения указанного метода, оказались на 30—100% выше по сравнению с результатами расчетов по методу К. Имхофа.

Это указало на необходимость определения интенсивности расчетного дождя на основе данных местных самопищущих дождемеров.

В указанное время самопищущие дождемеры с периодом наблюдения свыше 10 лет имелись только в Тарту, Паюба и в Таллине. Данных довоенного периода (1925—1941 гг.) Таллинского плувиографа в архивах однако не удалось найти.

Данные Тартуского плувиографа (типа Хельмана) за 1926—1934 гг. были обработаны профессором К. Кирде [9]. При обработке данных плувиографа интервалом продолжительности дождя было принято 20 минут (0—20 мин. до 3261—3280 мин.).

Данные плувиографа Паюба за 1928—1938 гг. были обработаны силами гидрометрического Бюро Эстонии [10]. Обра-

ботка данных плевниограмм проводилась графическим методом Фр. Рейнхольда [8].

При расчетах дождевой и общесплавной канализации вышеупомянутые данные оказались недостаточными и не нашли практического применения.

В целях более подробного решения вопроса автором в 1955 г. были обработаны данные самопишущих дождемеров Тарту и Паюба, которые имели ряд наблюдений свыше 10 лет.

При обработке самопишущих дождемеров был использован метод ГГИ [1]. Полученные данные после соответствующей обработки были нанесены на карточки, составляемые для каждого дождя.

По полученным данным были составлены на логарифмической сетке графики дождя $i=f(t)$, т. е. графики зависимости максимально-средних интенсивностей от продолжительности дождя.

На весь период наблюдений было получено:

для Тарту — 133 линий дождей,

для Паюба — 100 линий дождей.

На основе полученных графиков зависимости $i=f(t)$ было определено их количество в интервалах, рекомендуемых Фр. Рейнхольдом [8] в зависимости от продолжительности дождя. Полученные показатели линий дождей отражают частоту повторяемости интенсивности за период наблюдений. Было подсчитано количество линий дождей за каждый интервал интенсивности, которые были нанесены в таблицу повторяемости средних-максимальных интенсивностей. Просуммировав частоты интенсивностей по нисходящей последовательности, можно получить обеспеченность максимальных-средних интенсивностей в зависимости от продолжительности дождя от 5 до 180 минут. Делением указанных показателей на продолжительность периода наблюдений в годах, получены средние обеспеченности (вероятности) в год, которые, в свою очередь, были нанесены в таблицу. На основе указанных данных были определены интенсивности дождей средне-годовой обеспеченности $\frac{1}{p} = 3,0 \div 0,10$. Полученные данные $i=f(t, p)$ были собраны в таблицу на основе нижнего предела интервала интенсивности [5].

Параметры расчетного дождя определялись формулами:

$$\text{Г. А. Алексеевой } i = \frac{A+B \lg p}{(t+1)^n} \text{ мм/мин; } (1)$$

$$\text{М. В. Молокова } i = \frac{20^n i_{20} (1+C \lg p)}{t^n} \text{ мм/мин; } (2)$$

и переработанной автором формулой

$$Г. Л. Зака q = \frac{126^{5/6} H^{2/3} \alpha 9^n (1 + C \lg p)}{t^n} \text{ л/сек. га, } (3)$$

где формула Г. Л. Зака [2], приведенная для расчета стока преобразования при определении интенсивности расчетного дождя.

В пределах повторяемости $0,5 < p < 3$ были в качестве средних параметров получены приведенные в табл. 1 величины.

Таблица 1

Параметры						
место плювио- графа	n	A	B	q_{20}	C	α
Тарту	0,66	3,64	2,85	81,7	0,95	0,0348
Паюба	0,67	3,27	3,28	68,5	1,18	0,0310

Результаты анализа [5] указывают, что параметры для определения интенсивности расчетного дождя, полученные на основе данных плювиографа Паюба, пригодны для применения в приморских районах республики, где величина стока при продолжительности дождя $t=5-50$ минут и $p=1$ год получается соответственно на 16—22% ниже по сравнению с ранее принятыми при проектировании показателями ($n=0,65$; $q_{20}=80$ л/сек. га; $c=0,85$).

Для средних и южных районов Эстонской ССР рекомендуется предварительно применять параметры, полученные на основе данных плювиографа Тарту. Результаты расчетов, проведенных на основе указанных параметров, характеризуются незначительной степенью расхождения по сравнению с ранее принятыми для города Тарту величинами.

Указанная научно-исследовательская работа была передана Таллинским политехническим институтом в 1956 г. Министерству коммунального хозяйства ЭССР для внедрения.

На основе проведенной работы [5] можно было заключить, что климатические параметры для определения интенсивности расчетного дождя на территории Эстонской ССР имеют различные значения в зависимости от оро-гидрографических условий микрорайонов.

Эстонская ССР с трех сторон окружена водными преградами. На севере — Финский залив, на западе — Балтийское море и Рижский залив, на востоке оз. Пейпси (Чудское). Тер-

риторию Эстонской ССР можно подразделить на две основные части: на низменную часть, которая подвергалась затоплению послеледниковыми водами, и на возвышенную часть, (от 70 до 317 м), которая занимает немного более $\frac{1}{3}$ территории республики.

Господствующие юго-западные ветры приносят на территорию республики массы влажного морского воздуха, что является причиной выпадания сравнительно большего количества атмосферных осадков на западной, низменной части республики.

В условиях изменчивых природных характеристик Эстонской ССР нельзя было ожидать, чтобы климатические параметры расчетного дождя, полученные на основе обработки данных двух плювиографов, отражали бы все климатические особенности республики.

Для более подробного решения проблемы были дополнительно разработаны данные плювиографов с периодом наблюдений менее 10 лет, список которых приведен в табл. 2.

Таблица 2

Место установки плювиографа	Период наблюдений	Продолжительность наблюдений в годах	Примечания
Эльва	1947—1956	9	отсутствует 1954 г. отсутствует 1947 г. и 1948 г. отсутствует 1952 г.
Нехату	1945—1953	7	
Пюхайые	1950—1953	3	
Сомпа	1955—1956	2	
Ристна	1951—1956	6	
Таллин	1925—1941	} 23	
	1951—1956		
Тийрикоя	1951—1956	6	
Тоома	1951—1956	5	
Выру	1953—1956	4	

При обработке плювиограмм был использован метод ГГИ с некоторыми изменениями. При определении интенсивности расчетного дождя $i = f(t, p)$ был применен метод ЛНИИАКХ.

В целях соблюдения единой методики были дополнительно обработаны также плювиограммы Тарту и Паюба. При обработке данных были объединены плювиограммы Пюхайые и Сомпа, расположенные близко друг от друга (12 км).

Климатические параметры расчетного дождя в районе установки плювиографа были определены согласно формуле М. В. Молокова при продолжительности $t = 10—120$ минут.

$$i = \frac{A_1 (1 + C \lg p)}{t^n} \text{ мм/мин} \quad (4)$$

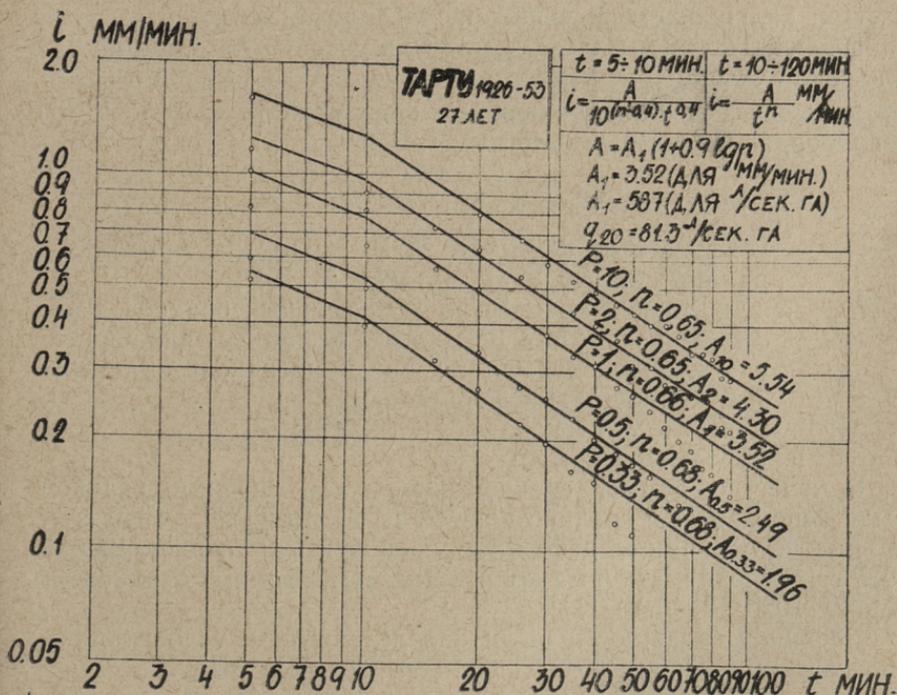
где: A_1 — параметр, равный интенсивности i_{20} для продолжительности $t = 20$ минут и $p = 1$ год.

Для определения параметров при $p = 1$ год был применен способ наименьших квадратов, что дало возможность подобрать продолжительность дождя в пределах $t = 10$ —15 до 30—50 минут. При большей продолжительности дождя точки падали сравнительно быстро и их не удалось увязать с формулой М. В. Молокова (фиг. 1). Предлагаемые нами формулы приведены на фиг. 1 и называются предформулой 1.

В таблице 3 приведены полученные параметры, соответствующие местам установок плювиографов [6].

Из таблицы 3 видно, что в районе установки плювиографа значение q_{20} находится в пределах 56,6—93,4 л/сек. га. Наименьшее значение q_{20} соответствует плювиографу Нехату, который находится на 10 км восточнее от города Таллин, а наибольшее значение — плювиографу Таллин.

Сравнительно большее значение q_{20} для условий Таллина обусловлено, по-видимому, влиянием масс влажного морского



Фиг. 1. Кривые $i=f(t, p)$, расчетные формулы и параметры

воздуха, приносимых господствующими ветрами, и загрязнением атмосферного воздуха, способствующим концентрации осадков.

Таблица 3

Название плювиографа	Параметры при $p=1$ год				
	q_{20} л/сек. га	n	A_1 л/сек. га	C	n^1
Эльва	84,4	0,67	628,3	0,85	0,4
Нехату	56,6	0,72	483,3	1,0	0,6
Паюба	62,3	0,73	561,7	0,9	0,5
Пюхайые-Сомпа	71,7	0,69	566,7	0,85	0,5
Ристна	60,5	0,69	478,3	0,6	0,4
Таллин	93,4	0,72	808,3	0,85	0,5
Тарту	81,3	1,66	586,7	0,85	0,4
Тийрикоя	70,3	0,69	555,0	0,75	0,4
Тоома	85,6	0,69	676,7	0,9	0,5
Выру	78,6	0,67	585,0	0,6	0,5

При дальнейшем изучении распределения q_{20} данные плювиографов Таллина и Нехату не были учтены, так как ряд наблюдений свыше 10 лет имеется только в Паюба и Тарту. Дополнительные точки определялись формулой $q_{20} = x H \sqrt{d_v}$ (5) и преобразованной формулой Г. Л. Зака

$$q_{20} = \frac{56,27 H^{2/3} 9^n \alpha}{20^n}, \quad (6)$$

где: x — коэффициент формулы М. В. Молокова, преобразованный для условий Эстонской ССР;

H — среднегодовое количество атмосферных осадков, в мм;

d_v — средневзвешенная величина дефицита влажности, в мм, определяемая по среднемесячным количествам жидких атмосферных осадков;

n — показатель степени формулы (2);

α — параметр формулы (3).

В качестве суммы среднегодовых атмосферных осадков были использованы средние данные за 60 лет (1891—1950 гг.), данные по величинам дефицита влажности за период 1920—1938 гг. и среднемесячные количества атмосферных осадков за период 1920—1940 гг. [11].

Дефициты влажности были определены для условий плювиографов Таллина, Тарту, Тийрикоя, Тоома и Выру.

Анализ возможности применения формулы (5) показал, что более приемлемые результаты будут достигнуты при применении в качестве средневзвешенного дефицита влажности пока-

зателей периода, соответствующего появлению наиболее интенсивных дождей (май до сентябрь).

При дальнейших расчетах была применена формула (5) с учетом среднего коэффициента x , установленного анализа для ЭССР:

$$q_{20} = 0,075 HV \sqrt{d_s}. \quad (7)$$

По формуле (7) были дополнительно определены значения для условий 22 метеостанций, где имелись данные дефицита влажности [6].

В целях более достоверного распределения q_{20} на территории республики было также получено значение параметра α формулы (6). В результате анализа установлено, что в приморских районах можно применить значение $\alpha = 0,030$, а в остальных районах республики $\alpha = 0,035$.

Для применения формулы (6) на основе данных пювиографов была предварительно составлена схема распределения показателя степени n . Полученные по указанным параметрам значения q_{20} находились в достаточно хорошей увязке с результатами формулы (7).

С помощью формулы (6) можно было определить значения q_{20} для остальных 115 дождемеров простого типа.

Разработанные схемы распределения n и q_{20} были включены в технические условия на проектирование жилищного гражданского и промышленного строительства Эстонской ССР (VEN 17—61 и РСН 19—62).

Поскольку обработанные данные пювиографов имели непродолжительные ряды наблюдений (табл. 2), в 1962 г. данные всех пювиографов были дополнительно обработаны вышеприведенным графо-аналитическим методом. При этом линии непродолжительных дождей $i=f(t)$ были продлены способом условных интенсивностей, предложенных Н. Н. Беловым.

По полученным данным частот дождей для всех пювиографов были составлены таблицы повторяемости максимальных средних интенсивностей. В качестве примера представлена табл. 4.

Для определения интенсивности соответствующего периоду однократного превышения интенсивности p были составлены графики $i=f(r)$. В этой функции аргумент r обозначает числа повторяемости. На указанный график были также нанесены методом ЛНИИАКХ линии периода однократного превышения интенсивности p , используя при этом формулу

$$r = \frac{N}{p} + 1, \quad (8)$$

где: N — число лет наблюдений пювиографа;

ТАРТУ 1926-1953

N = 27 АСТ

$l = f(t, n)$

СОГЛАСНО НАИБОЛЬШИХ СРЕДНИХ
ИНТЕНСИВНОСТЕЙ

ТАБЛИЦА 5

P	N+1 P	ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ ДОЖДЯ В МИН.																			
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	120	150
		ИНТЕНСИВНОСТЬ ММ/МИН.																			
10	3,7	1,60	1,17	0,92	0,80	0,70	0,63	0,56	0,51	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,33	0,31	0,30	0,29	0,24	0,20
5	6,4	1,36	1,08	0,85	0,73	0,65	0,58	0,52	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,29	0,28	0,26	0,22	0,18
3	10	1,20	0,93	0,78	0,70	0,60	0,54	0,48	0,44	0,41	0,38	0,35	0,33	0,31	0,29	0,28	0,26	0,25	0,24	0,20	0,16
2	14,5	1,03	0,83	0,71	0,62	0,54	0,49	0,44	0,41	0,37	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22	0,17	0,12
1	20	0,84	0,66	0,57	0,49	0,42	0,38	0,34	0,31	0,29	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17	0,14	0,11
0,5	55	0,63	0,50	0,40	0,35	0,30	0,26	0,24	0,22	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,13	0,12	0,10	0,07
0,33	92,8	0,52	0,40	0,32	0,28	0,23	0,21	0,18	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,05

1925 ÷ 1941
1951 ÷ 1961

$N = 28$ ЛЕТ
 $t = \bar{t}(t, p)$

ТАЛЛИН
СОГЛАСНО НАИБОЛЬШИХ СРЕДНИХ
ИНТЕНСИВНОСТЕЙ

ТАБЛИЦА 6

P	N/P	ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ ДОЖДЯ В МИН.																					
		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	120	150	180	
		ИНТЕНСИВНОСТЬ ММ/МИН																					
10	30	185	135	105	88	76	66	58	53	48	44	41	37	35	32	29	28	27	25	23	21	19	
5	60	160	121	96	82	70	61	52	47	43	40	37	35	34	31	29	28	27	25	23	21	19	
3	100	157	115	90	75	63	56	49	44	39	36	34	32	31	29	28	27	26	25	23	21	19	
2	150	140	103	81	68	57	51	45	40	36	33	31	29	28	26	25	24	23	22	21	19	17	
1	200	115	86	67	56	46	41	37	33	30	28	26	25	23	22	21	20	19	18	17	15	13	
0.5	300	85	62	48	41	34	31	27	25	23	21	20	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	
0.33	450	70	50	39	33	27	24	20	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	

$$i = \frac{A'}{(t+y)^x} \quad (10)$$

Для определения параметров A и n в формуле (9) были определены точки $i = f(t, p)$ по примеру таблиц 5 и 6, и нанесены на логарифмическую сетку, в качестве оси ординат, которой была принята интенсивность дождя i мм/мин, а за ось абсцисс — продолжительность дождя в минутах.

На фиг. 2 и 3 приведены точки $i = f(t, p)$ для плевниографов Тарту и Таллин, и произведен анализ параметров A и n в соответствии с принятыми значениями p .

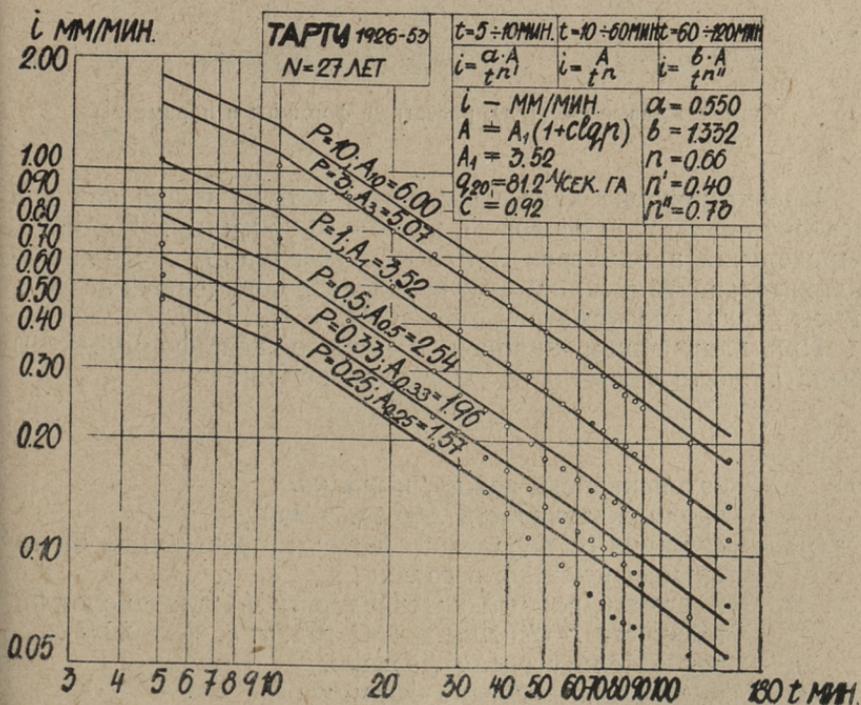
Анализом подтверждено, что целесообразно определить параметры формулы (9) отдельно для трех групп продолжительности дождей: от 5 до 10 минут, от 10 до 60 минут и от 60 до 150÷180 минут.

Для дождя продолжительностью $t=10\div 60$ минут и при $p=1,0$ год параметры A и n были определены по методу наименьших квадратов. При иных значениях p параметр n принимался постоянным, а параметр A определялся в зависимости от i и t .

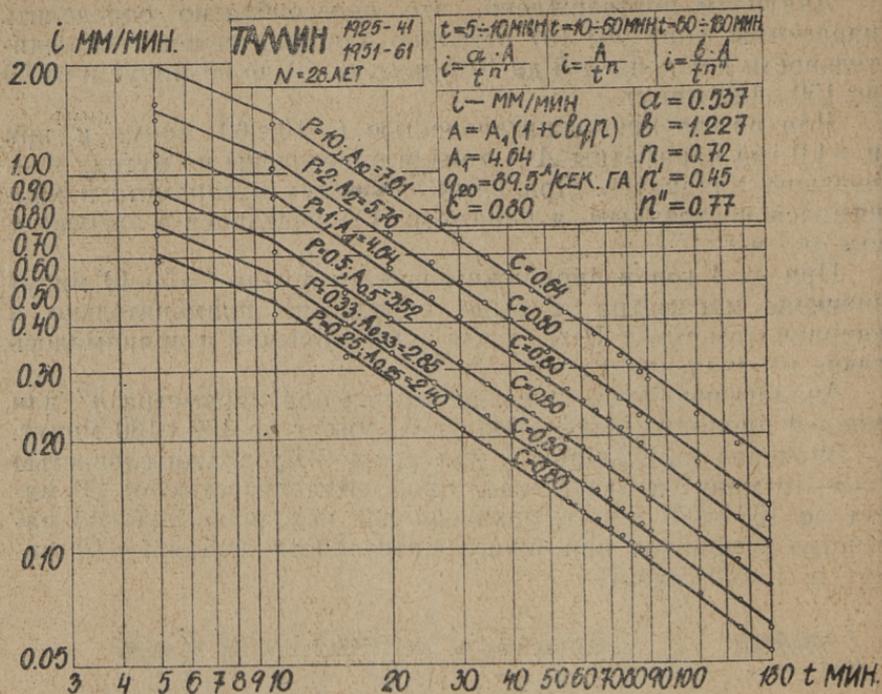
При $p=1$ год и продолжительности дождя $t=5\div 10$ минут значение параметра n' было определено применительно к координатам точек (i, t) , а для иных значений p принималось такое же значение n' .

