МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Иркутский национальный исследовательский технический университет»

На правах рукописи

Нгуен Туан Ань

РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ ОПТИМИЗАЦИИ ПЕРСПЕКТИВНЫХ СХЕМ РАЗВИТИЯ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ

Специальность 05.23.04 – «Водоснабжение, канализация, строительные системы охраны водных ресурсов»

Диссертация

на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель: кандидат технических наук, старший научный сотрудник Чупин Роман Викторович

СОДЕРЖАНИЕ

BBEA	ЦЕНИЕ 4
	ВА 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ, ВЕНЬ ИХ МОДЕЛИРОВАНИЯ И ОПТИМИЗАЦИИ 9
1.1.	Характеристика существующих систем водоотведения, тенденции их развития и
стру	ктуризации9
1.2.	Оценка существующей технологии проектирования систем водоотведения15
1.3.	Зарубежный опыт моделирования и оптимизации систем водоотведения20
1.4.	Оценка существующих методов развития и реконструкции систем водоотведения25
1.5.	Проблемы и пути развития систем водоотведения
1.6.	Развитие методологии моделирования и оптимизации систем водоотведения34
-	ВА 2. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СИСТЕМ ООТВЕДЕНИЯ 37
2.1.	Установившееся равномерное движения стоков в безнапорных коллекторах37
2.2.	Вычисления расходов и времени транспортирования стоков в системе ливневой
кана	лизации
2.3.	Напорное – безнапорное движение стоков в самотечных коллекторах55
2.4.	Установившееся неравномерное движения стоков в безнапорных коллекторах58
2.5.	Гидравлический расчет кольцевых систем водоотведения70
	ВА 3. МАТЕМАТИЧЕСКАЯ ПОСТАНОВКА, МЕТОДИКА И ОДЫ ОПТИМИЗАЦИИ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ 89
3.1.	Математическая постановка задачи реконструкции и развития систем водоотведения8
3.2.	Исследование функции затрат и задачи оптимального синтеза систем водоотведения 9.
3.3.	Разработка метода оптимизации структуры и параметров систем водоотведения98
3.4.	Оптимальная реконструкция развивающихся систем водоотведения111
	ВА 4. ПОВЫШЕНИЕ НАДЁЖНОСТИ, УПРАВЛЯЕМОСТИ И СМОСТОЙКОСТИ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ 134
4.1.	Математическая постановка и методика оптимизации систем водоотведения с
vчет	ом налёжности и сейсмостойкости

4.2. Повышение надёжности и сейсмостойкости существующи	х и реконструируемых
систем водоотведения	146
4.3. Оптимальное управление потоками сточной жидкости	151
ГЛАВА 5. РЕАЛИЗАЦИЯ И АПРОБАІ ОПТИМИЗАЦИИ РАЗВИВАЮЩИХСЯ СИСТЕМ ВО	, ,
5.1. Разработка программного комплекса для анализа режимов	
оптимизации перспективных схем систем водоотведения	
5.2. Применение методики оптимизации при разработке перспек	тивной схемы развития
системы водоотведения г. Ангарска Иркутской области	167
5.3. Оптимизация перспективной схемы развития системы водо	отведения г. Байкальска
Иркутской области	180
5.4. Оптимизация перспективной схемы развития системы водо	оотведения на примере г.
Шелехова Иркутской области	185
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	188
СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ	190
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	191
ПРИЛОЖЕНИЕ	209
Приложение 1	209
Приложение 2	210
Приложение 3	211