Аналогично были определены значения параметра n'' для дождей продолжительностью от 60 минут до 150÷180 минут.

Значения параметров A для дождей продолжительностью $t=5\div 10$ минут и для дождей продолжительностью от 60 минут до 150÷180 минут, определялись исходя из условий равенства координат при продолжительности дождя $t=10$ минут и $t=60$ минут.



Фиг. 2. Кривые $i=f(t, p)$, расчетные формулы и параметры



Фиг. 3. Кривые $i=f(t, p)$, расчетные формулы и параметры

Проектирование канализационной сети и небольших коллекторов ведется, в основном, при $t = 10 \div 60$ минут. На основе определения параметров A и n для указанного предела продолжительности дождя можно определить переменный коэффициент стока, предусмотренный СНиП'ом II-г. 6—62.

При дальнейшем анализе, вместо общей формулы (9), была принята формула М. В. Молокова [12]:

$$i = \frac{A_1 f(p)}{t^n}, \quad (11)$$

где i — интенсивность дождя, в мм/мин;

t — продолжительность дождя, в мин;

$f(p)$ — функция от вероятного периода превышения интенсивности дождя, в годах;

A_1 — параметр равный интенсивности i_{20} для продолжительности $t=20$ мин и $p=1$ год, т. е. $A_1 = 20^n i_{20}$;

n — показатель степени формулы.

$f(p)$ — определена согласно формуле:

$$k = 1 + \text{clgp}. \quad (12)$$

Для определения параметра c принимались значения параметра A , выведенные на основе графиков, составленных для всех плювиографов по примеру фиг. 2 и 3, и при условии выражения для различных значений p формулой:

$$k' = \frac{A}{A_1}, \quad (13)$$

где A_1 — параметр формулы (11).

По формуле (13) составлены графики $f(p)$ для всех плювиографов. В качестве примера приведены графики $f(p)$ для плювиографов Тарту и Таллин (фиг. 4 и 5).

Коэффициент c в формуле (12) определялся из графиков $f(p)$ по методу наименьших квадратов.

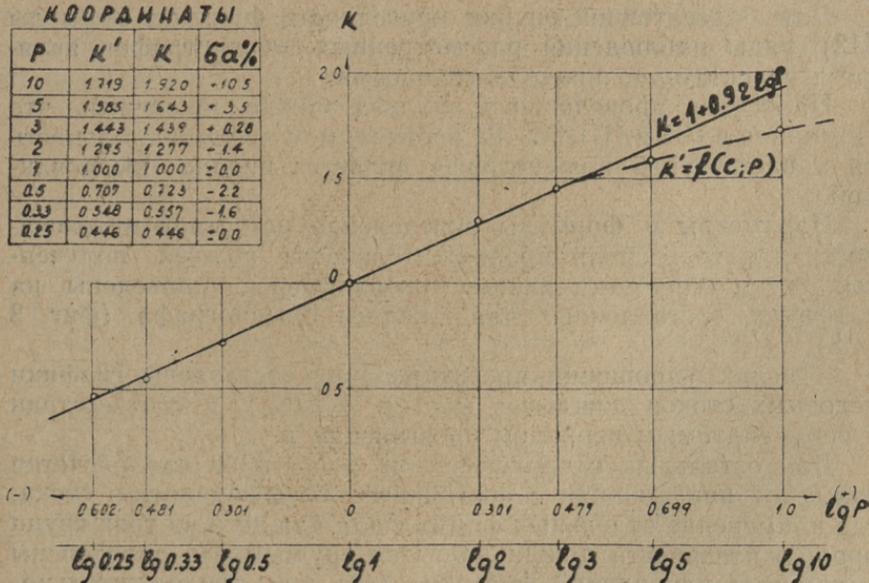
Как видно из фиг. 4 и 5, координаты k' и p функции $f(p)$ значительно отклоняются от функции формулы (12). Установлено, что указанное явление находится в зависимости от продолжительности ряда наблюдений. Из вышеприведенного следует, что при значениях $p > 3$ года нельзя применить коор-

ТАРТУ 1926-1953

$N = 27$ ЛЕТ

КООРДИНАТЫ

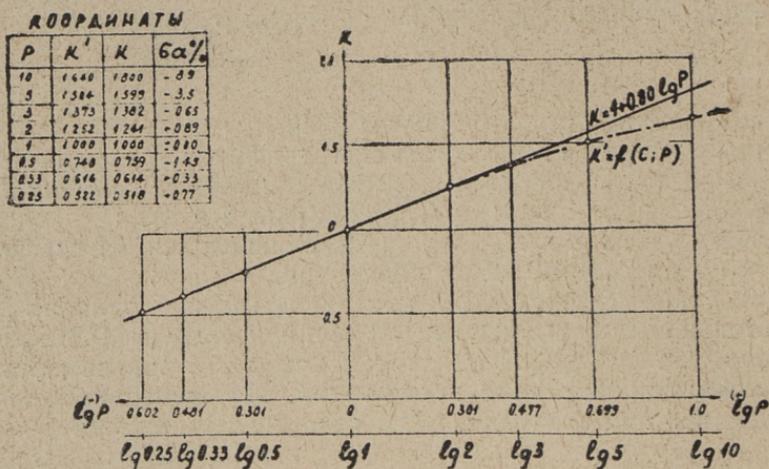
p	k'	K	$\delta a\%$
10	1.719	1.920	-10.5
5	1.585	1.643	-3.5
3	1.443	1.439	+0.28
2	1.295	1.277	-1.4
1	1.000	1.000	± 0.0
0.5	0.707	0.723	-2.2
0.33	0.548	0.557	-1.6
0.25	0.446	0.446	± 0.0



Фиг. 4. $f(p) = 1 + c \lg p$

ТАБЛИЦА
1925-1941
1951-1961

N = 28 ЛЕТ



Фиг. 5. $f(p) = 1 + clgp$

динаты (k', p) точек $f(p)$, а следует пользоваться формулой (12).

Для более точной оценки пригодности функции формулы (12) ряды наблюдений рассмотренных плювиографов являются недостаточно продолжительными.

На основе проведенного анализа можно заключить, что указанная в СН и ПП-Г6—62 необходимая продолжительность ряда наблюдений плювиографа является вполне обоснованной.

Параметры и формулы определения расчетной интенсивности для трех групп продолжительности дождей, полученных путем обработки данных плювиографов, приведены на графиках, составленных для каждого плювиографа (фиг. 2 и 3).

В целях упрощения проектирования составлены графики условных стоков дождевых вол $a_c = f(t_{пр})$ в соответствии с рекомендуемым периодом превышения p .

Для остальных гидрологических расчетов и для расчетов дождевой канализации с постоянным коэффициентом стока, где применение отдельных формул для каждого из трех групп продолжительности дождя является трудоемким, определены параметры для единой формулы (10) при продолжительности дождя 5÷180 минут. Указанные параметры были опреде-

лены исходя из условия соблюдения единых координат для центров прямых участков II-ой формулы автора и формулы (10).

В формуле (10) $f(p)$ принимается аналогично формуле (11). При введении $f(p)$ в указанное выражение формула (10) преобразуется в

$$i = \frac{A_1' f(p)}{(t+y)^x}, \quad (14)$$

где i — интенсивность расчетного дождя, в мм/мин;

A_1' — параметр, соответствующий интенсивности i_{20}

при $t=20$ минут и $p=1$ год, т. е. $A_1' = (20+y)^x \cdot i_{20}$

Таким образом формулу (14) можно представить в виде

$$i = \frac{(20+y)^x i_{20} (1 + C \lg p)}{(t+y)^x}. \quad (15)$$

Объемная интенсивность q в л/сек. га определяется как

$$q = \frac{(20+y)^x q_{20} (1 + C \lg p)}{(t+y)^x}. \quad (16)$$

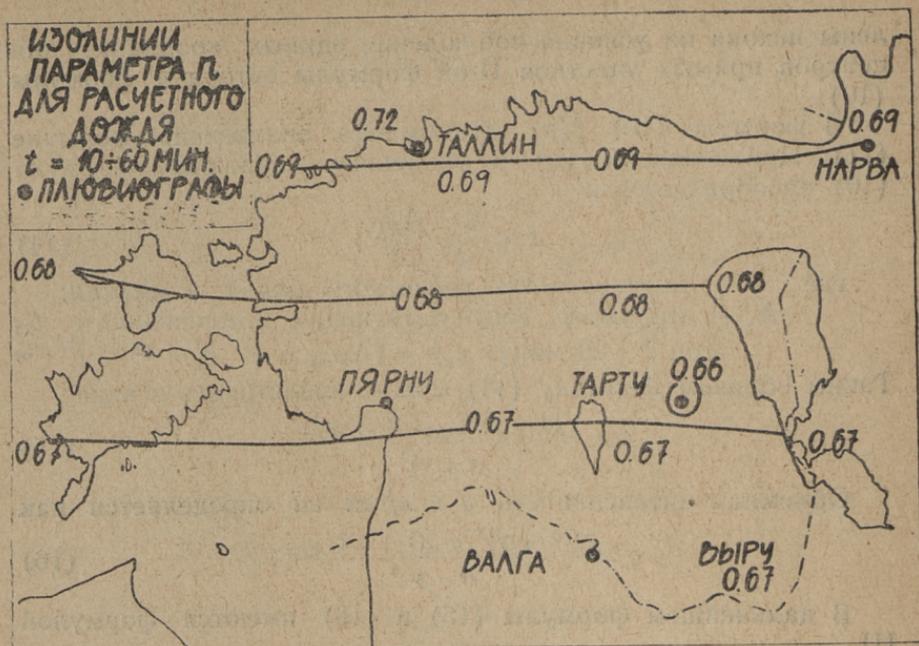
В дальнейшем формулы (15) и (16) имеют формулой III.

Параметры формул II и III, предлагаемых автором применительно к условиям плювиографа, приведены в табл. 7.

Определение интенсивности расчетного дождя для районов, расположенных за пределами установки плювиографов, сводится к определению схем распределения параметров n , q_{20} , c , n' , a , n'' , b , x , и y .

ТАБЛИЦА 7

НАЗВАНИЕ ПЛУВИОГРАФА	ПАРАМЕТРЫ								
	q_{20} мм/га	n	c	n'	a	n''	b	x	y
ЭЛЬВА	82,8	0,67	0,76	0,40	0,536	0,80	2,361	0,834	5,2
НЕХАТУ	57,0	0,74	0,96	0,55	0,692	0,90	2,172	0,832	3,1
ПАУБА	70,0	0,69	0,92	0,50	0,646	0,82	1,703	0,766	2,9
ПЯКАЙЭ-СОМЯ- ИМХВИ	77,3	0,69	0,86	0,50	0,646	0,80	2,177	0,823	3,7
РМСТНА	64,7	0,68	0,67	0,50	0,660	0,74	1,279	0,734	2,4
ГААЛИН	89,5	0,72	0,80	0,45	0,537	0,77	1,227	0,785	2,75
ТАРТУ	81,2	0,66	0,92	0,40	0,550	0,73	1,332	0,732	3,1
ТИРИКОЯ	78,2	0,68	0,85	0,40	0,525	0,80	1,626	0,790	4,0
УОУЖА	83,8	0,68	0,86	0,38	0,660	0,87	2,177	0,812	3,7
ВЫРУ	81,7	0,67	0,74	0,50	0,676	0,76	1,446	0,761	2,4
СРЕДНЕЕ	76,3	0,68	0,83	0,47	0,613	0,82	1,758	0,787	3,3



Фиг. 6. Схема изолинии параметра n для расчетного дождя $t=10-60$ минут

Карта изолиний параметра n , применительно к формуле II, (фиг. 2 и 3), составлена по данным pluviographs (фиг. 6).

Карта изолиний q_{20} была составлена по данным десяти pluviographs и по дефицитам влажности 22 метеостанций. Для установленных pluviographs значения параметра x формулы (5) определялись в пределах от 0,0731 до 0,0941. Среднее значение параметра $x=0,0746 \pm 0,0015$ было определено по данным pluviographs Тарту, Тоома и Выру.

Значения параметра α формулы (6) определялись в пределах от 0,0206 до 0,0427; среднее значение по данным десяти pluviographs составляло $\alpha=0,0343 \pm 0,0014$.

Районирование параметров x и α на основе данных pluviographs, ввиду разнообразных оро-гидрографических условий республики, не представлялось возможным.

Дополнительный анализ проводился применительно к 27 метеостанциям, где имелись данные по дефицитам влажности. Значения параметров x и α для указанных станций нанесены в табл. 8.

Среднее квадратное отклонение точек находилось в пределах $\pm 0,212$.

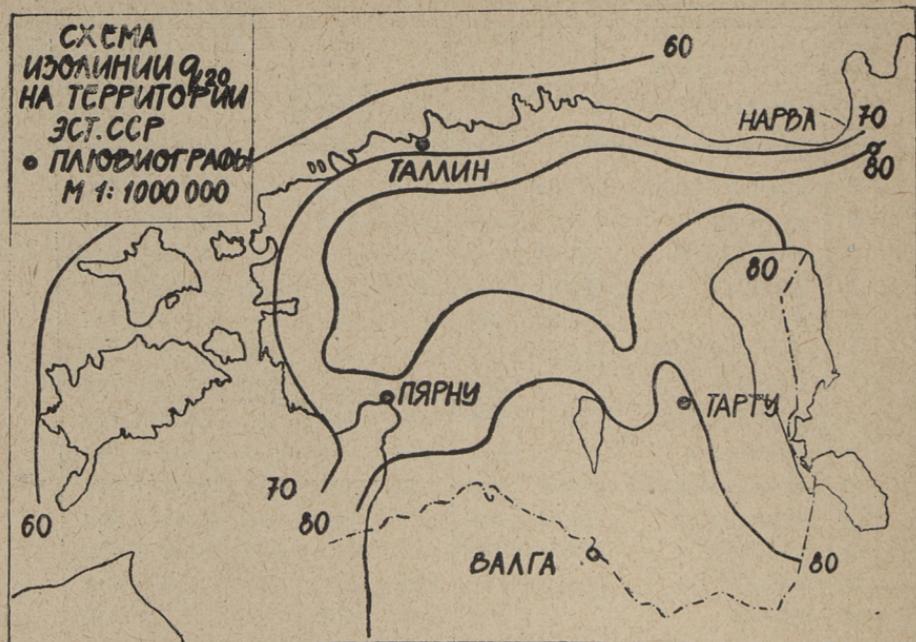
ТАБЛИЦА 8

№ п/п	НАЗВАНИЯ СТАНЦИИ	x	n	d ₀	q ₂₀	m	α	q ₂₀
					СОГЛАСНО ФОРМУЛЕ (7)			СОГЛАСНО ФОРМУЛЕ (6)
1	ВАСКНАРВА	0,075	624	3,24	84,2	0,68	0,035	83,5
2	ВИГАЛА	"	630	3,00	81,6	"	0,034	81,7
3	ВИЛСАНДИ	0,083	483	2,26	60,3	"	0,030	60,4
4	ВЯРСКА	0,075	550	3,35	75,5	0,67	0,034	75,2
5	ВЫРУ	0,0724	604	3,52	81,7	"	0,0347	81,7
6	ЙЫГЕВА	0,075	577	3,17	77,0	0,68	0,035	77,5
7	КОХТЛА	"	571	3,17	76,2	0,69	0,034	75,9
8	КРЕЭНХОЛМ	"	600 ^x	3,23	80,9	"	0,035	80,7
9	КУУСИКУ	"	628	2,93	80,6	0,68	0,034	81,5
10	НАРВА-ЙЫЕСУУ	0,066	598	3,12	69,7	0,69	0,030	69,1
11	ОЛУСТВЕРЕ	0,075	586	3,04	76,6	0,67	0,033	76,1
12	ПАКРИ	0,083	531	2,44	64,5	0,69	0,030	63,8
13	ПОЛЛИ	0,075	642	2,98	83,1	0,67	0,034	83,4
14	ПЯРНУ	"	575	3,26	77,9	"	"	77,5
15	РАКВЕРЕ	"	648	3,26	87,8	0,69	0,036	87,4
16	РУХНУ	"	561	2,71	69,3	0,67	0,031	69,5
17	РЯПИЦА	"	569	3,26	77,1	"	0,034	76,8
18	СЫРВЕ	0,083	519	2,02	61,2	"	0,029	61,7
19	ТАХКУНА	"	514	2,17	62,8	0,68	0,030	62,9
20	ТАЛЛИН	0,0991	538	2,82	89,5	0,72	0,0427	89,5
21	ТАРТУ	0,0739	582	3,57	81,2	0,66	0,0351	81,2
22	ТИЙРИКОЯ	0,0853	524	3,06	78,2	0,68	0,0368	78,2
23	ТООЛСЕ	0,072	590 ^x	2,59	68,9	0,69	0,030	68,4
24	ТООМА	0,0779	584	3,39	83,8	0,68	0,0367	83,8
25	ХААПСАЛУ	0,075	555 ^x	2,74	68,9	"	0,031	68,6
26	ЭНЕДА	"	606	3,24	81,8	0,69	0,035	81,3
27	ЭРВЕСЕЛЯ	"	566	3,29	77,0	0,67	0,034	76,7

x) ПО КАРТЕ СРЕДНЕГОДОВАЯ СУММА
ОСАДМОВ

Ниже приведены повторяемости значений:

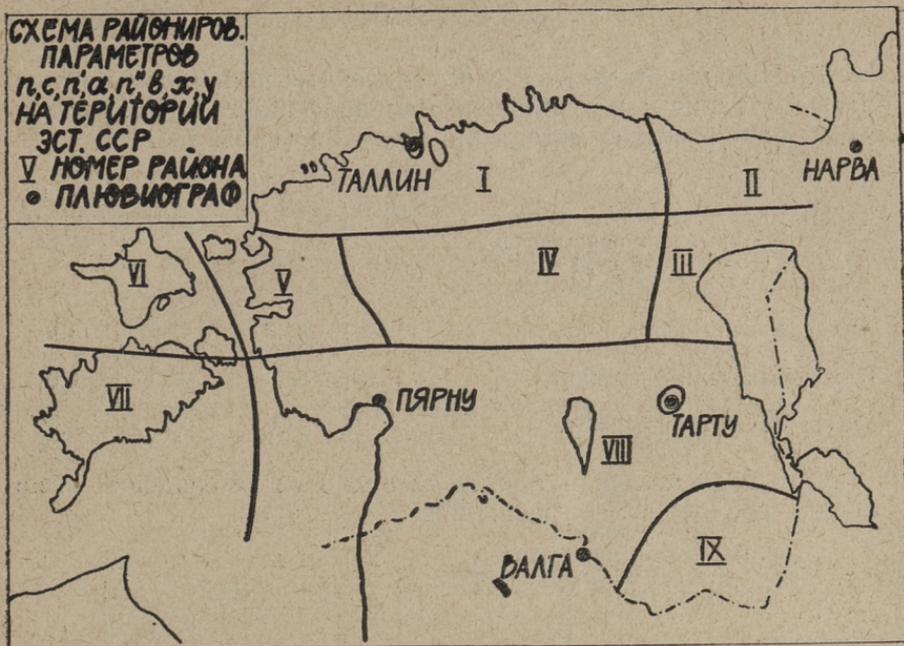
x = 0,075	— 61,7%
α = 0,035	— 11,0%
α = 0,034	— 33,4%
α = 0,030	— 18,5%



Фиг. 7. Схема изолиний q_{20}

ТАБЛИЦА 9

№ РАЙОНА	ПАРАМЕТРЫ							
	n	c	n'	a	n''	f	x	y
I	0,69	0,80	0,45	0,575	0,77	1,308	0,747	2,3
II	0,69	0,84	0,50	0,646	0,88	2,177	0,823	3,7
III	0,68	0,85	0,50	0,525	0,80	1,626	0,798	4,0
IV	0,68	0,88	0,50	0,660	0,87	2,177	0,812	3,7
V	0,68	0,80	0,45	0,589	0,77	1,466	0,758	2,9
VI	0,68	0,67	0,50	0,660	0,74	1,279	0,734	2,4
VII	0,67	0,67	0,50	0,676	0,74	1,332	0,729	2,45
VIII	0,67	0,76	0,40	0,536	0,88	2,361	0,834	5,2
IX	0,67	0,74	0,50	0,676	0,76	1,466	0,741	2,4
ТАЛЛИН	0,72	0,80	0,45	0,537	0,77	1,227	0,785	2,75
ТАРТУ	0,66	0,92	0,40	0,550	0,73	1,332	0,732	3,1



Фиг. 8. Схема районирования параметров

Значения q_{20} хорошо увязываются между собой. Из вышеуказанного следует, что определение значений q_{20} по формуле (7) дает более удовлетворительные результаты, чем формула (6).