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Важнейшими для жизнеобеспечения современного системы водоотведения бытовых, промышленных поверхностных сточных вод. История проектирования и строительства этих систем насчитывает несколько тысячелетий. Тем не менее, только XXI век необходимо рассматривать как век бурного развития городов и городских агломераций, в структуре которых важнейшее место занимают системы водоотведения. Эти системы являются крупными потребителями труб из различных материалов, электроэнергии и энергосилового оборудования. В то же время, проведенный анализ их состояния и режимов функционирования показал, что многие участки перегружены, работают в режиме размывающих скоростей, другие недогружены и в них происходит накопление осадков. В период интенсивных дождей трубопроводы и колодцы систем поверхностного водосбора и ливневой канализации переполняются, приводя к подтоплению переходов, подвалов зданий проезжей части, И других инженерных сооружений. Основными причинами их неудовлетворительного состояния и надежности являются недостаточно обоснованные решения при выборе структуры и параметров сетей и сооружений, не эффективные технологии эксплуатации, не своевременная замена и реконструкция. Это, в свою очередь, связано отсутствием комплексных подходов методов расчета потокораспределения и оценки надежности, оптимизации проектных решений и анализа поведения системы водоотведения в экстремальных условиях, которые могут возникнуть в будущих периодах ее функционирования. В этой связи возникает необходимость в совершенствовании теории и методологии расчета, оптимизации и управления развитием систем водоотведения с учетом требований надежности, сейсмостойкости, экологической безопасности, динамики развития и экономики рыночных механизмов. В представленной

диссертации обобщен опыт работы в области моделирования и оптимизации развивающихся систем водоотведения и впервые предложена методика обоснования структуры и параметров перспективных схем развития систем водоотведения, с учетом надежности и сейсмостойкости.

Степень разработанности диссертационных исследований. В отечественной и зарубежной литературе представлено множество различных моделей и методов оптимизации систем водоотведения, но в большинстве они предназначены для обоснования параметров новых объектов водоотведения и не направлены на повышение их надежности, сейсмостойкости и режимной управляемости. В проектной практике эта проблема до сих пор решается путем сопоставления двух – трех заранее намеченных вариантов.

Целью работы является разработка методики оптимизации реконструкции и развития систем водоотведения бытовых, промышленных и ливневых сточных вод и повышение их надёжности, сейсмостойкости и режимной управляемости.

Задачи исследования. Для достижения поставленной цели в диссертационной работе рассмотрены и решены следующие задачи:

- 1. Математическая постановка задачи оптимизации структуры и параметров реконструируемых и развивающихся систем водоотведения с учетом их надежности и сейсмостойкости, развитие методики избыточных проектных схем;
- 2. Оценка критериальной функции, области допустимых значений, обоснование и выбор метода оптимизации реконструкции проектируемых и развивающихся систем водоотведения;
- 3. Разработка методики оптимизации существующих и реконструируемых систем водоотведения с учетом их надёжности и сейсмостойкости;
- 4. Алгоритмизация и программная реализация предлагаемой методики оптимизации;
 - 5. Исследование эффективности методики оптимизации при обосновании

перспективной схемы развития системы водоотведения на примере городов Иркутской области.

Научная новизна работы:

- 1. Впервые сделана постановка комплексной задачи оптимизации реконструируемых и развивающихся систем водоотведения с учетом их надежности и сейсмостойкости;
- 2. Исследована задача оптимизации и теоретически реконструируемых и развивающихся систем водоотведения, обосновано ее решение для новых систем в виде разветвленных структур и кольцевых структур;
- 3. Предложена и разработана методика оптимизации систем водоотведения с учетом надежности транспортирования стоков, сейсмостойкости сооружений и экологической безопасности территории;
- 4. Показана эффективность предлагаемой методики оптимизации систем водоотведения и определено ее место в задачах формирования перспективных схем развития систем водоотведения городов и населенных мест.

Теоретическая и практическая значимость результатов исследования заключается в следующих положениях:

- 1. Показана экономическая целесообразность при реконструкции и развитии систем водоотведения, перехода к кольцевым структурам, когда часть стока будет транспортироваться по существующим коллекторам, другая по новым разгрузочным кольцевым коллекторам;
- 2. На численных примерах показано, что учет при проектировании систем водоотведения сейсмических воздействий и количественных показателей надежности оказывают существенное влияние на выбор их основных трасс и структуры сооружений;
- 3. Кольцевые структуры систем водоотведения повышают не только их надежность и сейсмостойкость, но и обеспечивают при эксплуатации маневренность и режимную управляемость.
- 4. Разработанные в работе методические положения, методы и средства позволяют повысить обоснованность принимаемых решений в краткосрочных и

долгосрочных периодах развития систем водоотведения. Предлагаемые методы и программные средства способствуют проектировщикам оперативно анализировать и принимать решения по выбору трассы и параметров новых и реконструируемых систем водоотведения с учетом их надежности и сейсмостойкости.

Методология и методы диссертационного исследования. Теория систем, методы математического моделирования, гидравлика и гидродинамика, теория графов, теория гидравлических цепей, методы оптимизации, методы нелинейных решения линейных И уравнений, теория надежности математическая статистика, вычислительной методы математики, алгоритмизация и программная реализация.

Положения, выносимые на защиту.

- 1. Постановка задачи оптимизации реконструируемых и развивающихся систем водоотведения и ее исследование;
- 2. Методы оптимизации новых, реконструируемых и развивающихся систем водоотведения разветвленной и многоконтурной структуры;
- 3. Методика оптимизации систем водоотведения с учетом их надежности и сейсмостойкости;
- 4. Методика повышения управляемости систем ливневой, промышленной и хозяйственно-бытовой канализации за счет строительства кольцующих напорных и безнапорных коллекторов, перекачивающих насосных станций и шиберных устройств.

Достоверность результатов исследований. Обеспечивается корректной математической постановкой задачи оптимизации систем водоотведения с учетом реальных физических процессов движения стоков, законов сохранения массы и энергии. Подтверждается так же многочисленными расчетами и сопоставлениями их с замерами реальных режимов работы систем водоотведения.

Апробация работы и публикации. Результаты диссертационных исследований опубликованы в 13 печатных работах (из них 3 работы входят в

список изданий, рекомендованных ВАК) и обсуждались: на ежегодной всероссийской научно-практической конференции «Научная инициатива иностранных студентов и аспирантов российских вузов» (Томск 2010, 2011, 2012); на всероссийском фестивале науки «Изобретатель XXI века» (Иркутск, сентябрь 2012г.); на международной научно-практической конференции: «Водоснабжение, Водоотведение, Очистка сточных вод» (Санкт-Петербург, 24-28 ноября 2014); на ежегодной научно-практической конференции «Вода — это жизнь» (Иркутск 2010, 2015); на выставке «Транспорт и дороги Сибири. Спецтехника. Сибавтосервис» (Иркутск, 22-24 апреля 2015); на международной научно-практической конференции: «Ресурс энергосберегающих технологий в жилищно-коммунальном хозяйстве и строительстве» (Иркутск, 03-06 сентября 2015 г.).

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, 5 глав, заключения, библиографического списка, включающего 174 наименования и 3 приложения. Общий объем диссертации составляет 211 страниц машинописного текста, включая 103 рисунка, 13 таблиц.

ГЛАВА 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ, УРОВЕНЬ ИХ МОДЕЛИРОВАНИЯ И ОПТИМИЗАЦИИ

1.1. Характеристика существующих систем водоотведения, тенденции их развития и структуризации

Системы водоотведения (СВО) в современных городах, населенных пунктах и промышленных предприятий представляют сложное инженерное сооружение, состоящее из множества самотечных и напорных трубопроводов, станций, насосных регулирующих резервуаров, перепадных быстротоков и других сооружений. Проведенный анализ показал, что для большинства из перечисленных сооружений износ составляет от 60% и выше. В тоже время СВО характеризуются низкой автоматизацией и диспетчеризацией, высоким уровнем энергопотребления И значительной аварийностью. Аварийность возникает вследствие зарастания и засорения трубопроводов, что является причиной несоблюдения скоростных режимов течения стоков. В практике эксплуатации не делается анализ скоростей движения стоков и не приводятся гидравлические и оптимизационные расчеты по обоснованию режимов работы транспортирующих сооружений.