В целях получения достаточного количества значений было произведено районирование параметра a по данным табл. 8. По карте изолиний параметра n , с учетом суммарного среднего количества атмосферных осадков за 60 лет, были определены значения q_{20} для всех дождемеров упрощенного типа [6].

Результаты обработки 143 точек были нанесены на карту распределения параметра q_{20} (фиг. 7).

Районирование параметров $n, c, n^1, a, n^{11}, b, x$ и y произведено по данным pluviографов. Вся территория республики распределяется в 9 районов. Значения районных параметров приведены в табл. 9, а схема районов приведена на фиг. 8. Там же приведены значения параметров Таллина и Тарту, которые не увязываются с параметрами районов, расположенных за пределами городов.

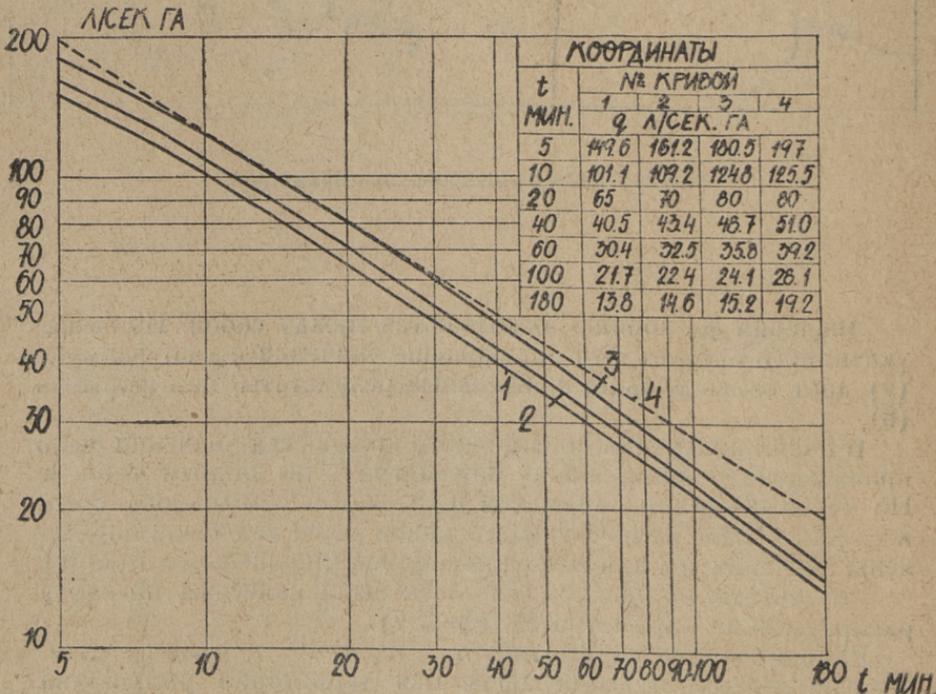
Выводы

1. Параметры q_{20} , n и c , определенные по данным плювиографа г. Тарту для одинакового периода наблюдений, практически не зависят от метода определения (табл. 10).

Таблица 10

Значения параметров при $p=1$	q_{20}	n	c
Исследования 1955 г.	81,7	0,65	1,0
Исследования 1958—1959 гг.	81,3	0,66	0,9
Исследования 1962—1963 гг.	81,2	0,66	0,92

При недостаточной продолжительности наблюдений выявляется расхождение в значениях параметров.



Фиг. 9. Зависимость между интенсивностью и продолжительностью дождей при периоде превышения $p=1$ год:

- 1 — формулой (16), для островов республики;
- 2 — „ „ „ для приморских районов;
- 3 — „ „ „ для возвышенных районов;
- 4 — формулой Н и ТУ 141-56

2. Карты распределения параметров n и q_{20} включены в технические условия на проектирование жилищно-гражданского и промышленного строительства Эстонской ССР (VEN 17-61 и РСН 19-62).

3. Установлено, что при определении интенсивности расчетного дождя по формулам автора (16), значения интенсивности расчетного дождя получаются значительно ниже нормативных показателей, приведенных в Н и ТУ 141-56 (см. фиг. 9).

4. Доказано, что расчетные расходы дождевых вод применительно к островам и приморским районам уменьшаются на $12,5 \div 28,1\%$.

Это позволяет сократить диаметр канализационного трубопровода на одну номенклатурную единицу. На возвышенных участках территории республики расчетные расходы дождевых вод уменьшаются при продолжительности дождя $t = 60 \div 180$ минут соответственно на $8,7 \div 20,5\%$.

5. Результаты работы указывают на необходимость включения предложенных автором новых значений параметров q_{20} , n , c и других, полученных для условий Эстонской ССР, в технические условия на проектирование жилищно-гражданского и промышленного строительства в республике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Г. А. Алексеев. Метод установления зависимости между интенсивностью, продолжительностью и повторяемостью ливней. Труды НИУГМС, сер. IV, вып. 1. Гидрометеоиздат, Л., 1941.
2. Г. Л. Зяк. Номограмма для расчета водостоков. Водоснабжение и санитарная техника № 4, 1955.
3. K. Imhoff. Taschenbuck der Stadtenentwasserung. Veb. Verlag Technik, Berlin, 1956.
4. А. Я. Кыйв. Определение расчетной интенсивности ливня и стока на территории Эст. ССР. 1953, рукопись (на эст. языке).
5. А. Я. Кыйв. Расчетные параметры ливня на территории Эст. ССР (Тарту и Паюба). 1955, рукопись (на эст. языке).
6. А. Я. Кыйв. Интенсивность ливневых дождей и климатические параметры для расчета дождевых канализаций в условиях Эст. ССР. 1960, рукопись (на эст. языке).
7. В. В. Лебедев. Гидрология и гидрометрия в задачах. Гидрометеоиздат. Л., 1955.
8. Fr. Reinhold. Zur Metodik der Auswertung von Starkregen. Berlin, 1938.
9. K. Kird e. Rainfall in Tartu. Helsinki, 1935.
10. Ежегодник Эст. Гидромет. бюро 1936—1938. Таллин, 1941 (на эст. языке).
11. К. Т. Номмик. Влияние осушения земель на режим стока бассейнов в Эст. ССР. 1954 (рукопись).
12. М. В. Молоков, Г. Г. Шигорин. Дождевая и общесплавная канализация. Изд. МКХ РСФСР. М., 1954.

А. М. Айтсам, Х. А. Вельнер, Л. Л. Пааль

О РАСЧЕТЕ КИСЛОРОДНОГО БАЛАНСА ВОДОТОКОВ, ЗАГРЯЗНЯЕМЫХ СТОЧНЫМИ ВОДАМИ

Действующими санитарными правилами спуска сточных вод в водоемы (№ 372-61) установлено, что основными показателями водоема, лимитирующими степень биологической очистки сточных вод, является содержание в воде растворенного кислорода O_2 и биохимическая потребность в кислороде L .

Согласно классической теории Фелпса-Стритера процессы минерализации органических веществ, поступающих в водоемы в составе сточных вод, а также процесс реаэрации водоемов могут быть представлены зависимостями мономолекулярной реакции как

$$\frac{dL_t}{dt} = -k'_1 L_t, \quad (1)$$

$$\frac{dD_t}{dt} = -k'_2 D_t, \quad (2)$$

где: L_t — биохимическая потребность в кислороде в момент времени t ,

D_t — дефицит кислорода в водоеме в момент t ,

k'_1 и k'_2 — соответственно коэффициенты минерализации и реаэрации, характеризующие скорость потребления и поступления из атмосферы кислорода при постоянной температуре T° .

После интегрирования (1) и (2) преобразуются в

$$L_t = L_0 \cdot 10^{-k_1 \cdot t}, \quad (3)$$

$$D_t = D_0 \cdot 10^{-k_2 \cdot t}, \quad (4)$$

где L_0 и D_0 соответственно биохимическая потребность в кислороде и дефицит кислорода в струе в начальный момент процесса:

$$k_1 = k'_1 \lg e, \quad k_2 = k'_2 \lg e.$$

При одновременном протекании процессов минерализации и реазрации процесс потребления кислорода по Фелпсу представляется зависимостью:

$$\frac{dD_t}{dt} = k'_1 L_t - k'_2 D_t. \quad (5)$$

или после интегрирования

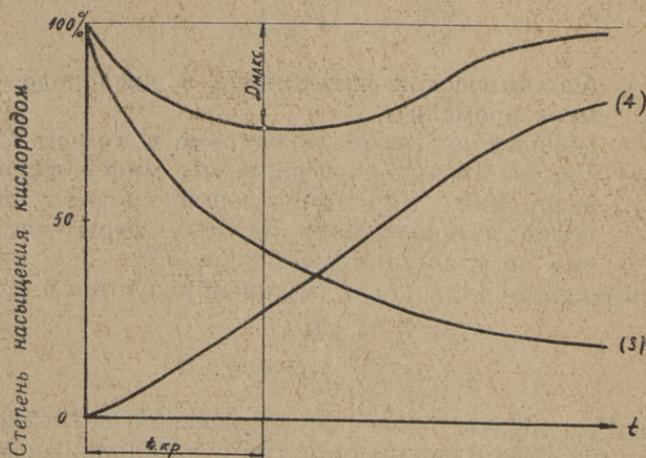
$$D_t = \frac{k_1}{k_2 - k_1} L_0 (10^{-k_1 t} - 10^{-k_2 t}) + D_0 \cdot 10^{-k_2 t} \quad (6)$$

При выводе уравнений (5) и (6) Фелпс исходил из предположения $\frac{dD_t}{dt} > 0$, т. е. считал, что процесс минерализации протекает при избытке растворенного кислорода.

Уравнения (3), (4) и (6) при $T^\circ = const$ представлены на фиг. 1.

Согласно уравнению (6) имеет место кислородный прогиб. Максимальный дефицит кислорода D_{\max} соответствует критическому значению времени $t_{кр}$.

При проектировании биологических очистных сооружений исходят из условия, чтобы в критическом сечении реки содержание растворенного кислорода O_2 не падало бы ниже минимально допустимого значения (4-6 мг/л). Далее определяют из (6) $t_{кр}$; при этом должны быть предварительно определены k_1 , k_2 , L_0 и D_0 .

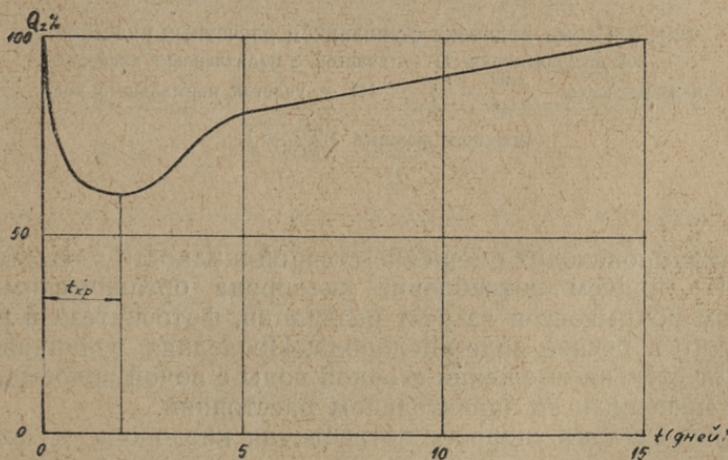


Фиг. 1. Расчетная схема кислородного режима по Фелпсу-Стритеру

Биохимическая потребность в кислороде L_0 в створе впуска сточных вод определяется с учетом разбавления сточных вод в водоеме, причем коэффициент смешения α обычно принимается равным единице [4, 5].

Многочисленными опытами доказано, что предложенные Фелпсом-Стритером зависимости выведены из условий потребления кислорода в «банке» и дают поэтому достоверные результаты при спуске бытовых сточных вод* при отсутствии эффекта фотосинтеза в стоячие водоемы или в водотоки с малым турбулентным перемешиванием. В таких случаях, например, в эстауриях действительно наблюдается кислородный прогиб с наступлением критической точки при нормальной температуре ($T \approx 20^\circ\text{C}$) на 2÷4 день. Содержание растворенного кислорода в водоеме уменьшается также зимой при наличии ледяного покрова.

Нами был повторен опыт Фелпса. В банку, предварительно заполненную насыщенную кислородом водой, было введено загрязнение фекального происхождения 5% раствора. Во время процесса окисления был обеспечен доступ кислорода через свободную поверхность жидкости. Ход потребления кислорода, представленный на схеме (фиг. 2) полностью подтверждает гипотезу Фелпса-Стритера. Точка кислородного

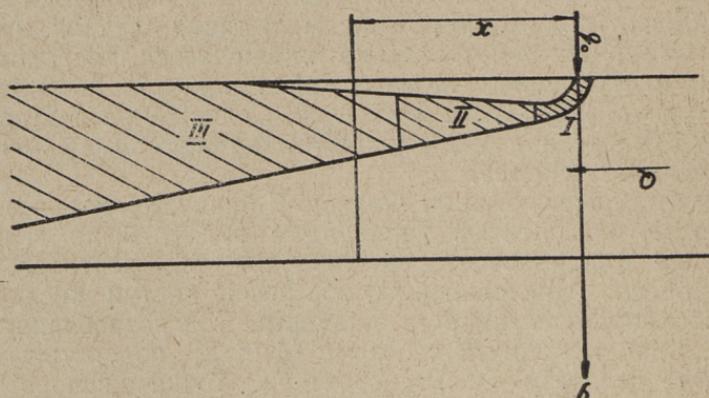


Фиг. 2. Схема потребления кислорода в стоячей воде (опыт «банки»)

* В случае впуска в водоем некоторых производственных или смешанных сточных вод минерализация органических веществ не происходит согласно закону мономолекулярной реакции, что требует специального изучения зависимости $L_t = f(t)$.

прогиба наступает на вторые сутки. На 15 сутки было восстановлено первоначальное положение.

С другой стороны, натурными исследованиями на небольших реках Эстонии с площадью водосбора до 1000 км^2 и длиной до 100 км установлено, что критическим участком, отвечающим минимуму растворенного кислорода по длине реки, является пусковой участок сточных вод — зона компактной струи (I на фиг. 3).



Фиг. 3. Схема водотока с указанием расчетных участков: I — компактная струя, II — участок с подавленным кислородным режимом ($\frac{dD}{dt} = 0$), III — участок нормального кислородного режима ($\frac{dD}{dt} > 0$)

Далее происходит смешение сточной жидкости с водотоком (II—III), причем потребление кислорода органическим веществом покрывается за счет реэрации, фотосинтеза и растворенного в речной воде кислорода. Последняя величина зависит от степени смешения сточной воды с водой водоема, что может произойти на значительном расстоянии.

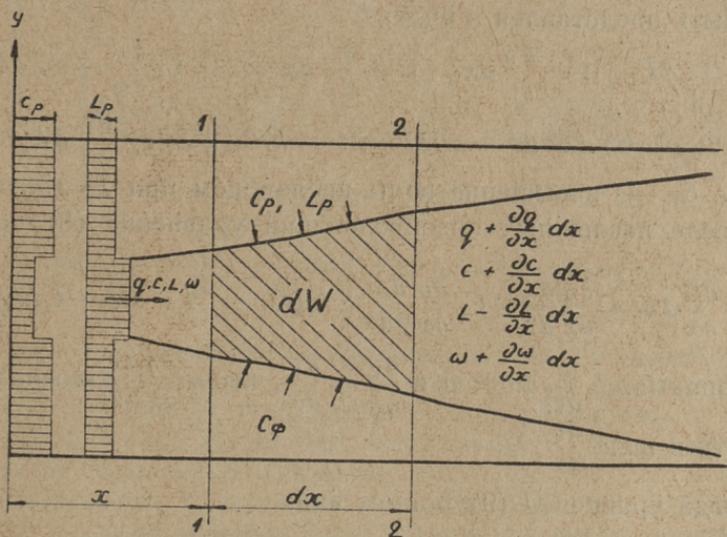
Первоначально скорость потребления кислорода в сильно загрязненных реках может превышать скорость поступления кислорода в струю ($\frac{dD_t}{dt} = 0$). Процесс окисления происходит в этом случае согласно уравнению

$$L_t = L_0 - k'_2 D_{\text{макс}} \cdot t, \quad (7)$$

полученному при совместном решении уравнений (3) и (5), где $D_{\text{макс}}$ — максимальный дефицит кислорода в струе. Да-

лее, после установления равенства между расходуемым и поступающим в струю кислородом $(t \geq t_1 = \frac{L_0}{k_2 - D_{\max}} - \frac{1}{k_1})$, т. е. при $\frac{dD_t}{dt} > 0$ процесс окисления будет протекать нормально; в первом приближении согласно закону мономолекулярной реакции.

Составим уравнение кислородного баланса с учетом разбавления и фотосинтеза для элементарного объема dW загрязненной струи на произвольном участке 1—2 водотока ниже спуска сточных вод (фиг. 4) при нижеследующих допущениях:



Фиг. 4. Расчетная схема для определения баланса кислорода:

C_p — содержание растворенного кислорода O_2 ($мг/л$) в незагрязненной части реки, L_p — биохимическая потребность в кислороде ($мг/л$) в незагрязненной части реки, C — содержание растворенного кислорода O_2 ($мг/л$) загрязненной струи в сечении 1—1, L — БПК загрязненной струи в сечении 1—1, q — расход загрязненной струи в сечении 1—1, C_ϕ — содержание растворенного кислорода O_2 ($мг/л$) вследствие фотосинтеза ($dC_\phi = \alpha R dt$), ω — площадь поперечного сечения струи, α — кислородная константа при фотосинтезе ($мг/ккал$), R — радиационный баланс ($ккал/л.сутки$)

1) концентрация растворенного органического вещества в створах струи распределена равномерно $\frac{\partial C}{\partial y} = 0$;

2) температуры струи и реки равные и постоянные $\frac{\partial T}{\partial x} = \frac{\partial T}{\partial y} = 0$.

3) Течение стационарное, т. е. $\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial L}{\partial t} = 0$.

Граничные условия установлены, при $x=0$:

$$q=q_0, L=L_0, C=C_0, dq=0;$$

при $x=\infty$: $q=q_0+Q, L=L_p, C=C_p,$

где q_0 — расход сточной воды, Q — расход реки.

Закон изменения расхода загрязненной струи при $0 < x < \infty$ принимается согласно $q=q_0+aQ$, где a — коэффициент смешения.

При соблюдении вышеуказанных граничных условий кислородный баланс элементарного объема dW за время dt может быть представлен в виде:

$$q \cdot C \cdot dt - \left(q + \frac{\partial q}{\partial x} dx \right) \left(C + \frac{\partial C}{\partial x} dx \right) dt + C_p \frac{\partial q}{\partial x} dx dt + k'_2(C_n - C) dW dt - \alpha R dW dt - k'_1 L dW dt = \frac{\partial C}{\partial t} dW dt \dots, (8)$$

где C_n — насыщение воды кислородом при $T=const$.

После несложных преобразований уравнение (8) примет вид:

$$- \frac{q}{dW} \frac{\partial C}{\partial x} dx - C \frac{\partial q}{\partial x} \frac{dx}{dW} + C_p \frac{\partial q}{\partial x} \frac{dx}{dW} + k'_2(C_n - C) + \alpha R - k'_1 L = 0. (9)$$

Принимая $\frac{q}{dW} dx = v$ и $\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{dq}{dx}$, члены $\frac{\partial q}{\partial x} \frac{dx}{dW}$ можно представить в виде $\frac{dq}{dx} \frac{1}{\omega}$.

Тогда уравнение (9) примет вид:

$$v \frac{dC}{dx} = - \frac{C}{\omega} \frac{dq}{dx} + C_p \frac{dq}{dx} \frac{1}{\omega} + \alpha R + k'_2(C_n - C) - k'_1 L. (10)$$

Обозначим $C_n - C = D$ и $C_n - C_p = D_p$, где D и D_p соответственно дефицит кислорода в загрязненной струе и в незагрязненной части водотока. После преобразований и учитывая, что $D_p < D$, уравнение (10) можно представить как

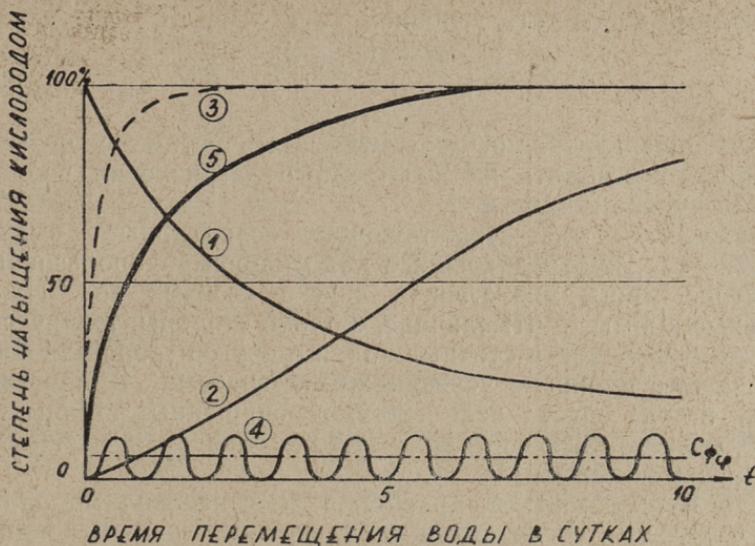
$$v \frac{dD}{dx} = k'_1 L - k'_2 D - (D - D_p) \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx} - \alpha R (11)$$

и в окончательном виде:

$$\frac{dD}{dt} = k'_1 L - k'_2 D - k''_2 (D - D_p) - \alpha R, (12)$$

где $k''_2 = \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx}$ показывает степень разбавления сточной воды в водоеме.