На рисунке 1.1 представлена схема СВО г. Иркутска. Система раздельная и предназначена для отвода и очистки хозяйственно-бытовых и промышленных стоков и представляет многоуровневую структуру из самотечных коллекторов и напорных трубопроводов протяженностью в 717 км, включая 34 КНС и 2-а КОС. Мощность СВО по левому берегу г. Иркутска составляет 173.8 тыс. м³/сут, по правому берегу 122.1 тыс. м³/сут, при мощности КОС правого берега в 170 тыс. м³/сут, левого - 130 тыс. м³/сут. В системе водоотведения можно выделить четыре уровня сбора и отвода сточных вод:

- Внутриквартальные сети;
- Внутрирайонные сети;
- Магистральные коллектора;

- Напорные магистральные трубопроводы, перекачивающие стоки от магистральных коллекторов на КОС.

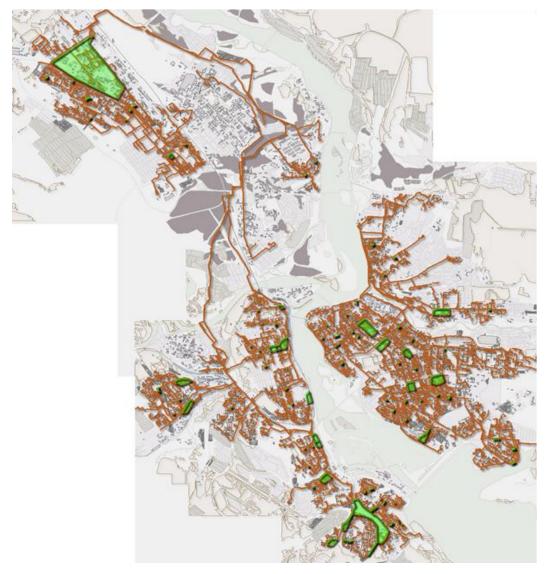


Рисунок 1.1 - Схема водоотведения г. Иркутска

Проведенный анализ показал, что имеются проблемы эксплуатации СВО и очистки сточных вод:

- доля износа канализационных сетей и КНС составляет 67%;
- напорные трубопроводы перегружены;
- существующие параметры коллекторов не соответствуют сложившимся нагрузкам по водоотведению (отдельные самотечные коллектора работают в режиме заиливающих скоростей, другие в режиме размывающих скоростей);

- недостаточная пропускная способность коллекторов в правобережной части города, особенно это затрудняет обеспечение отвода стоков с территорий м-на Солнечный и Байкальский тракт;
- отсутствуют резервы мощностей очистных сооружений правого и левого берегов, технология очистки сточных вод требует существенной модернизации;
- в связи с длительным периодом эксплуатации в условиях агрессивных сточных вод значительное количество емкостных железобетонных сооружений, коммуникаций и оборудования находятся в неудовлетворительном состоянии, физически и морально устарели;
- не решены вопросы утилизации осадка с иловых карт канализационных очистных сооружений;
- состояние технологического оборудования не позволяет проводить очистку сточных вод до показателей, установленных соответствующими природоохранными требованиями, стоки, сбрасываемые с очистных сооружений в реку Ангара, имеют превышение допустимых норм по таким показателям, как: взвешенные вещества, БПК (биохимическое потребление кислорода), аммоний солевой, нитриты, фосфаты, фенолы, алюминий;
- существующая технология не приспособлена для удаления биогенных элементов (азота и фосфора), а набор сооружений не может обеспечить столь высокие показатели без наличия доочистки;
- отсутствие сливных станций затрудняет транспортировку стоков от частной коттеджной и дачной застройки.

Обобщая сказанное можно сделать вывод, что сложившееся структура коллекторов не отвечает их требуемой транспортирующей способности. Требуется перегруппировка коллекторов с целью выравнивания их загрузки.

Решение этой проблемы заключается в разработке новой схемы канализования города в отношении, как существующих нагрузок, так и для тех, которые появятся в последующие годы.

Отвод ливневого стока осуществляется по раздельной схеме. Общая площадь водостока в г. Иркутске 13 654,18 Га. Из них зарегулированной площади 9 950,36 Га, что составляет 73%. С трети площадей городской территории стоки попадают в водоемы через естественные складки местности. Весь поверхностный сток сбрасывается без очистки.