На фиг. 5 показана схема изменения кислородного баланса водотока при одновременном протекании процессов по-



Фиг. 5. Схема уточненного кислородного баланса в водотоках

требления и растворения кислорода. Кривая 1 характеризует процесс минерализации по (1), кривая 2 — процесс реэрации по (2), кривая 3 характеризует разбавление, т. е. процесс растворения кислорода, поступающего в загрязненную струю из незагрязненной части водотока по (16) и кривая 4 характеризует поступление кислорода за счет фотосинтеза, причем условно приняты дни с одинаковой метеорологической характеристикой.

Суммарный кислородный баланс водотока представлен кривой 5, построенной согласно уравнению (12).

Сопоставление уравнений (5) и (12), характеризуемых фигурами 1 и 4, показывает, что в отличие от классической формулы Фелпса (5), согласно которому имеет место кислородный прогиб, по уточненной формуле (12) такого прогиба не существует, а участок максимального загрязнения находится непосредственно в зоне выпуска сточных вод.

Уравнение (12) преобразуется в (5) лишь в случае отсутствия дополнительных источников растворения кислорода кроме реэрации, а именно: $D = D_p$, $\frac{dq}{dx} = 0$ и $\alpha R = 0$, т. е. в частных условиях стоячих водоемов.

Для предупреждения возникновения в водоеме анаэробного процесса гниения (что может иметь место при $\frac{\partial D}{\partial x} = 0$

необходимо соблюдать условие:

$$L < \frac{k_2'}{k_1'} D + \frac{D - D_p}{k_1'} \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx} + \alpha R. \quad (13)$$

При проектировании биологических очистных сооружений необходимо исходить из допустимого загрязнения водотока ниже выпуска сточных вод.

Очевидно, что существующие санитарные правила (№ 372—61), предназначенные для створов водопользования, чрезмерно строги для створов впуска сточных вод. Нужны реальные нормы, учитывающие, с одной стороны, техническую возможность очистки сточных вод, и с другой стороны — обеспечивающие терпимые условия жизни водоема. В противном случае в зоне спуска недостаточно очищенных сточных вод может образоваться «пробка», пагубно влияющая на нормальную жизнь водотока [3].

Для интегрирования уравнения (12) необходимо определить отдельные составляющие и законы их изменения во времени. Это является предметом самостоятельного исследования и не входит в рамки настоящей статьи.

В первом приближении законы минерализации и реаэрации (кривые 1 и 2 фиг. 5) могут быть приняты согласно мономолекулярной зависимости, а закон разбавления струи в водостоке $q=f(x)$ как $q=q_0+aQ$ *. Количество растворяемого вследствие фотосинтеза кислорода может, в первом приближении, определяться по литературным данным.

Оценим удельный вес разбавления в кислородном балансе (кривая 3 на фиг. 5). Перепишем уравнение (12) в виде

$$\frac{dD}{dt} = - (D - D_p) \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx}, \quad (14)$$

т. е. считаем, что процессы минерализации и реаэрации, а также фотосинтеза не имеют места или по сравнению с разбавлением ничтожны. Указанный режим может иметь место, например, в зимних подледовых условиях.

Принимая $v=const$, можно уравнение (14) представить в виде:

* k_2'' в уравнении (12) может быть в этом случае представлен в виде

$$k_2'' = \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx} = v \frac{Q}{q} \frac{dq}{dx} = \frac{v}{a + \frac{q_0}{Q}} \frac{dq}{dq},$$

где v — средняя скорость течения на участке.

$$v \frac{dD}{dx} + \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx} (D - D_p) \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx} = 0$$

или

$$\frac{dD}{dx} + \frac{1}{q} \frac{dq}{dx} D - \frac{D_p}{q} \frac{dq}{dx} = 0.$$

Интегрируя получаем

$$D = e^{-\ln q} \left[D_p \int \frac{1}{q} e^{\ln q} dq + C \right] = D_p + \frac{C}{q} \dots (15)$$

Согласно фиг. 4 на границах (т. е. при $x=0$ и $x=\infty$) имеем соответственно $q=q_0$ и $q=q_0+Q$.

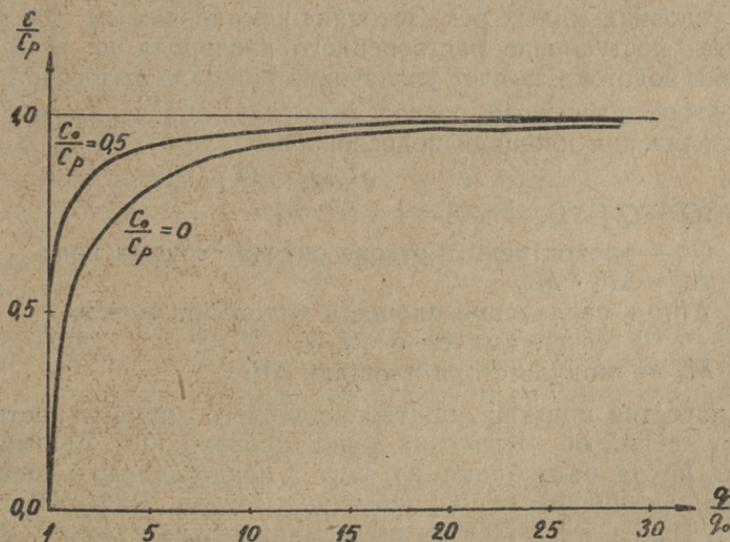
При $0 < x < \infty$ $q=q_0+aQ$, где $0 < a < 1$.

В исходном сечении ($x=0$) $D=D_0$ и постоянная интегрирования согласно (15) равна $c=q_0 (D_0 - D_p)$.

Так как $D_0 > D_p$, уравнение (15) может быть представлено в виде:

$$D = D_p - \frac{q_0}{q} (D_p - D_0). \quad (15')$$

Принимая во внимание, что $D = C_s - C$, уравнение (15') преобразуется в



Фиг. 6. Схема $\frac{C}{C_p} = f\left(\frac{q}{q_0}\right)$ при $\frac{C_0}{C_p} = 0$ и 0,5 растворенного в загрязненной струе кислорода

$$\frac{C}{C_p} = 1 - \frac{q_0}{q} \left(1 - \frac{C_0}{C_p}\right). \quad (16)$$

Уравнение (16) представлено на фиг. 6 при $C_0=0$ и $\frac{C_0}{C_p} = 0,5$, т. е. при полном отсутствии кислорода в сточной струе и при 50% насыщении струи кислородом, т. к. проведенные полевые исследования на реках Эстонской ССР (Тыдва, Педели, Кейла, Селья и пр.) показали, что $0 < \frac{C_0}{C_p} < 0,5$, причем полного отсутствия кислорода не наблюдалось.

Из фиг. 6 следует, что уже при пятикратном разбавлении сточной струи (что имеет место на всех реках Эстонской ССР, за исключением лишь двух рек — Ягала и Пуртсе) насыщение струи кислородом доходит до 80—90%. В условиях ЭССР полное смешение происходит в течение первых суток, за это время расход кислорода для минерализации в водотоке органических веществ составляет 10—15% от полного потребления. Очевидно, что одновременное пополнение водотока растворенным кислородом за счет реэрации и фотосинтеза достаточное, чтобы исключить возможность образования кислородного прогиба.

Проведенные нами экспедиционные исследования на реках Эстонии это подтверждают.

В условиях малых рек Эстонии немаловажным фактором является поступление растворенного кислорода на всем протяжении водотока за счет увеличения площади водосбора.

Поэтому расчетный расход q должен определяться с учетом увеличения площади водосбора как

$$q = q_0 + aQ_i,$$

где $Q_i = Q + \Delta Q$,

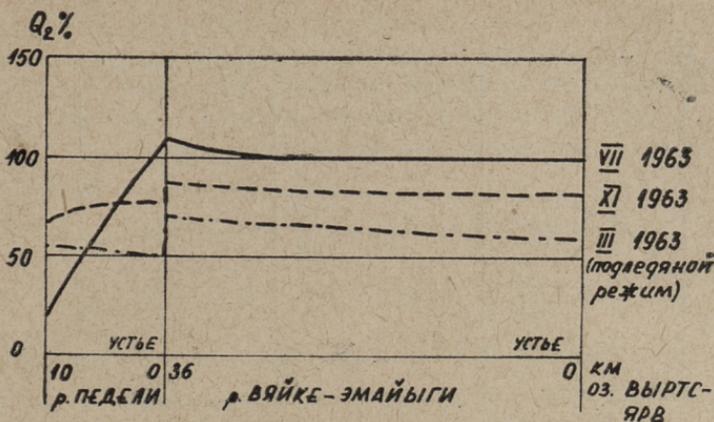
Q — расход реки в створе спуска сточных вод

$\Delta Q = \Delta F_i \cdot M_i$,

ΔF_i — увеличение площади водосбора между сечениями $0-0$ и $i-i$,

M_i — модуль стока площади ΔF_i ,

В качестве примера, подтверждающего правильность наших суждений об отсутствии точки кислородного прогиба на мелких реках республики на фиг. 7 представлено изменение степени насыщения кислородом рек Педели, Вяйке-Эмайги ниже г. Валга. Река Педели принимает сточные воды г. Валга на 10 км, где площадь водосбора равна 120 км². Река протекает с юга на север и впадает левым притоком в р. Вяйке-Эмайги на 36 км. Площадь водосбора р. Педели в устье у дер. Тыллисте равна 229 км², площадь водосбора р. В.-Эмай-



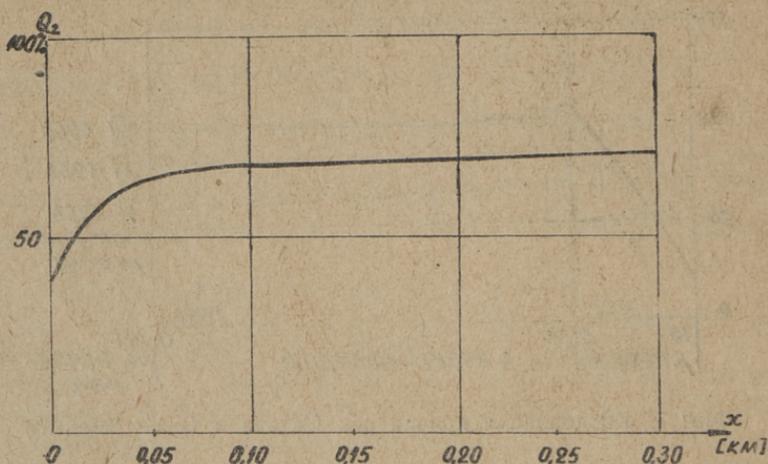
Фиг. 7. Кислородная кривая рек Педели и Вяйке-Эмайгы

ыги до притока Педели — 839 км², т. е. происходит увеличение водосборной площади в 3,5 раза.

Однако, т. к. р. Педели имеет высокий модуль 95% минимального стока ($M_{95\%} = 2,5 \text{ л/сек. км}^2$), в то время как $M_{95\%}$ р. В.-Эмайгы не превышает 1,6 л/сек. км², после слияния происходит в межень лишь 2,3 кратное разбавление загрязненных вод р. Педели. Средняя скорость течения в межень равна $0,1 \div 0,15 \text{ м/сек}$, причем в нижнем течении река В.-Эмайгы находится под влиянием подбора оз. Выртсыярв.

Коэффициент турбулентной диффузии р. Педели равен $E_{\text{ср}} = 3,6 \text{ см}^2/\text{сек}$. Время протекания сточных вод г. Валга до оз. Выртсыярв составляет в межень 4—6 дней. Сточные воды г. Валга поступают по открытым коллекторам без очистки в р. Педели, причем $\frac{q_{95\%}}{q_0} = 5$, $L_0 \approx 50 \div 60 \text{ мг/л}$, $L_p \approx 2 \text{ мг/л}$ [1, 2].

Анализ фиг. 7 показывает, что в случае открытого водоема критической по кислороду точкой является место впуска сточных вод. Наиболее критическим режимом является летний режим, когда в ночные часы, т. е. при отсутствии эффекта фотосинтеза концентрация растворенного кислорода падала до 10%. Некоторое уменьшение концентрации растворенного кислорода в р. В.-Эмайгы объясняется пониженным эффектом фотосинтеза. В пасмурный осенний день (XI 1963) и в условиях подледового режима в месте слияния потоков наблюдается кислородный скачок, который объясним поступлением дополнительного количества растворенного кислорода из незагрязненной р. Вяйке-Эмайгы. Уменьшение растворенного



Фиг. 8. Кислородная кривая загрязненной струи в реке Тыдва ниже поселка Саку (XII 1963)

кислорода по длине реки наблюдается лишь зимой в подледовых условиях, когда применима гипотеза Фелпса-Стритера.

В качестве второго примера на фиг. 8 представлена схема изменения степени насыщения кислородом участка р. Тыдва ниже впуска сточных вод поселка и пивной фабрики пос. Саку. Сточные воды Саку впускаются в р. Тыдва на 33 км при площади водосбора $F=220 \text{ км}^2$. Река Тыдва протекает в северо-западном направлении и впадает в Финский залив 25 км западнее г. Таллина при $F=407 \text{ км}^2$. Средняя скорость течения в межень равна 0,1—0,2 м/сек, коэффициент турбулентной диффузии $E_{\text{ср}}=0,8 \text{ см}^2/\text{сек}$.

Модуль 95% минимального стока в створе Саку равен 0,4 л/сек. км². Исследования проводились при открытом русле в пасмурный день декабря 1963 г., когда эффект фотосинтеза практически отсутствовал. Во время экспедиции $\frac{q}{q_0} \approx 15$, $L_0 = 80 \text{ мг/л}$ и $L_p \approx 1,5 \text{ мг/л}$. Исследовался участок смешения сточных вод с водотоком (0,5 км). Анализы на БПК, O_2 , NH_4 , Cl' и прочие ингредиенты брались в семи створах, в каждом створе в пяти вертикалях 0,2 м ниже поверхности воды. Опытами установлено, что на протяжении 0,5 км происходит почти полное смешение сточной струи с водоемом, причем концентрация растворенного кислорода струи увеличивается за счет разбавления (фиг. 8). Кривые фиг. 7 и 8 составлены с учетом времени добегаания, т. е. условно учтена неравномерность поступления в водоток загрязнений.

Перейдем к рассмотрению баланса растворенной в водотоке органической массы в объеме dW (фиг. 4) при тех же допущениях и граничных условиях, что было нами принято при составлении уравнения кислородного баланса (8).

Уравнение баланса органического вещества можно представить в виде

$$qL dt - \left(q + \frac{\partial q}{\partial x} dx \right) \left(L + \frac{\partial L}{\partial x} dx \right) dt + \\ + L_p \frac{\partial Q}{\partial x} dx dt - k'_1 L dW dt = \frac{\partial L}{\partial t} dW dt. \quad (17)$$

После несложных преобразований по примеру (9) можно при условии стационарности процесса $\left(\frac{\partial L}{\partial t} = 0 \right)$ представить в виде

$$k'_1 L + \frac{dL}{dt} (L - L_p) k''_2 = 0, \quad (18)$$

$$\text{где } k''_2 = \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx} \text{ и } \frac{dL}{dt} = v \frac{dL}{dx}.$$

Представим уравнение (18) в удобном для интегрирования виде

$$\frac{dL}{dx} + \left(\frac{k'_1}{v} + \frac{1}{q} \frac{dq}{dx} \right) L = \frac{1}{q} \frac{dq}{dx} L_p. \quad (18')$$

Интегрируя имеем

$$L = \frac{1}{q} e^{-\frac{k'_1}{v} x} \left[L_p \int e^{-\frac{k'_1}{v} x} dq + C \right]. \quad (19)$$

Определим постоянную интегрирования при начальном режиме, т. е. в месте впуска сточных вод в водоем,

$$\text{при } x=0, L=L_0 \text{ и } C=q_0(L_0 - L_p).$$

Уравнение (19) будет тогда иметь вид

$$L = \frac{1}{q} e^{-\frac{k'_1}{v} x} \left[L_p \int_0^x e^{-\frac{k'_1}{v} dq} + q_0(L_0 - L_p) \right]. \quad (19')$$

Рассмотрим процесс изменения органического вещества по течению за счет одного лишь разбавления, что в первом приближении допустимо на участке интенсивного перемешивания сточных вод с водотоком. В условиях малых рек Эстонской ССР это происходит на расстоянии до 1÷3 км, т. е. при $t < 0,1 \div 0,5$ суток.

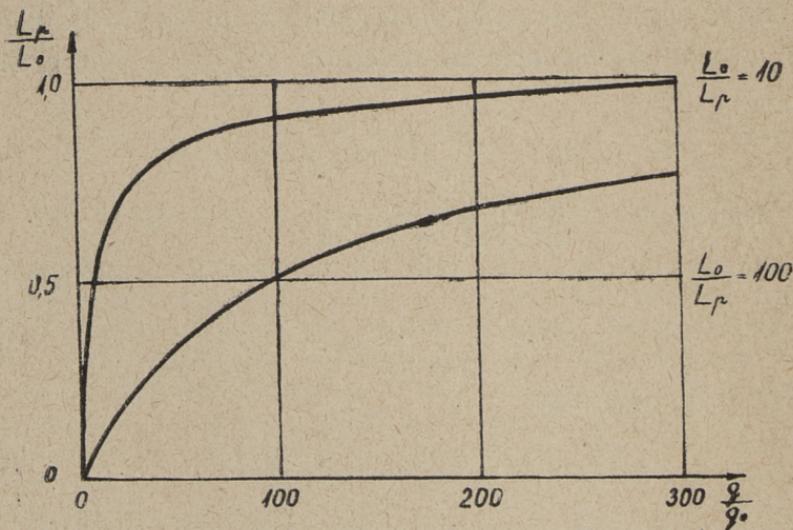
Перепишем уравнение (18) в виде

$$v \frac{dL}{dx} + (L - L_p) \frac{1}{\omega} \frac{dq}{dx} = 0. \quad (20)$$

После интегрирования получаем

$$\frac{L}{L_p} = 1 + \frac{q_0}{q} \left(\frac{L_0}{L_p} - 1 \right). \quad (21)$$

Уравнение (21) представлено на фиг. 9 при двух значениях $\frac{L}{L_p}$; $\frac{L_0}{L_p} = 100$ характеризует условия впуска неочищенных бытовых сточных вод в водоем, $\frac{L_0}{L_p} = 10$ отвечает условиям впуска сточных вод после их предварительной очистки или разбавления.



Фиг. 9. График влияния разбавления на изменение органической массы загрязненного водотока

В условиях малых водотоков Эстонии при расчетном минимальном режиме стока обеспеченностью в 95%, т. е. при $q_{95\%}$ степень разбавления $\frac{q}{q_0}$, как правило, не превышает $3 \div 10$.

Это значит, что, например, при $\frac{L_0}{L_p} = 10$ дальнейшему окислению подлежит до 50—70% органических веществ, поступающих в водоток. При $\frac{L_0}{L_p} = 100$ дальнейшему окислению подлежит до 90—95% органики. Из этого следует, что осуществление в расчетную межень расчетов самоочищения водотоков

без учета процессов потребления и растворения в водотоке кислорода приводит к неоправданному удорожанию биологических очистных сооружений и не может считаться допустимым.

В периоды же повышенных расходов (весенняя и осенняя паводки), когда кратность разбавления $\frac{q}{q_0}$ больше 200÷500 раз, можно в первом приближении даже при $\frac{L_n}{L_p} = 100$ рас-

четы самоочищения на БПК (при санитарно-гигиенической оценке водоемов) производить без учета процессов окисления органического вещества в водоеме.

В заключение настоящей статьи необходимо отметить, что вышеизложенные выводы должны быть в дальнейшем уточнены с учетом неравномерности поступления в реку загрязнений как по сечению, так и во времени

$$\left(\frac{\partial C}{\partial y} \neq 0; \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial L}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial t} \neq const \right).$$

Выводы

1. Гипотеза Фелпса-Стритера о существовании точки кислородного прогиба справедлива лишь в случае впуска сточных вод в стоячие водоемы при отсутствии эффекта фотосинтеза или в условиях подледового течения загрязненного стока.

2. Предлагаются уточненные формулы расчета кислородного баланса (12) и баланса изменения растворенной в потоке органической массы (19), позволяющие подсчитать необходимую степень очистки сточных вод по содержанию растворенного в водотоке кислорода и по БПК. Доказывается, что критическим по кислороду местом в период открытого русла является участок непосредственно ниже впуска сточных вод. Это требует разработки санитарно-технических норм, лимитирующих условия впуска сточных вод в водоем, исходя из терпимых условий жизни водоема.