Общая протяженность основных коллекторов ливневой канализации составляет 85,467 км (рисунки 1.2 и 1.3). Трубы в основном бетонные. Основные диаметры 1000 мм. Диапазон диаметров от 100 до 2 400 мм.



Рисунок 1.2 - Схема ливневой канализации правого берега г. Иркутска

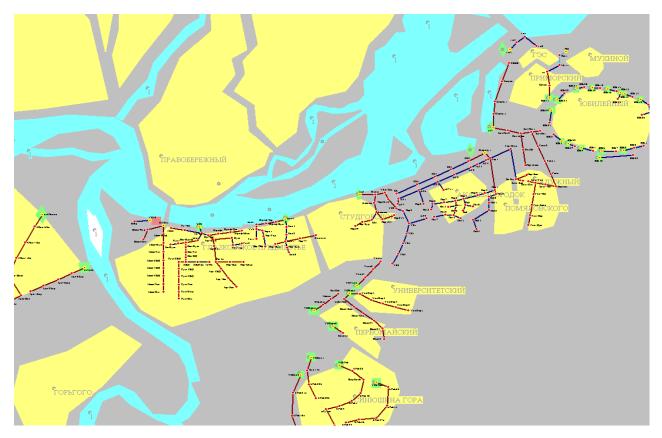


Рисунок 1.3 - Схема ливневой канализации левого берега г. Иркутска

Система ливневой канализации полностью децентрализованная. Она представлена отдельными фрагментами и коллекторами. По тальвегам, руслам малых рек и ручьев поверхностный сток сбрасывается в р. Ангару. Всего насчитывается 56 организованных выпусков. Основная часть коллекторов сосредоточена в центральной части города и Октябрьском АО. Существенно меньше охват территорий Свердловского и Куйбышевского АО. Крайне мало в Ленинском АО за исключением территории ВСЖД. По правому берегу р. Ангары насчитывается 17 выпусков, по левому — 22 выпуска. В р. Ушаковка 5 выпусков, в р. Кая — 10 выпусков, в р. Иркут — 2 выпуска.

Проведенный анализ состояния коллекторов дождевой канализации показал, что их эксплуатации не уделяется должного внимания. В итоге почти 30% коллекторов находится в аварийном состоянии. Некоторые трубопроводы либо полностью заилены песком и другими отложениями, либо разрушены или имеют разрывы и переломы. Как следствие, поверхностные стоки во время снеготаяния и интенсивных дождей перемещаются по проезжей части, оврагам

и т.д., разрушая дорожное полотно и размывая грунт, увлекая за собой другие поверхностные загрязнения. В связи с существенно увеличившимся автомобильным парком возросло количество загрязняющих веществ в виде масел, резины от шин, тяжелых металлов и др. Среднегодовое количество стоков, формирующихся на территории города и попадающих в реку Ангару, составляет 20,7 млн. м³/г, из них:

- в виде талых вод 4 млн. M^3/Γ од;
- в виде инфильтрационных вод 18 млн. $\text{м}^3/\text{г}$.

Город Иркутск отличается от многих городов тем, что водозабор воды осуществляется из открытого источника — Иркутского водохранилища, вода в котором соответствует всем требованиям к питьевой воде (вода оз. Байкала) и поэтому ВОС нет. Однако после Иркутска река Ангара уже не соответствует этим требованием и употреблять воду без соответствующей очистки и обеззараживания невозможно. Причиной этому являются существующие системы и сооружения водоотведения, которые не обеспечивают защиту р. Ангары от попадания загрязнений, в основном имеющих антропогенной характер.

Таким образом, при эксплуатации системы ливневой канализации возникают следующие проблемы:

- с трети площадей городской территории стоки попадают в водоемы через естественные складки местности;
 - весь поверхностный сток сбрасывается без очистки;
 - система ливневой канализации полностью децентрализованная;
- 30% коллекторов находятся в аварийном состоянии (заиленность, разрывы, переломы);
- вследствие интенсивных дождей и снеготаяния разрушается дорожное полотно и размывается грунт;
- загрязняющие вещества (от автотранспорта) попадают в реки без очистки.