3. Проведенные экспедиционные исследования на реках Эстонской ССР подтверждают правильность выдвинутых в настоящей статье теоретических соображений.

ЛИТЕРАТУРА

1. З. Н. Шишкин и др. Канализация. Госстройиздат, 1960.
2. Х. А. Вельнер, А. Г. Каск и др. Предварительные данные по современному состоянию водоемов ЭССР, т. 1. (рукопись) ТПИ, 1962.
3. Х. А. Вельнер, М. А. Каск и др. Загрязнение и самоочищающаяся способность рек Педели и Выханду. Сборник докладов IV конференции ТНИИЭМ и Г, 1963.
4. С. Н. Черкинский. Санитарные условия спуска сточных вод в открытые водоемы. 1962.
5. А. И. Жуков. Некоторые вопросы использования и санитарной защиты водоемов от загрязнения сточными водами. Материалы научно-технического совещания по охране водных ресурсов Эстонской ССР, 1962 г. Сборник докладов. 1963.
6. E. B. Phelps, H. W. Streeter. A Study of the pollution and natural purification of the Ohio river. Public Health Bulletin 146. Washington, 1925.
7. Wen-Hsiung-Li. Unsteady Dissolved — Oxygen Sag in a Stream. Journal of the Sanitary Engineering Division, Proc. Paper 3129, 1962.

Э. К. Сийрде, Э. Г. Уус, С. Р. Кюльм

О ДЕЗОДОРАЦИИ ДУРНОПАХНУЩИХ СТОЧНЫХ ВОД СУЛЬФАТЦЕЛЛЮЛОЗНОГО ПРОИЗВОДСТВА ОЗОНИРОВАНИЕМ

В процессе варки целлюлозы сульфатным способом образуется в качестве побочных продуктов некоторое количество сернистых соединений, среди них метилмеркаптан, сероводород и др. Метилмеркаптан, образуя в варочном щелоке нелетучий натриевый меркаптид [1], придает варочным щелокам и сточным водам, образовавшимся в процессе производства сульфатной целлюлозы, специфический неприятный запах. Вопросы дезодорации и обезвреживания этих дурнопахнущих сточных вод являются в настоящее время весьма важной и актуальной проблемой сульфат-целлюлозных комбинатов.

Для дезодорации сточных вод сульфат-целлюлозного производства нашли применение окислительные и сорбционные методы очистки.

По данным В. С. Моргенштерна и Л. А. Мазинга [2] наиболее эффективным и экономичным является дезодорация путем хлорирования. Методы и возможности применения хлора при дезодорации сульфат-целлюлозных дурнопахнущих вод исследованы Л. А. Альферовой [4].

При хлорировании запах сульфат-целлюлозных дурнопахнущих вод резко уменьшается, но полностью не устраняется, иногда также появляется после хлорирования новый интенсивный запах. Следует отметить, что вышеуказанные сточные воды содержат помимо сернистых соединений еще другие органические вещества, из которых могут образоваться различные хлорпродукты, обладающие довольно интенсивным неприятным запахом и повышенной токсичностью. Это касается в основном фенолов и их производных, присутствие которых в дурнопахнущих сточных водах сульфат-целлюлозного производства вполне реально.

В последнее время наряду с хлором для очистки и обезвреживания как питьевой воды, так и промышленных сточных вод стали применять озон. Озон является более сильным окислителем и имеет ряд преимуществ по сравнению с хлором. Под воздействием озона многие вещества, такие как фенолы, углеводы, сернистые соединения, сероводород, смолы и др. окисляются и превращаются в более простые соединения без запаха [12].

Имея в виду, что дезодорация дурнопахнущих вод путем хлорирования в практике не дала соответствующего эффекта, и учитывая преимущества озона как реагента перед хлором, на кафедре технологии неорганических веществ ТПИ были проведены опыты по дезодорации дурнопахнущих сточных вод сульфат-целлюлозного производства путем озонирования.

Озонированию подвергались дурнопахнущие сточные воды из Кехраского ЦБК.

В таблице 1 приводится характеристика этих вод. Исследованию подвергались воды трех типов: а) воды варочного отделения, б) конденсаты выпарного отделения и в) воды из общего сточного канала дурнопахнущих вод.

Таблица 1
Характеристика проб дурнопахнущих сточных вод Кехраского ЦБК

Показатель	Место взятия пробы		
	варочное отделение	выпарное отделение	общий сточный канал
1. Сухой остаток <i>г/л</i>	0,1690—0,3524	0,2136—0,6390	0,1924—0,5860
2. Зола <i>г/л</i>	0,0692—0,2016	0,0466—0,2472	0,426—0,3104
3. Взвешенные вещества <i>г/л</i>	0,008—0,047	0,064—0,138	0,041—0,1432
4. рН	6,86—7,85	7,94—9,9	7,9—10,4
5. Окисляемость $\frac{\text{мг } O_2}{\text{л}}$	164,1 до неопределяемой	31,7—110	32—74,7
6. Содержание сернистых соединений (иодометрически) в пересчете на H_2S , <i>мг/л</i>	6,35—39,5	4,89—29,6	1,2—10,2
" CH_3SH <i>мг/л</i>	17,9—112	11,5—83,7	3,4—28,8
7. Запах в баллах	128—256 (неприятный)	128—180 (неприятный сероводород)	50—180 (неприятный)

Технический анализ воды был проведен по общепринятой методике [5, 6]. При определении интенсивности запаха воды использовали два метода [5, 7]. Оба эти метода основаны на определении кратности (балла) разбавления воды для полного устранения запаха.

Опытная аппаратура и методика

Для проведения опытов дезодорации дурнопахнущих вод была использована лабораторная озонаторная установка [8].

Концентрация растворенного в воде озона и его содержание в воздухе определялась иодометрически [6]. Озон получали из высушенного и очищенного воздуха в озонаторе (типа Siemens).

В зависимости от способа подключения склянок озонатора (параллельно или последовательно), напряжения (6—10 кв) и скорости пропускания воздуха через озонатор (0,7—2,1 л/мин) содержание озона в воздухе было $0,6 \div 24$ мг/л.

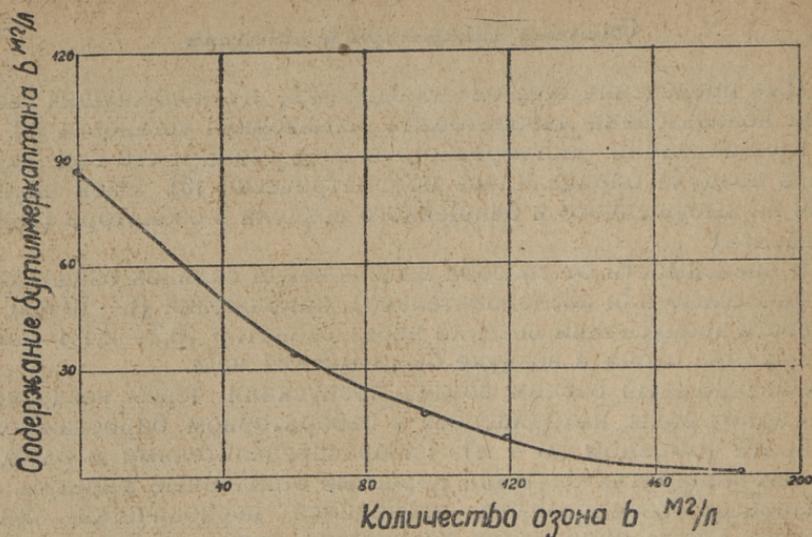
Обогащенный озоном воздух пропускали через исследуемую пробу воды, находящуюся в лабораторном барботажном аппарате (объемом до 4 л). Газораспределителями в барботажных аппаратах служили пористые стеклянные фильтры.

Процесс озонирования проводился периодически. Для каждого опыта определяли количество озона в воздухе на входе и выходе из аппарата, свойства воды, т. е. интенсивность запаха, содержание сернистых соединений и др. Количество озона, израсходованное в процессе дезодорации, было вычислено по количеству пропущенного через воду воздуха и по исходному содержанию озона в воздухе. Необходимо отметить, что не весь озон реагирует или растворяется в воде. Примерно 50% из всего количества пропущенного озона уходит с воздухом, т. е. соотношение полезно использованного и непрореагировавшего озона составляет 1:1. Это соотношение зависит от типа аппаратуры, применяемой для смешения озона с водой. На фигурах за количество озона при дезодорации принимается весь пропущенный озон. Вопросы, касающиеся возможностей создания условий более полного поглощения озона в воде и аппаратурного оформления процесса, в этой статье не рассматриваются.

Результаты опытов дезодорации с применением озона

а) Дезодорация растворов бутилмеркаптана

С целью выяснения условий окисления меркаптанов озоном были проведены некоторые опыты с водными растворами бутилмеркаптана (C_4H_9SH). Растворы бутилмеркаптана подвергались озонированию разными дозами озона. Содержание бутилмеркаптана в воде определялось иодометрически. На фиг. 1 приведены результаты окисления растворов бутилмеркаптана. При окислении озоном бутилмеркаптан превращается в сульфокислоту и запах полностью устраняется. Об этом и свидетельствует повышение кислотности раствора в процессе



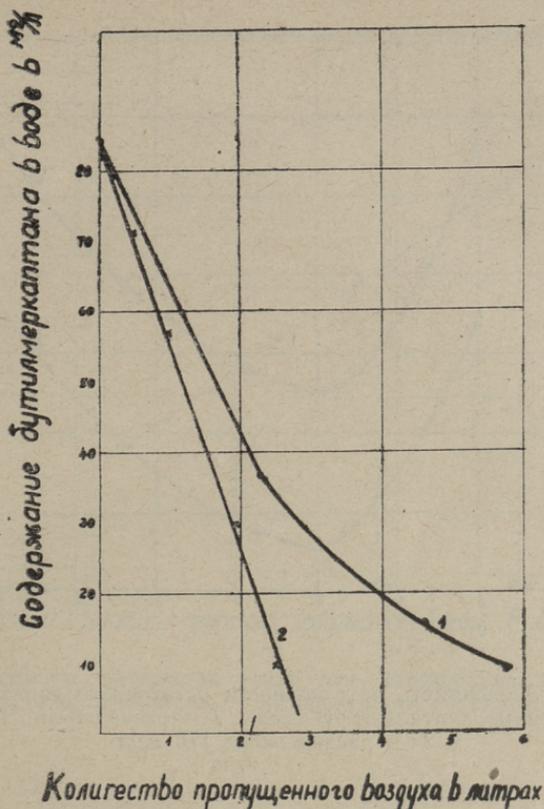
Фиг. 1. Разложение бутилмеркаптана при озонировании.

окисления. Бутилмеркаптан окисляется также при продувании раствора воздухом. На фиг. 2 приведены кривые, которые характеризуют процесс дезодорации раствора бутилмеркаптана соответственно воздухом и озоном (содержание озона в воздухе 18 мг/л).

Следует отметить, что при продувании раствора воздухом часть бутилмеркаптана выдувается из раствора, о чем можно было судить по запаху бутилмеркаптана в отходящем воздухе.

При окислении озоном этого не наблюдалось. Продувание растворов бутилмеркаптана воздухом позволяет значительно уменьшить интенсивность запаха, но полностью устранить его не удастся. Скорость окисления меркаптанов зависит от многих физико-химических факторов. Наиболее определяющими из них являются температура и рН среды.

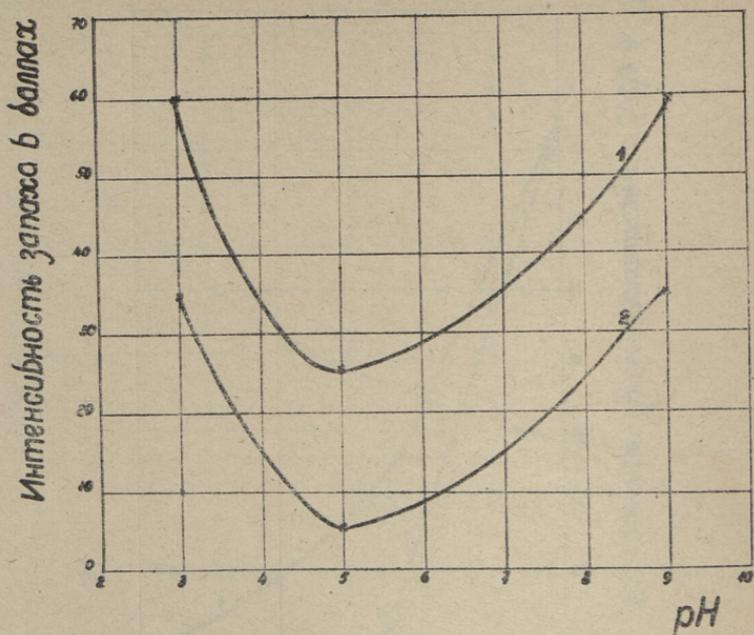
Окисление растворов бутилмеркаптана озоном при температурах от 15° до 25°С показало, что скорость реакции окисления при повышении температуры на 10° увеличивается 1,13 раза, т. е. незначительно. На фиг. 3 даны результаты окисления растворов бутилмеркаптана при разных значениях рН среды. На основе этих данных наиболее целесообразным оказывается проведение процесса дезодорации меркаптансодержащих вод при значениях рН среды 5—6.



Фиг. 2. Зависимость остаточной концентрации бутилмеркаптана в воде от количества пропущенного воздуха (1) и смеси озон-воздух (2)

б) Дезодорация дурнопахнущих вод из общего сточного канала

Дурнопахнущие воды из общего сточного канала имеют более слабый запах по сравнению с пробами, которые были взяты в выпарном и варочном отделениях. Пробы вод из общего сточного канала озонировали вышеописанным методом. При определении расхода озона в опытах озонирования дурнопахнущих сточных вод разной исходной интенсивности запаха, исходили из количества озона, требуемого для уменьшения интенсивности запаха от исходного до 8 баллов. При интенсивности 8 баллов запах весьма слабый и напоминает запах питьевой воды после длительного хранения. Следует отметить, что дистиллированная вода с содержанием 0,5 мг/л хлора имеет запах интенсивностью 8 баллов.



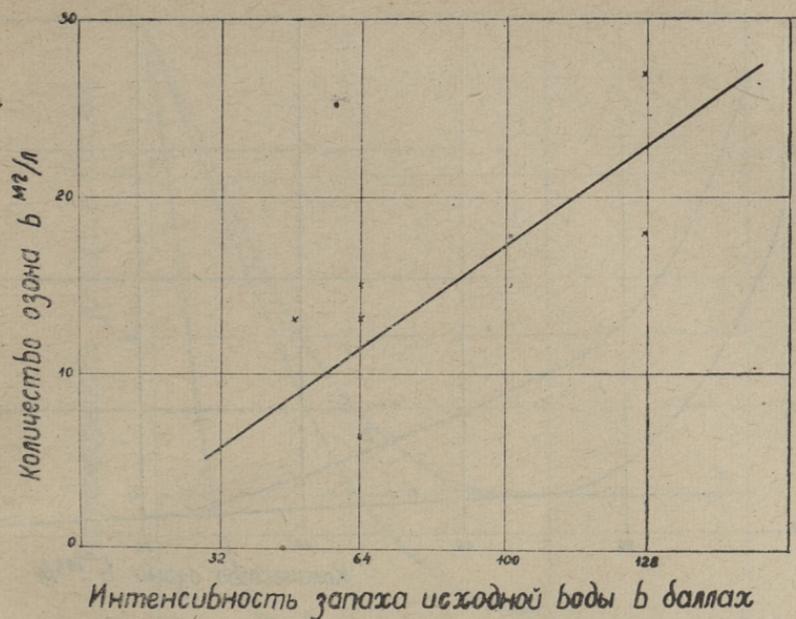
Фиг. 3. Зависимость интенсивности остаточного запаха раствора бутилмеркаптана от pH среды. 1 — расход озона 110 мг/л, 2 — расход озона 170 мг/л

На фиг. 4 определено количество озона, которое требуется при озонировании для снижения интенсивности запаха дурнопахнущих сточных вод из общего сточного канала до 8 баллов в зависимости от интенсивности запаха исходной воды. Расход озона при дезодорации может быть несколько сокращен, если воду до озонирования продуть воздухом. Проведенные опыты показали, что при продувании воздухом интенсивность запаха снижается от 180 до 100 баллов. Дальнейшее продувание воздухом особого эффекта не дает как с точки зрения уменьшения интенсивности запаха, так и расхода озона.

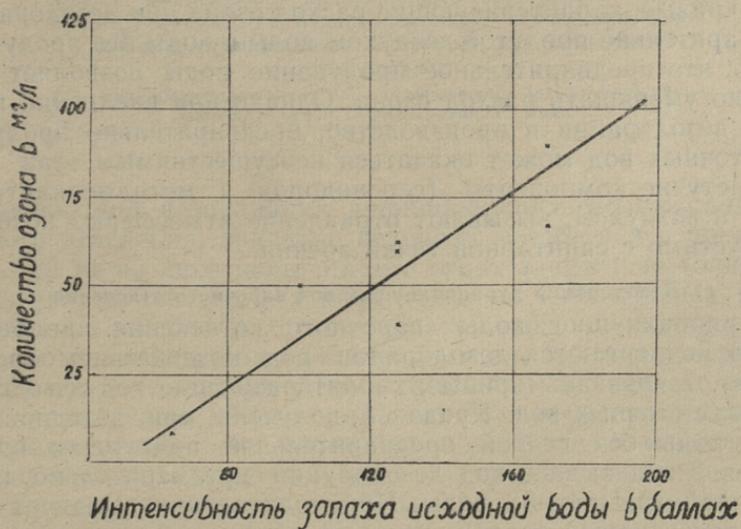
в) Дезодорация дурнопахнущих конденсатов выпарного отделения

Исходная интенсивность запаха этих конденсатов колеблется в пределах 128—180 баллов. Кроме того, этим водам характерно повышенное содержание сероводорода.

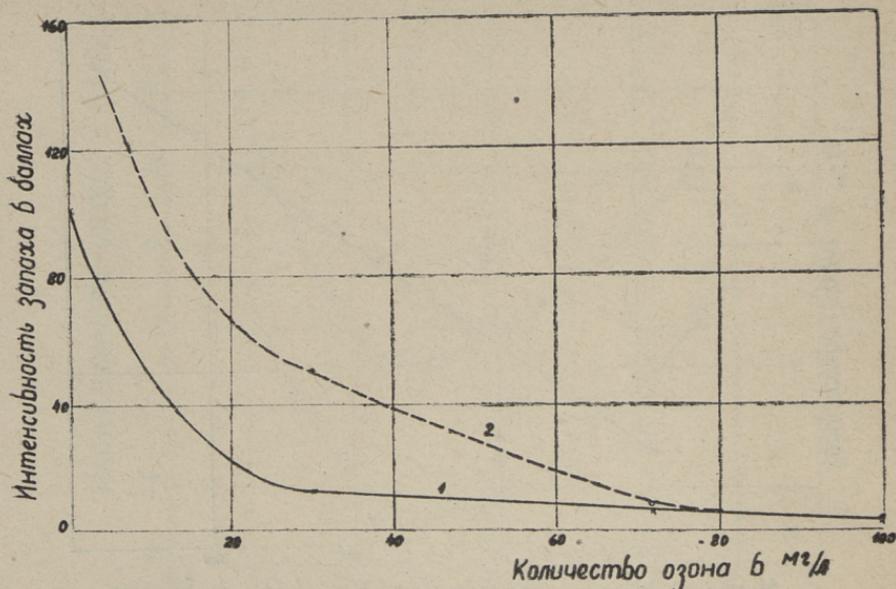
Количество озона, потребное для снижения интенсивности запаха до 8 баллов, в зависимости от интенсивности запаха



Фиг. 4. Зависимость количества озона для дезодорации дурнопахнущей воды общего сточного канала от интенсивности запаха исходной воды



Фиг. 5. Зависимость количества озона для дезодорации выларных конденсатов от интенсивности запаха исходной воды



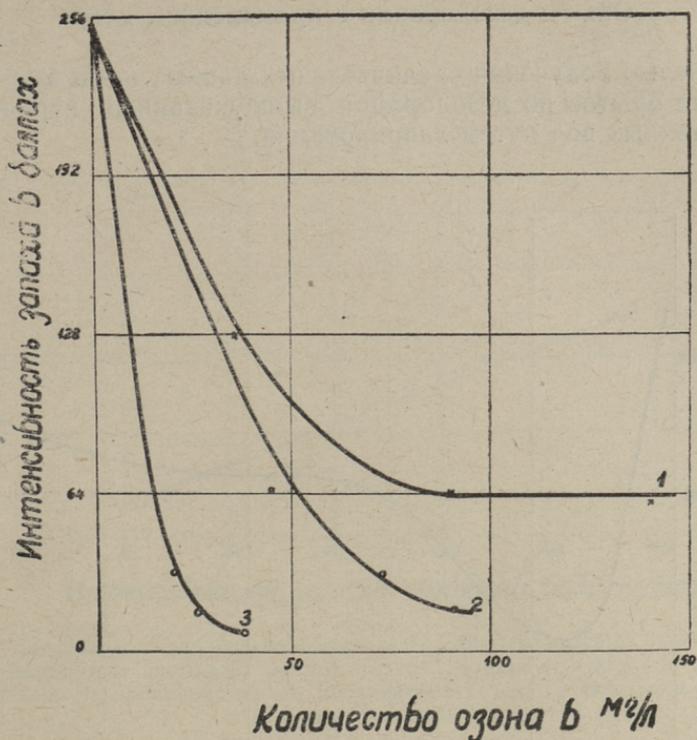
Фиг. 6. Зависимость интенсивности остаточного запаха воды от количества израсходованного озона при дезодорации конденсатов выпарного отделения (исх. интенс. запаха воды 180):

1 — предварительно продутая (воздухом) вода, 2 — вода без продувки

исходной воды, показано на фиг. 5. На фиг. 6 приведены кривые, характеризующие расход озона при дезодорации предварительно продутой воздухом воды и воды без продувки. Видно, что предварительное продувание воды позволяет несколько уменьшать расход озона. Однако при внедрении процесса дезодорации в производство, предварительно продувание сточных вод может оказаться неосуществимым, так как легколетучие компоненты (сероводород и метилмеркаптан), уходя с воздухом, вызывают отравление атмосферы, которое недопустимо с санитарной точки зрения.