Для решения данных проблем требуется:

- перекладка существующих участков сети с увеличением диаметров труб;
 - строительство новых участков и перекачивающих насосных станций;
- строительство локальных очистных сооружений и очистных установок на существующих и новых выпусках.

1.2. Оценка существующей технологии проектирования систем водоотведения

Отсутствие внимания к системам водоотведения также затормозило и развитие методологии их проектирования. Можно сказать, что на сегодняшний день проектные организации имеют лишь те подходы и методы, которые были разработаны в $50\text{-}60^{\text{e}}$ годы 20^{ro} века.

На протяжении многих десятилетий не изменялся также уровень принятия решений в области проектирования СВО [6, 13, 14, 15, 85]. Хотя действующие принципы проектирования уже устарели, требуется обновление с применением новых компьютерных технологий, позволяющих ускорить процесс проектирования и максимально приблизить принятые решения к оптимальным. Вычислительная техника обеспечивает не только скорость расчета и точность вычисления, но и позволяет оперировать моделями реальных физических процессов, которые могут происходить в СВО. В свою очередь, повышение точности расчетов неизбежно приводит к повышению эффективности капиталовложений [8, 9, 10, 11, 12, 25, 160, 161, 162, 163, 168, 173]. Необходимость изменения структуры проектирования объектов водоотведения для повышения их надежности и экономичности доказывали в своих работах такие известные ученые, как: С.В. Яковлев, В.С. Дикаревский, Ю.А. Ильин, В.С. Игнатчик, В.И. Калицун, Б.М. Каган, А.К. Кузин, А.Н. Литвинов, Алексеев М.И. и др. [26, 48,54, 62, 71, 142, 143, 144, 145, 146].

Несмотря на то, что совершенствованием нормативной и методологической базы в области водоотведения занимались и занимаются многие исследователи и ученые [8, 27, 32, 35, 47, 49, 51, 63, 72, 78, 88, 103], проблема ее несоответствия современным условиям не только не уменьшилась, а наоборот обострилась. Произошло это в основном потому, что за последние 15-20 лет нормативные и методологические документы не обновлялись и не конкретизировались, а развитие городов и городской застройки происходило точечно с большими отклонениями от генпланов.

Основным исходным материалом для разработки проекта СВО является генеральный план застройки И развития населенного пункта, ДЛЯ проектирования СВО промышленного предприятия – генеральный план предприятия. Согласно пункту 1.3. СНиП 2.04.03-85 [94] основные технические решения, принимаемые в проектах, и очередность их осуществления должны быть обоснованы сравнением возможных вариантов. Технико-экономические расчеты следует выполнять по тем вариантам, достоинства и недостатки которых нельзя установить без расчетов [86]. Однако во многих проектах данные рекомендации игнорируются по причине недостатка времени.

До сих пор во всех проектных организациях работы по обоснованию структуры и параметров ведутся вручную, включая технико-экономические и гидравлические расчеты, либо используются программы, которые в точности копируют устаревшие И упрощенные методики. C другой стороны, существующие подходы ориентированы только на проектирование новых СВО и не позволяют решать задачи анализа режимов и оперативного управления, оптимизации параметров сетей с учетом надежности, сейсмостойкости и динамики их развития. Трассировка сети, как и много лет назад, диктуется каких-либо вычислений техническими условиями без применения специальных методик [48, 74, 77, 82, 100].

Как показал проведенный анализ частые аварии и отказы в работе СВО происходят по причине не качественных проектных решений. Проектируя системы канализации с многочисленными насосными станциями и напорными

трубопроводами, проектировщик не в состоянии оценить получаемое решение по надежности системы и ее эффективной работоспособности, а также оптимальности по капиталовложениям и эксплуатационным затратам [8, 41, 54, 58, 61, 88, 91, 151, 155].