г) Дезодорация дурнопахнущих вод варочного отделения

Дурнопахнущие воды варочного отделения наиболее трудно подвергаются дезодорации под воздействием озона. На фиг. 7 показаны кривые, характеризующие ход дезодорации этих сточных вод. Кривая 1 получена при дезодорации пробы воды без всякой предварительной подготовки воды. Кривая 2 показывает ход дезодорации предварительно подкисленной (рН=4—5) воды. При подкислении выпадает бурый хлопьевидный осадок, который легко оседает и хорошо фильтруется. Кривая 3 на фиг. 7 получена при дезодорации подкисленной и профильтрованной воды. Количество озона,



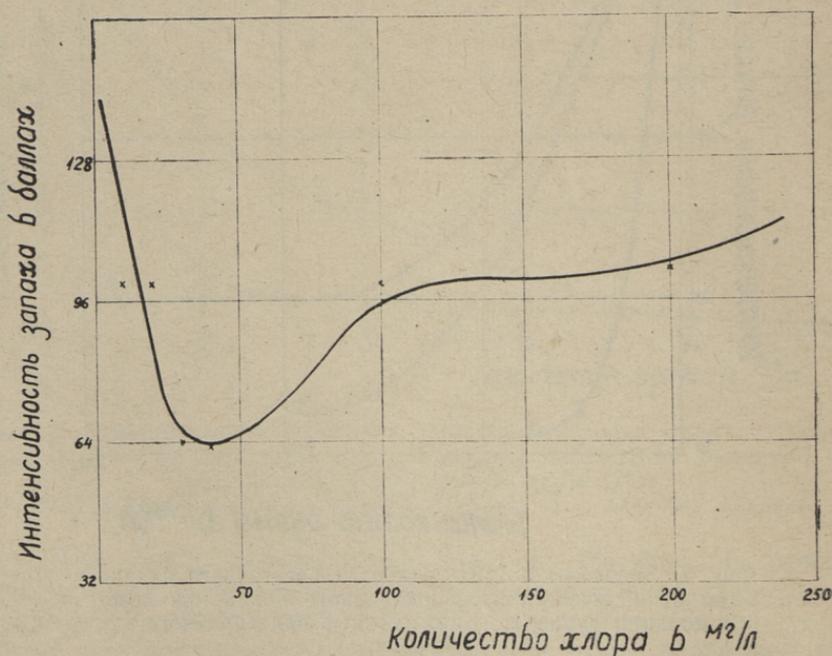
Фиг. 7. Зависимость интенсивности остаточного запаха воды от количества израсходованного озона при дезодорации дурнопахнущих сточных вод варочного отделения:

1 — вода без подготовки, 2 — подкисленная (pH=5) вода, 3 — подкисленная и отфильтрованная вода

потребное для дезодорации дурнопахнущих сточных вод варочного отделения, довольно велико и колеблется в пределах 120—260 мг на литр воды. Расход озона зависит не только от интенсивности запаха исходной воды, но и от состава воды. Повышение количества сухого остатка воды приводит к увеличению расхода озона при дезодорации. Удаление образующегося при подкислении осадка позволило значительно сократить расход озона для дезодорации. При дезодорации дурнопахнущих сточных вод варочного цеха было замечено, что специфический неприятный запах устраняется относительно небольшими дозами озона. Остаточный запах напоминает запах дубильных экстрактов и не вызывает такого неприятного ощущения. Для полного устранения этого запаха требуется более глубокое озонирование большими дозами озона.

Опыты дезодорации с применением хлора

С целью получения сравнительных данных нами был проведен ряд опытов по дезодорации вышеуказанных дурнопахнущих сточных вод путем хлорирования.

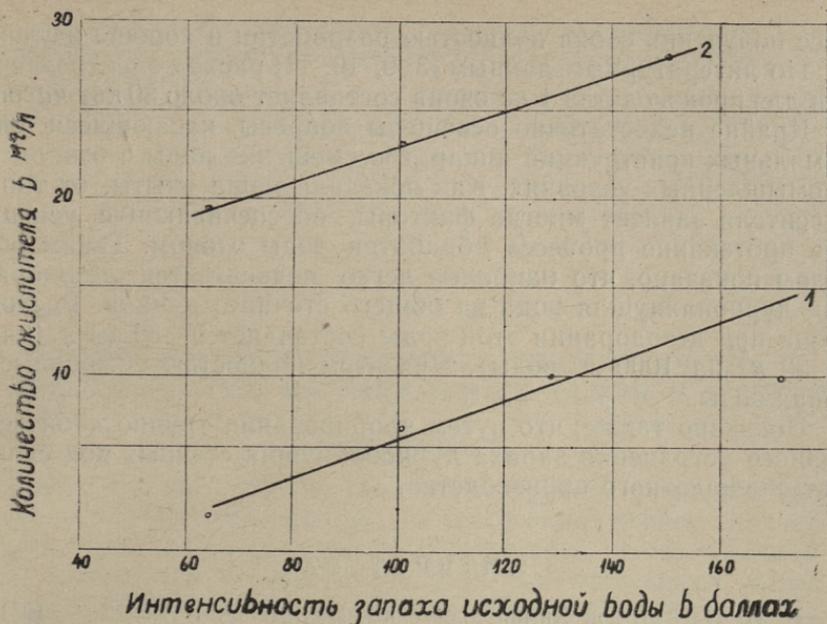


Фиг. 8. Зависимость интенсивности остаточного запаха воды от количества израсходованного хлора при дезодорации дурнопахнущих сточных вод варочного отделения (интенсивность запаха исх. воды 200)

На фиг. 8 приведены результаты хлорирования дурнопахнущей воды из варочного отделения.

Опыты показали, что при дезодорации хлором запах воды полностью не устранялся. Дезодорация малыми дозами хлора позволила значительно уменьшать интенсивность запаха воды, но при увеличении количества хлора появляется помимо сильного запаха хлора еще новый своеобразный запах, который не исчезал при удалении растворенного в воде хлора.

Кривые, характеризующие процесс дезодорации путем хлорирования, проходят какой-то минимум, т. е. при определенной дозе хлора достигается наименьшая интенсивность запаха, а дальнейшее увеличение дозы хлора опять вызывает повышение интенсивности запаха. Такое явление может быть объяс-



Фиг. 9. Зависимость количества окислителя для дезодорации (до остаточной интенсивности запаха 32 балла) дурнопахнущих сточных вод сульфат-целлюлозного производства от интенсивности запаха исходной воды: 1 — озон, 2 — хлор

нено образованием в воде устойчивых хлорированных органических соединений, которые обладают заметным запахом.

Путем хлорирования удалось снизить интенсивность запаха дурнопахнущих сточных вод Кехраского ЦБК только до 32 балла, т. е. запах воды не устранялся.

На фиг. 9 приведены прямые, которые характеризуют зависимость расхода хлора и озона для дезодорации дурнопахнущих сточных вод сульфат-целлюлозного производства в одинаковых условиях. Как видно, количество озона, потребное для дезодорации, примерно 4—5 раз меньше количества хлора. Кроме того, непрореагировавший озон уходит в атмосферу и легко разлагается в ней.

О технологии дезодорации сточных вод путем озонирования

Технологическая установка для проведения процесса дезодорации должна иметь аппаратуру для сушки и очистки воздуха, озонатор и аппараты для смешения озона с водой. Про-

цесс получения озона полностью разработан и хорошо изучен.

По литературным данным [3, 9, 10, 11] расход электроэнергии для производства 1 кг озона составляет около 30 квт-часов.

Крайне недостаточно освещены вопросы, касающиеся оптимальных конструкций аппаратов смешения воды с озоном в промышленных условиях. Как показали наши опыты, от типа смесителя зависят многие факторы, обеспечивающие успешное протекание процесса обработки воды озоном. Таким образом показано, что наиболее легко подвергается дезодорации дурнопахнущая вода из общего сточного канала. Расход озона при дезодорации этой воды составляет 9—30 мг/л (или 9—30 кг на 1000 м³ воды). При этом полностью устраняется запах воды.

Показано также, что путем хлорирования трудно добиться полного устранения запаха дурнопахнущих сточных вод сульфат-целлюлозного производства.

ЛИТЕРАТУРА

1. Н. И. Никитин. Химия древесины. Изд. Акад. Наук СССР, 1951.
2. В. С. Моргенштерн, Л. А. Мазинг. Журнал Всесоюзного химического общества им. Д. И. Менделеева, том VI, № 2, 150 (1951).
3. В. Ф. Кожин. Озонирование питьевой воды. Изд. Мин. Ком. Хоз-ва РСФСР, М., 1961.
4. Л. А. Альферова, В. А. Панова, Г. А. Титова. Бумажная промышленность № 6, 5, 1963.
5. С. М. Драчев, А. С. Разумов, С. В. Бруевич, Б. А. Скопичев, М. Т. Голубева. Методы химического и бактериологического анализа воды. Медгиз, 1953.
6. Ю. Ю. Лурье, А. И. Рыбникова. Химический анализ производственных сточных вод. Госхимиздат, 1963.
7. В. А. Клечко, И. Э. Апельцин. Подготовка воды для промышленного и городского водоснабжения. Изд. литер. по строительству, архитект. и строит. матер., 1962.
8. Э. К. Сийрде, М. М. Раукас, Л. А. Тепакс, Х. А. Лооритс. Исследование озонирования воды озера Юлемисте (Сообщение 1). См. наст. сб. стр.
9. A. G a z n a u x. Elektrizitätsverwertung 34 № 3, 58 (1959).
10. H. Scheller. Schweiz. Verein von Gas- und Wasserfachmännern. Monatsbulletin, 36, № 4, 74 (1956).
11. G. E. K u r z m a n n. Molkerei und Käserei-Zeitung 10 № 3, 58 (1959).
12. V. H a n n. J. Am. Water Works Assoc. 35, 585 (1943).

Х. А. Орувез

ПРОБЛЕМЫ АРХИТЕКТУРНО-АКУСТИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ МУЗЫКАЛЬНЫХ ЗАЛОВ И СТУДИЙ

Введение

Связь акустики зала с его архитектурным решением является общеизвестным фактом, не требующим особых доказательств. Однако большая часть архитекторов часто высказывает мнение, что архитектурная акустика начинается только при внутренней отделке помещения. Требования акустики существенно влияют на комплекс вопросов архитектурного проектирования и архитекторы должны не только считаться с этими требованиями, но также иметь определенные навыки в процессе проектирования. Прежде всего необходимо иметь ясное представление о том, в какой мере влияет на акустику выбор удельного объема, формы, пропорций помещения, характеристик времени реверберации и т. д. Акустическое проектирование концертных помещений и студий до настоящего времени выполняется именно определением перечисленных факторов, сложившихся на сравнительно ранних этапах развития теории архитектурной акустики в качестве «классической». Более поздние исследователи часто разрешали теоретические проблемы акустики, не уделяя достаточного внимания практическим вопросам проектирования. Результаты расчета акустики помещений, выполненные по «классической» теории, часто не совпадают с практическими условиями, имеющими место в эксплуатируемых помещениях. Причина этого кроется прежде всего в том, что в основу расчета времени реверберации положен ряд упрощений и идеализаций физических процессов, главным из которых является представление о полной диффузности звукового поля. В практике эксплуатации залов диффузность помещения редко гарантируется в мере, необходимой для экспоненциального спадания звуковой энергии, а следовательно, для упрощенного расчета затухания звука. С другой стороны, пока еще не известны способы для количественной или качественной оценки диффузности проектируемого помещения, что дало

бы возможность сделать вывод о том, сможет ли принятое решение помещения обеспечить необходимые предпосылки для стандартных расчетов.

О критериях акустического качества зальных помещений ведется длительная дискуссия. Поэтому и не удивительно, что многие факторы, установленные при экспериментальных исследованиях в натуре, не нашли еще применения в процессе проектирования.

Анализ акустики реальных зрительных залов различного назначения, выполненный не только на чисто физической основе, но также на физиологической (субъективной), может дать сведения для проектирования лишь при строгом нормировании локальных критерий акустики помещения. Такие сведения до настоящего времени имеются для весьма ограниченного количества залов.

По нашему мнению следовало бы шире применять экспериментальные исследования на моделях помещений, исходя из практических условий эксплуатации залов.

В данной статье обобщаются результаты акустического анализа ряда музыкальных залов и студий, проектирование которых было связано с многочисленными опытами на моделях.

Хотя сейчас еще нет возможности достаточно ясно установить оптимальные акустические параметры залов, все же совершенно ясно, что многие из традиционных взглядов, на основе которых проектируются концертные помещения и студии, следует подвергнуть серьезному критическому пересмотру.

1. Причины отставания методики акустического проектирования от современного уровня архитектурной акустики

При проектировании помещений возникает вопрос, какие новые критерии следует принимать за основу при общей оценке акустических качеств.

В случае залов, предназначенных для исполнения музыкальных произведений, основным признанным критерием кроме оптимального времени реверберации является достаточно регулярная форма кривой затухания звуковых импульсов на достаточно широкой площади мест для слушателей (акустическая равноценность мест).

Плавное снижение уровня звуковой энергии, являющееся результатом довольно высокой степени диффузности звукового поля во времени, не является простой задачей для залов, предназначенных для размещения большого количества слушателей, т. к. слушатели представляют собой сосредоточенное на пол звукопоглощение. Лишь этот факт является достаточным

для того, чтобы считать диффузность помещения сильно нарушенной.

При проектировании помещений речевого назначения (залы для собраний, аудитории, драматические театры) дополнительным критерием к оптимуму реверберации является разборчивость, или четкость реверберирующего сигнала. Критерий четкости определяется соотношением двух качественно неравноценных частей отзвука: прямого звука плюс несколько первых отражений с небольшим запаздыванием (обычно не более 50 мсек) относительно прямого звука к полному действию реверберирующего звука*.

Обычно залы, имеющие хороший показатель четкости реверберирующего сигнала, т. е. удовлетворительную речевую акустику, не могут удовлетворять условиям музыкального концерта. Музыкальные произведения звучат сухо, а их исполнители лишены необходимой акустической поддержки (резонанса помещения). Важнейшими критериями для оценки музыкальных исполнений являются полноточность (полнота звука) и сочность звучания. Этим критериям приблизительно соответствует такой физический показатель, как относительно пологая форма кривой затухания звуковой энергии.

В целях проверки формы проектируемых помещений в плане и разрезе помещения до настоящего времени применяется эскиз звуковых траекторий (первых отражений), исходящих от точечного источника в произвольных направлениях, находящегося в одном из возможных положений на эстраде или сцене.

Определение формы ограждающих поверхностей лишь исходя из первых отражений является принципиально неверным, так как для восприятия звука большое значение имеет весь начальный участок затухания, когда отражения имеют еще достаточно высокий уровень.

Для помещений, предназначенных для исполнения музыкальных произведений, необходим учет 10 и более отражений. Представить такой лучевой эскиз для залов сложной формы является очень трудоемкой, если невыполнимой задачей. Графоаналитический метод, представленный нами ранее [1], может применяться для помещений нескольких простейших форм. Для всех практических случаев лучевые эскизы лучше связывать с экспериментальными исследованиями на объемных моделях помещений.

При моделировании акустических процессов в помещении необходимо соблюдать два условия:

* Под термином «действие» подразумевается интеграл плотности звуковой энергии во времени.

$$f' = M \cdot f \text{ и } \alpha' = \alpha,$$

где f' — частота звука, применяемая на модели,
 f — частота звука, применяемая в натуре,
 M — масштабное число моделирования,
 α' — коэффициент звукопоглощения материалов, применяемых на модели,
 α — то же в натуре.

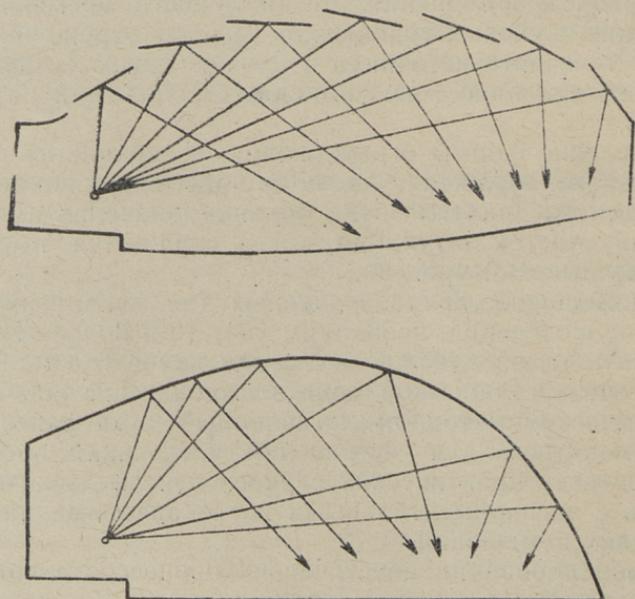
Дополнительными условиями являются как можно полная аналогия источника и приемника звука (относительно размеров и характеристик направленности), а также учет поглощения в воздухе сверхвысоких частот, применяемых на модели.

На моделях целесообразно исследовать звуковое поле комплексно, т. е. исходя как из стационарного, так и нестационарного состояния.

2. Проектирование зальных помещений

а) Концертные залы

На фиг. 1 представлена форма продольного сечения потолка, при которой отдельным отрезкам поверхности потолка



Фиг. 1. Примеры продольного сечения залов, обеспечивающих попадание на поверхность пола первых отражений от потолка

приданы такие уклоны, что уровень воспринимаемого прямого звука и первых отражений одинаков на всех местах. При учете, что эти отражения направляются на эффективно поглощающую поверхность, в результате чего происходит быстрое снижение общего уровня, такая форма потолка не может быть рекомендована для концертного зала. В то же время такая форма имеет преимущества речевой акустики, повышая разборчивость звука.

Вышесказанное заставляет искать возможности обеспечения более естественного и богатого звучания в концертных залах при реальных условиях их эксплуатации.

Ниже приводятся результаты архитектурно-акустического проектирования двух концертных залов: концертного зала при театре «Ванемуйне» в г. Тарту, и концертного зала института музыкального и театрального искусства в г. Таллине.

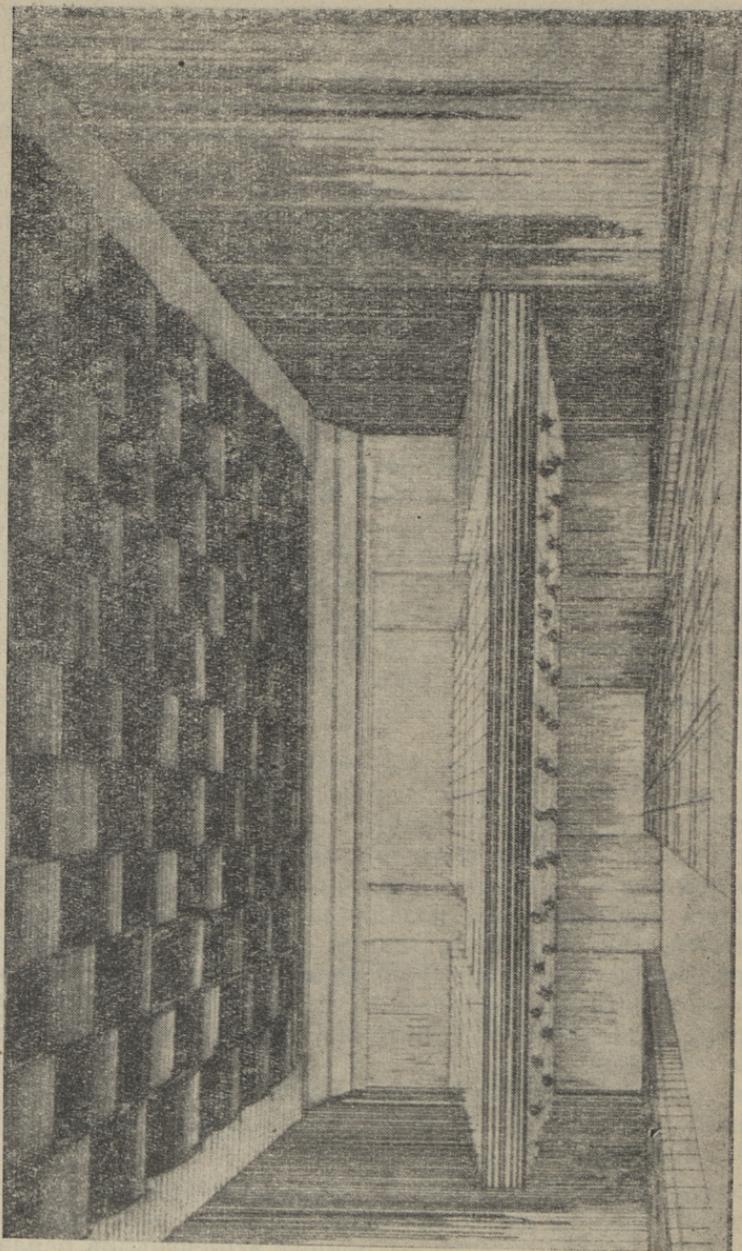
Концертный зал театра «Ванемуйне» находится в общей архитектурной композиции с театральным залом. Основная задача акустического проектирования заключалась в том, чтобы обеспечить все места в зале отраженным звуком, при достаточно большом количестве отражений. Соответствующее решение эстрадного пространства, в частности акустических экранов, согласовано с решением потолка зала. В смысле архитектурного оформления отражательные панели потолка продолжают в несколько измененном виде ритм основных акустических экранов. Ориентация панелей потолка выбрана такой, чтобы не первые отражения попадали на поверхность, занятую слушателями.

Акустические экраны расположены в три ряда и являются подвижными, т. е. допускают любую установку по высоте, в зависимости от характера концерта.

В зале предусмотрено всего 578 м^2 деревянной обшивки в виде плоской плиты, а также профилированных реек. Частично эта обшивка демпфирована позади лежащими минераловатыми матами, как, например, задняя стена над и под балконом. Деревянная обшивка уравнивается оштукатуренными поверхностями сценического пространства (жесткая штукатурка) и расчлененного потолка, рассчитанными на многократное отражение звука.

Время реверберации согласно расчету при максимально заполненном зале — $2,4 \dots 1,8 \dots 1,7 \text{ сек}$ соответственно при $100 \dots 500 \dots 2000 \text{ гц}$.

Варианты проектного решения были исследованы на модели, при применении как стационарного, так и нестационарного режимов. Анализ структуры ранних эхо-сигналов в различных точках модели, а также измерения акустического отношения подтвердили эффективность расчленения потолка.



Фиг. 2. Концертный зал театра «Ванемуйне» в г. Тарту

Действие основных акустических экранов над эстрадой достаточно для получения равномерного распределения уровней в различных точках площади мест, а уровень диффузного звука при заполнении зала публикой достаточно высок.

По программе проектирования концертного зала в Таллине предусматривался универсальный зал для оперной студии и концертов симфонической и камерной музыки.

На модели были установлены некоторые преимущества комбинированной формы плана, состоящей из двух трапеций. Потолок над оркестром и авансценой был сильно снижен для того, чтобы создать акустический экран. Вся поверхность потолка имеет часто-ребристое членение, комбинированное с освещением зала. Основным акустический материал для стеновых поверхностей — древесина.

В ходе дальнейшего проектирования задача проектирования концертного зала несколько упростилась, т. к. необходимость устройства объемной сцены отпала; а дополнительно требовалось размещение органа позади эстрады.

Между помещением для органа и залом предусматривалась деревянная решетка, состоящая из поворачиваемых полоз. При использовании органа панели решетки открывают органный проем.

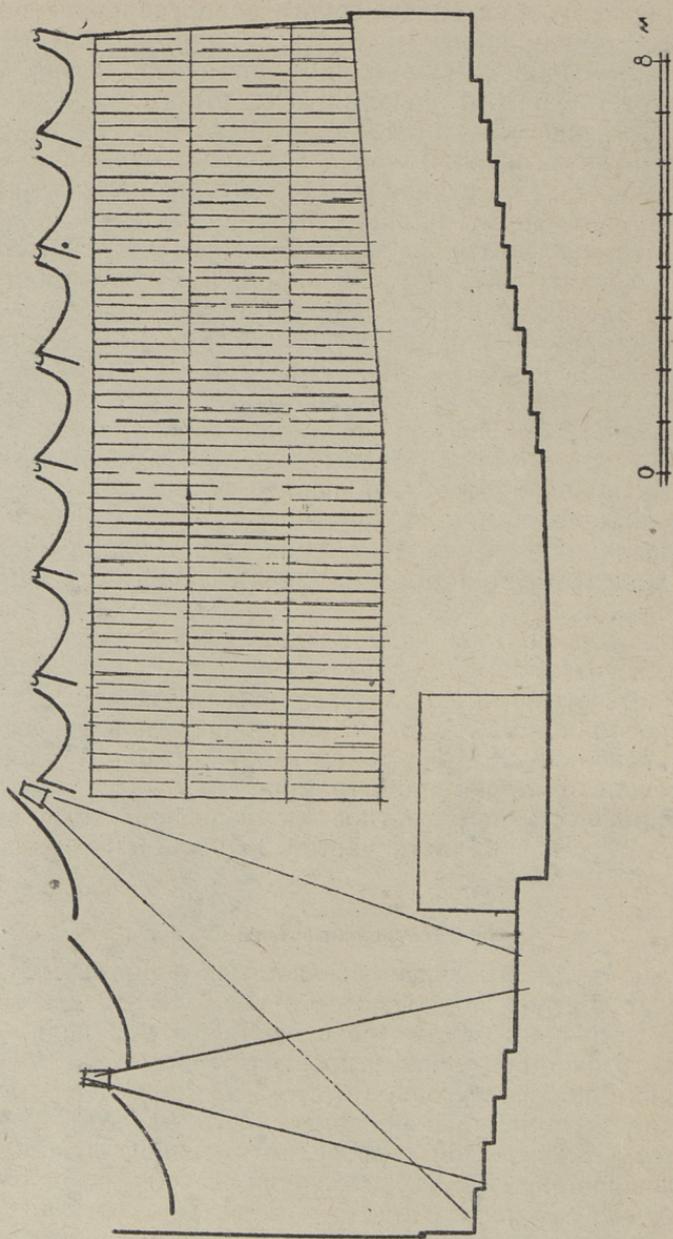
Потолок зала состоит из однотипных звукорассеивающих элементов, изготавливаемых из штукатурки по сетке Рабитца. Верхняя часть стены покрыта деревянными панелями с воздушной прослойкой 10...15 см. Эти панели кверху отстоят от стены несколько больше; таким образом образуется воздушный резонатор переменной толщиной.

В заполненном зале расчетное время реверберации составляет 1,5...1,7 сек в области частот 250...2500 гц. При частоте 125 гц $T \leq 2$ сек.

б) Театральные залы

Основные трудности решения акустики зрительных залов музыкальных театров заключаются в том, что сценическое и зрительное помещения являются существенно различными, с собой недостаточно связанными пространствами. Оркестр занимает обычно наиболее выгодное место, но актеры частично изолированы от слушателей и большая часть звуковой энергии поглощается в сценической коробке, не имеющей звукоотражающих поверхностей. При расположении же оркестра большей частью под сценой, певцам плохо слышен оркестр; при слишком выдвинутом расположении — оркестр доминирует над солистами.

Данная проблема только частично разрешима приемами современной архитектурной акустики при применении соответ-



Фиг. 3. Концертный зал института музыкального и театрального искусства в Таллине

ствующих припортальных и плафонных поверхностей. Тем не менее в тех случаях, когда эти поверхности имеют неправильную форму, акустика театрального зала страдает.

В случае проекта реконструкции театрального зала Ленинградской консерватории мы считали правильным исходить из решения припортальной части боковых стен и потолка, при этом, что направленные отражения от передней части потолка играют большую роль для улучшения артикуляции и полноты звука.

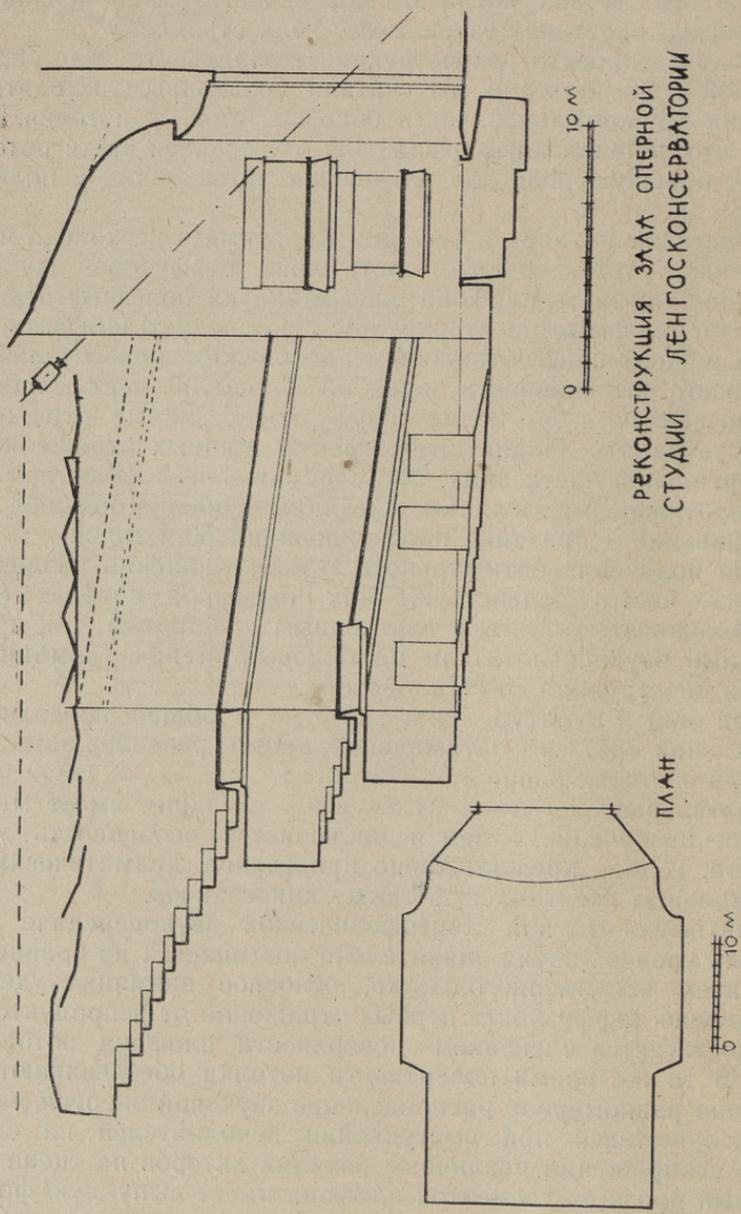
Подвесной потолок в середине зала имеет несколько иную трактовку, чтобы создать достаточно диффузное звуковое поле. Задняя часть плафона рассчитана на полезные отражения, направляемые на второй ярус. Не следует забывать, что также и рассеянные отражения от плоских призм плафона усиливают интенсивность звука на площади мест слушателей, но вместе с тем такие диффузорассеянные отражения могут устранять неприятные эффекты мощных отражений от припортальной части зала. Это соображение в известной степени противоречит взглядам, имеющим особенно большое распространение в практике проектирования 50-х годов.

Для получения оптимального звукопоглощения различных звуковых частот содействуют как подвесной потолок (древесноволокнистые плиты с наклеенным пластиком), так и специальные звукопоглотители на боковых стенах (комбинированная конструкция со стекловатой).

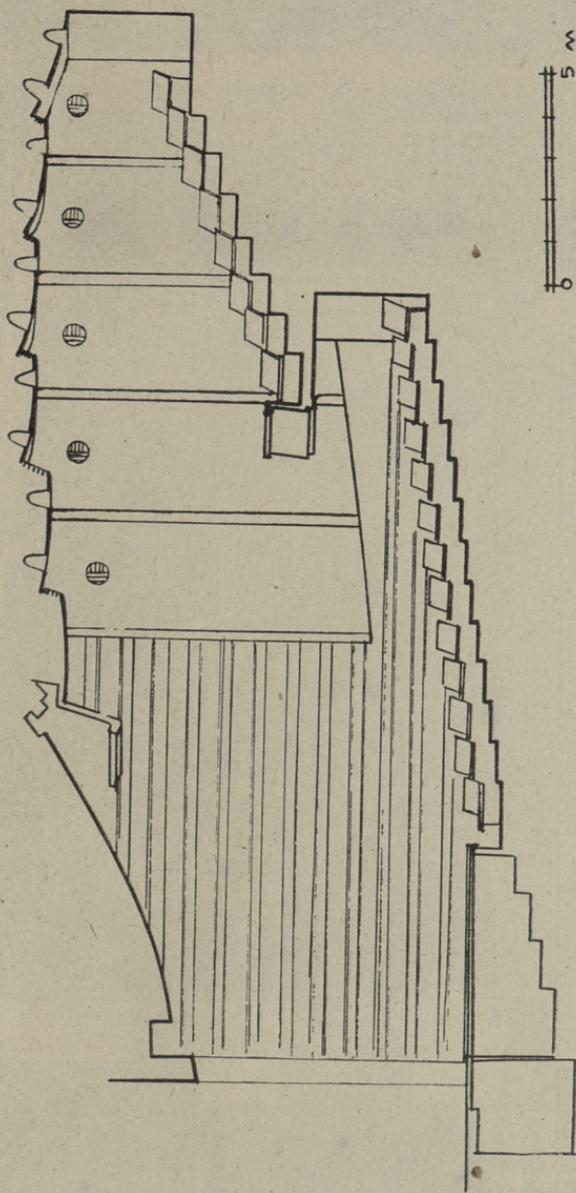
При общей кубатуре зала 13300 м^3 и общей поверхности ограждений 3847 м^2 оптимальное время реверберации при средних частотах равно $1,63 \text{ сек}$.

Зрительный зал дома культуры в г. Пярну имеет многоцелевое назначение, в чем и заключается особенность этого проекта. В зале предусмотрено проведение драматических и музыкальных спектаклей, а также киносеансов.

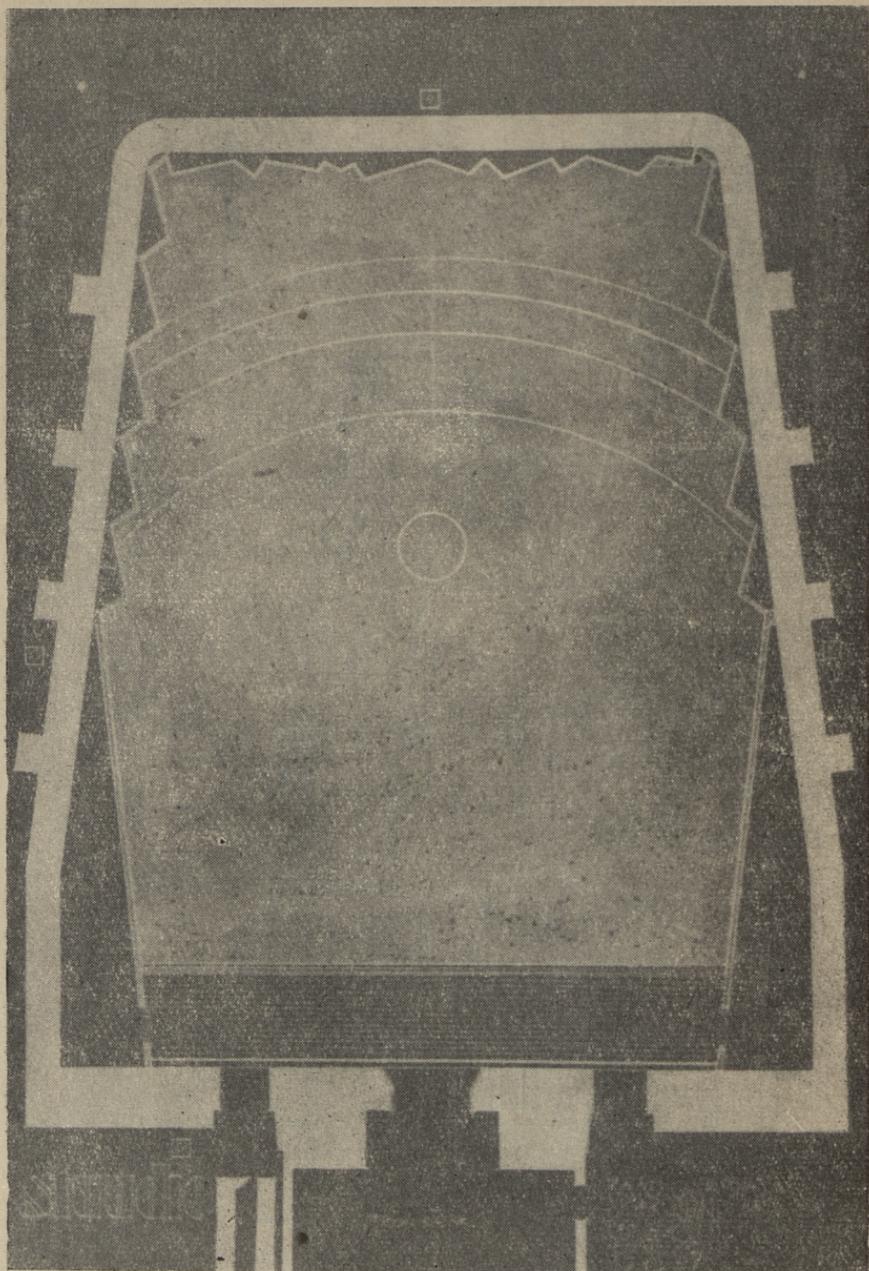
Учитывая, что при стереофонической звукопередаче суммарный уровень звука значительно повышается по сравнению с уровнем естественного звука, основное внимание уделено улучшению диффузности первых отражений от репродукторов. Это достигается членением поверхности плафона потолка и стен. В то же время поверхности потолка обеспечивают достаточно равномерное распределение звуковой энергии на местах слушателей при выступлении исполнителей на сцене. Из-за соображения различных позиций актеров на сцене продольный профиль элементов плафона имеет выпуклую форму. При определении размеров этих элементов пришлось использовать основные конструктивные элементы покрытия зала. Как известно, рассеивающий эффект какой-либо поверхности зависит от длины волны и самой формы поверхности. При



Фиг. 4. Зрительный зал оперной студии Ленинградской консерватории (реконструкция)



Фиг. 5. Зрительный зал дома культуры в г. Пярну



Фиг. 6. Студия 1 Таллинского радиодома (реконструкция). План

ширине панелей 1—2 м высокие и средние частоты, имеющие большое значение для разборчивости, отражаются направленно. Что касается низких частот, то при выбранных размерах (2,5 м) панелей можно ожидать вполне удовлетворительную диффузность, по крайней мере в области частот 300... 125 гц.

При определении оптимального времени реверберации мы исходим из среднего значения для звукового кино ($T_{\text{опт}} = 0,27 \cdot \sqrt{1/6}$) и музыкального спектакля ($T_{\text{опт}} = 0,33 \cdot \sqrt{1/6}$), получим $T = 1,12$ сек при средних частотах. В области низких частот время реверберации почти не повышается, благодаря применению демпфированной штукатурки по сетке Рабитца и деревянной обшивки.

3. Проектирование музыкальных студий

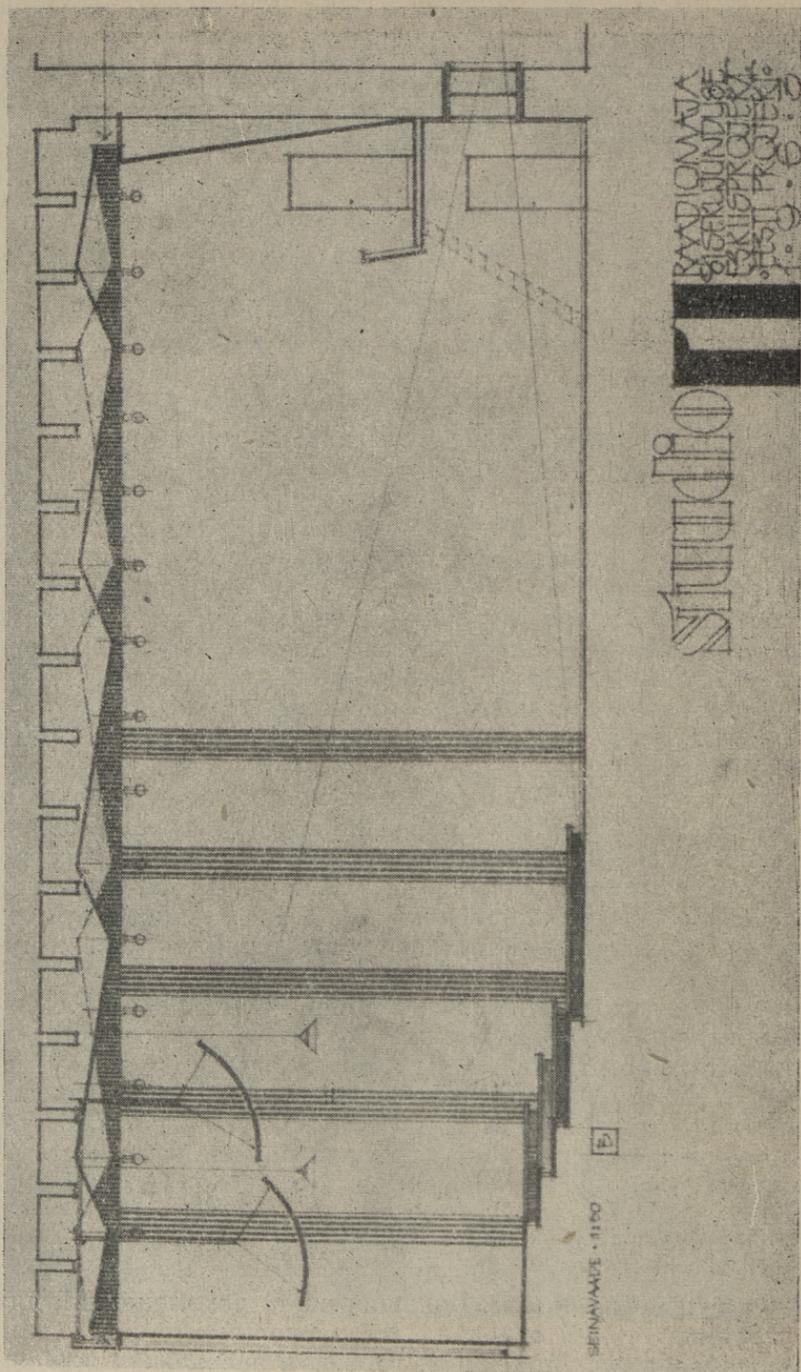
Опыт проектирования и строительства студий для радиовещания и звукозаписи показал, что в этой области архитектурной деятельности имеется еще отставание от требований практики. При этом необходимо отметить, что стандартная методика измерений существующих и сооружаемых студий не всегда открывает недостатки акустики студий. Лишь ежедневная работа тонмейстеров и звукорежиссеров показывает, что условия для их работы часто неудовлетворительны.

Ниже рассматривается опыт реконструкции ряда студий таллинского радиодома.

В основу проекта реконструкции положены комплексные акустические исследования помещений в существующем виде с применением трех типов акустических измерений: 1) частотной характеристики реверберации (60... 10000 гц) для каждой $1/3$ -октавы, 2) количественной меры диффузности для тех же частот и 3) картин затухания отражений звуковых импульсов.

Выяснилось, что время реверберации необходимо рассматривать для каждого конкретного случая в зависимости от диффузности, ибо эти величины комплексны. Кроме того, недостаточно лишь рассмотрение интегральной диффузности направлений отражений, т. к. в реальных условиях эксплуатации помещений диффузность направлений и диффузность во времени не являются эргодическими, как предполагается статистической физикой.

Для получения объективных данных для определения частотной характеристики реверберации были проведены субъективно-статические опыты. Большая часть рекомендаций для реконструкции студий основана на экспериментальных данных моделирования. Модели построены в нескольких вариан-



Фиг. 7. Студия 1. Продольный разрез

тах. Наиболее существенные изменения предусмотрены в следующих студиях: ст. 1, 2, 3, 4.

Студия 1 предназначена для выступления большого симфонического оркестра совместно с хором и солистами, а также эстрадного оркестра. Причиной неудовлетворительной акустики существующей студии не являются общеизвестные показатели, как например, частотная характеристика реверберации и ее абсолютное значение. Оказалось, что акустические недостатки, обнаруженные субъективно, имеют сильно выраженный локальный характер, зависящие главным образом от геометрической формы студии и ее отдельных поверхностей. Такие ошибки обычно не могут быть устранены без существенного изменения конструкций ограждений.

Сопоставление результатов интегральной диффузности и импульсных измерений двух масштабов дало возможность исправить форму студии в плане и разрезе (см. фиг. 6 и 7).

При выбранной форме студии необходимый акустический баланс сохраняется при любом расположении источников и приемников звука, а это имеет весьма большое значение для студий монофонической звукопередачи.

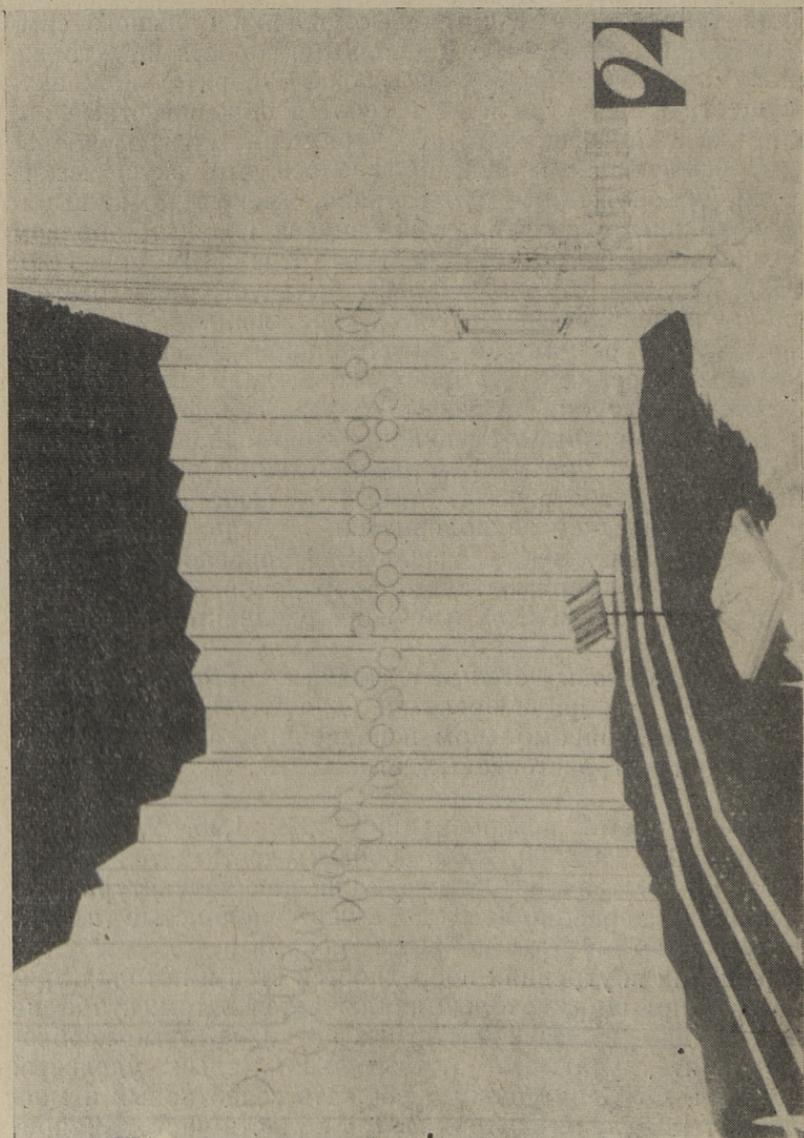
Соблюдение акустических требований привело к созданию потолка в виде полипризматической оболочки, состоящей из нескольких типов элементов, имеющих различные уклоны и размеры.

Поверхность боковых стен расчленена с учетом направленных отражений от хора и оркестра (для улучшения условий самоконтроля при ансамблевом исполнении), а также с учетом поглощения второстепенных отражений от задней части студии.

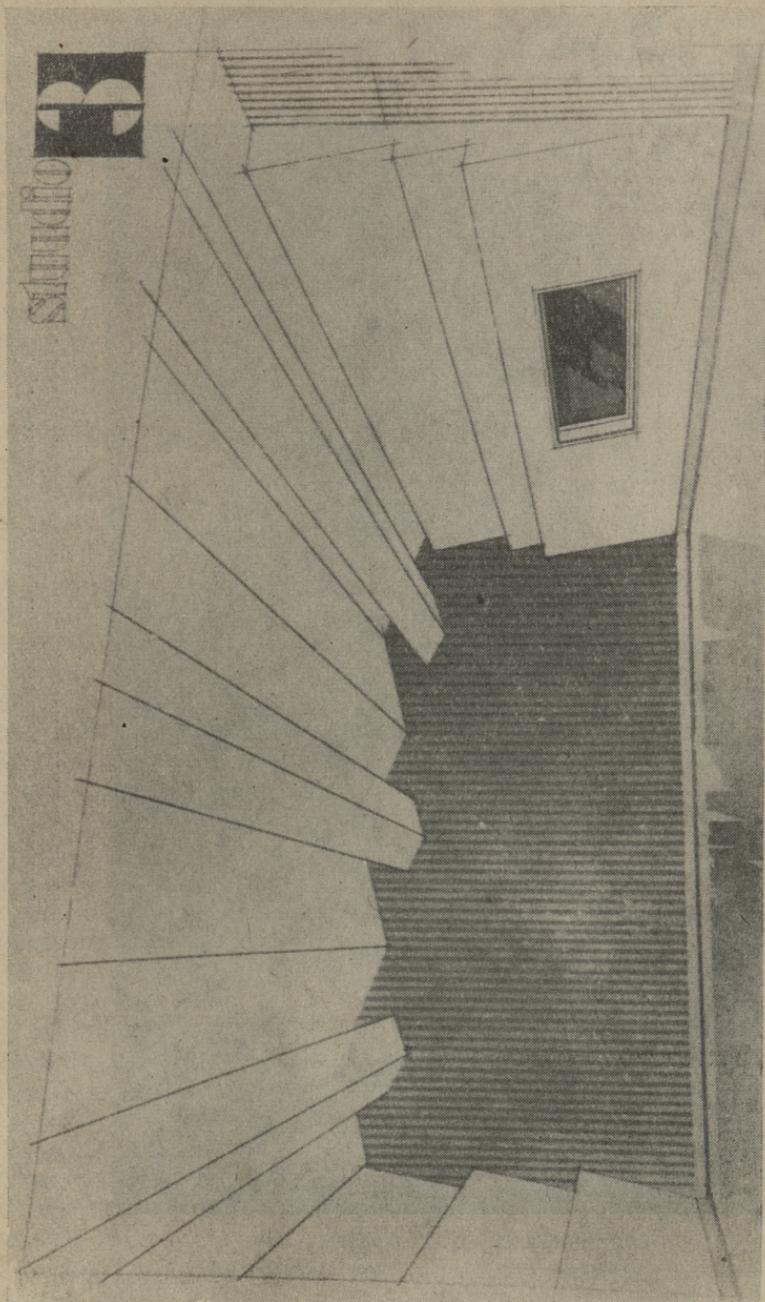
Проектное время реверберации (1,83, 1,95, 2,02, 1,42, 1,42 сек при 125, 250, 500, 2000, 4000 гц) достигается применением таких материалов конструкций как штукатурка по сетке Рабитца, дерево-плиты, древесно-волоконные плиты, маты из минеральной ваты, покрыты рейками и др.

При решении внутренних поверхностей стен и потолка принят основной принцип, который заключается в том, чтобы не поглотить средне- и высокочастотные звуки, которые необходимо сохранять, учитывая относительно малый удельный объем студии. Особенно важно избежать селективных и мягких поглотителей, действующих в этой области частот, например, перфорированная фанера с воздушной прослойкой.

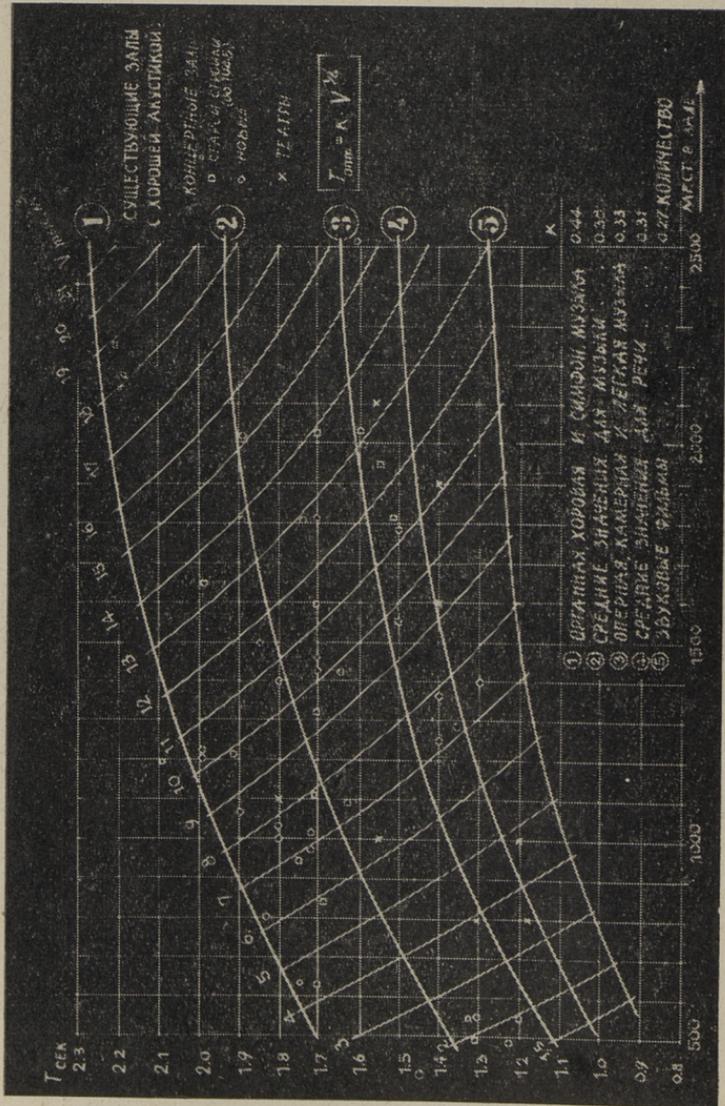
Студия 2 предназначена для хоровых репетиций и выступлений, а также для эстрадных ансамблей. Акустические рассуждения о форме помещения исходились из такого первичного фактора, как наличие большого количества естественного звукопоглощения в небольшом помещении. Для фиктив-



Фиг. 8. Студия 2



Фиг. 9. Студия 3



Фиг. 10. График для определения оптимального времени реверберации для различных помещений, в зависимости от количества мест для слушателей

ного увеличения объема предусматривался ряд мер для обеспечения диффузности направлений в основных проекциях объема. Наилучшей в данных условиях оказалась беспорядочная форма членения стеновых поверхностей. Потолок решен в виде горизонтальных плит, подвешенных по-разному. Такое решение содействует уравниванию временных сдвигов прихода первых эхо-сигналов, в результате чего диффузность в первой стадии отзвука значительно улучшается. Опыты на модели показали, что потолок существенно влияет на диффузность звукового поля.

Предложенный пространственный потолок из деревянных панелей представляет интерес также с точки архитектурного оформления интерьера. Время реверберации при эксплуатации студии хором составляет 0,83, 0,94, 0,94, 1,34, 1,15 сек при 125, 250, 500, 2000, 4000 гц.

Особенностью акустического решения данной студии является полный отказ от мягких поглотителей. Ребристые стены из дырчатого кирпича слегка покрыты шероховатой штукатуркой.

Студия 3 предназначена для камерной музыки, исполняемой как вокальными, так и инструментальными ансамблями. Площадь пола при реконструкции увеличивается примерно в два раза, объем студии — полтора раза.

Форма плана представляет собой прямоугольную трапецию. Архитектурно-акустическое оформление симметрично относительно продольной оси зала. Регулировка частотной характеристики реверберации происходит при помощи торцевых стен и плафона потолка (деревоплиты и штукатурка по сетке), а также демпфированной обшивкой продольных стен.

Примером того, что рассеивающее действие расчлененных поверхностей сравнительно мало зависит от формы отдельных элементов членения и дает возможность разнообразного оформления, является и данное решение потолка. Оно представляет прямоугольные зиг-заг-образные элементы, часть которых служит одновременно освещению помещения.

Такое направление панелей продолжается расположением панелей торцевых стен. Опытом установлено, что упомянутое решение полезно также для самих исполнителей (для самоконтроля). Частотная характеристика реверберации следующая: 0,91, 1,00, 1,29, 1,25, 1,11 сек (125, 250, 500, 2000, 4000 гц). Мягкие поглотители приняты только в качестве демпфирующего материала для обшивки и подвесных элементов. Ввиду того, что объем студии согласован с количеством исполнителей, для регулировки затухания средних и высоких частот достаточно иметь жесткие резонирующие поглотители с малым коэффициентом поглощения.

Выводы и заключения

В результате исследований и практики проектирования установлена зависимость оптимального времени реверберации от количества мест в зале (фиг. 10).

Относительно частотной характеристики реверберации выяснено, что для вокальной музыки желательно иметь плоскую форму этой характеристики. Для инструментальной музыки, исполняемой в небольших помещениях и студиях, допустимо снижение времени реверберации к низким частотам. Для речевых помещений наилучшие результаты получены в помещениях, где время реверберации также заметно снижено на низких частотах. Вместе с тем достаточно иметь ровную характеристику.

В концертных залах и залах музыкальных театров допустим некоторый подъем характеристики в сторону низких частот. Учитывая звукопоглощение публикой, желательно иметь некоторый подъем времени реверберации в области 1...2 кгц.

Для избежания несовпадения предварительных акустических расчетов от фактических величин измерения, необходимо уточнение методики акустического проектирования. В случае строгих акустических требований необходимы расчеты большего количества отражений или применение методов-анalogии на моделях.

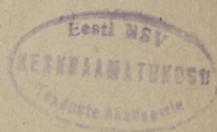
По окончании строительства и оборудования помещения необходимо иметь возможность произвести лишь некоторую «настройку» акустической отделки помещения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Х. А. Орувез. Исследование акустики залов с точки зрения геометрической акустики. Труды ТПИ, Серия А, № 200 (1963).
2. E. Meyer, W. Kuhl. Bemerkungen zur geometrischen Raumakustik. *Acustica*, v. 2,2 (1952).
3. T. Sommerville, F. L. Ward. Investigation of sound diffusion in rooms by means of a model. *Acustica*, v. 1,1 (1951).
4. W. Furrer, A. Lauber. Die raumakustische Diffusität in Schallaufnahme- und Radiostudios. *Acustica*, v. 4,29 (1954).

СОДЕРЖАНИЕ

1. Э. К. Сийрде, М. М. Раукас, Л. А. Тепакс, Х. А. Лооритс. Исследование озонирования воды в озере Юлемисте (Сообщение 1)	3
2. Э. К. Сийрде, М. М. Раукас, Л. А. Тепакс, Х. А. Лооритс. Исследование озонирования воды озера Юлемисте (Сообщение 2)	17
3. Л. Л. Пааль, А. М. Айтсам. Определение эксплуатационных режимов водопроводных сетей малых городов	27
4. Л. А. Тепакс, А. М. Айтсам. Хозяйственно-питьевые нормы водопотребления города Таллина	35
5. Х. А. Тибар. Ливнеспуск общесплавной канализации с подтопленным водосливом	43
6. А. М. Айтсам. Исследование потерь воды у потребителей города Таллина	53
7. Х. А. Тибар. О расчете пропускной способности безнапорной незатопленной дорожной трубы	65
8. У. Р. Лийв. Измерение эпюры скоростей в напорном трубопроводе при неустановившемся движении жидкостей	77
9. А. Я. Кыйв. Об определении интенсивности расчетного дождя на территории Эстонской ССР	87
10. А. М. Айтсам, Х. А. Вельнер, Л. Л. Пааль. О расчете кислородного баланса водотоков, загрязняемых сточными водами	109
11. Э. К. Сийрде, Э. Г. Уус, С. Р. Кюльм. О десодоризации дурнопахнущих сточных вод сульфат-целлюлозного производства озонированием	125
12. Х. А. Орувез. Проблемы архитектурно-акустического проектирования музыкальных залов и студий	137



СБОРНИК СТАТЕЙ ПО
САНИТАРНОЙ ТЕХНИКЕ I

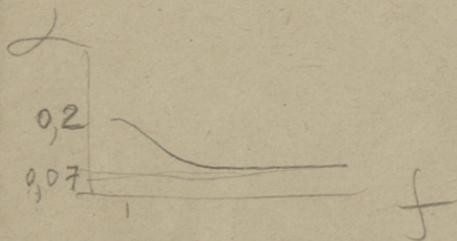
Таллинский политехнический институт

Редактор Х. Вельнер

Технический редактор Я. Мыттус

Сдано в набор 17 IV 1964. Подписано к печати
2 XI 1964. Бумага 60×90, ¹/₁₆. Печатных лис-
тов 10.0. Учетно-издательских листов 8,5.
Тираж 600 экз. МВ-08834. Заказ № 1393.
Типография «Юхисэлу», Таллин, ул. Пикк, 40/42.

Цена 60 коп.





Цена 60 коп.