Следует отдельно отметить сложившуюся практику выдачи технических условий на подключение новых абонентов. Водоканалы и муниципальные условий организации после выдачи технических контролируют правильность выполнения конструктивной части подключения, а оценить влияние увеличения расхода на данном участке на лежащие ниже по течению коллекторы и общее состояние сети не предоставляется возможным. Очевидно, при выдаче технических условий на подключение необходимо проведение многовариантных гидравлических расчетов, выявление перегруженных и недогруженных коллекторов, оптимизация развития и реконструкции СВО. Данную проблему довольно сложно решить, поскольку по прошествии многих со дня сдачи систем в эксплуатацию документация лет архивах эксплуатирующих организаций находится в плачевном состоянии, часть Для документов просто отсутствует. оптимального управления существующими и развивающимися CBO первым делом необходимо восстановить утраченную информацию по каждому узлу и участку сети, после чего следует создать компьютерную базу данных единую виде математической и информационной модели.

В настоящее время в практике проектирования принято перспективный срок проектирования приравнивать к сроку действия плана развития инженерной инфраструктуры города, т.е. 15 лет. Однако срок службы сетей, при условии правильных монтажа и эксплуатации, составляет 50-100 лет [8, 97, 99]. В связи с этим может возникнуть ситуация, связанная с перекладкой коллекторов, которые могли бы функционировать еще 35-85 лет. Этот фактор при перспективном планировании СВО не учитывается и, как следствие, приводит к чрезмерным капиталовложениям.

Для развивающихся СВО должны решаться две задачи: интенсификация работы действующих систем и проектирование новых, расширение и реконструкция существующих. При этом проектные решения должны отвечать высоким современным техническим требованиям. От принятых в проекте решений зависят объем строительных и монтажных работ, экономические показатели строительства и эксплуатации возводимых сооружений [100, 143].

При проектировании новых и реконструкции существующих сетей, наряду с определением перспективного срока развития СВО, необходимо определять нагрузки водоотведения как на одного жителя, так и по объектам и предприятиям [92, 100]. В настоящее время только в жилом секторе в среднем ежегодно увеличивается на 20% потребление электроэнергии, что связано с увеличением количества мощностей бытовой техники. Из общего количества продаваемой отечественной и зарубежной бытовой техники 30-40% потребляет воду. Следовательно, будет увеличиваться водопотребление и водоотведение. С другой стороны, проводимые в стране мероприятия по водосбережению, являются важнейшим фактором, который также необходимо учитывать при формировании норм потребления воды и сброса стоков.

Очевидно, с учетом неравномерного притока сточной жидкости в коллектора процесс перемещения стоков по коллектору следует рассматривать как неустановившееся неравномерное течение жидкости. Действительно, малые порции будут перемещаться с малыми скоростями, большие — с большими скоростями. Большие порции будут догонять малые и ускорять их движение и т.д. При обосновании параметров СВО необходимо проводить такие расчеты с целью анализа скоростей движения стоков.

Следует также отметить, что согласно СНиП 2.04.03-85 [94] обоснование параметров будущей и развивающейся СВО производится при условии установившегося равномерного движения сточных вод. Однако в процессе эксплуатации СВО практически на каждом участке расход сточных вод непрерывно меняется. При любом отклонении фактического расхода от расчетного, нарушаются требования по скорости $V_{cp} > V_{hes}$, что важно для

транспортирования взвешенных веществ или наполнению h/d < max(h/d). Иначе говоря, если запроектировать сеть водоотведения по существующей методике, то проектный режим практически в течение всего периода эксплуатации не будет наблюдаться [86, 101, 105]. Объясняется это тем, что стоки поступают в систему неравномерно, вследствие чего расход в коллекторе может нарастать или уменьшаться. Неравномерное установившееся движение жидкости будет усложняться еще и по причине наличия местных сопротивлений (поворотов, боковых присоединений, лотков в смотровых колодцах при изменении диаметра труб), перепадов на коллекторах, изменения уклонов сети и т.д.

Игнорирование учета местных сопротивлений при проектировании СВО, особенно для самотечной сети, на этапе эксплуатации может привести к выпадению взвешенных веществ, закупорке и авариям. Неравномерность движения сточных вод, может быть в значительной мере устранена путем учета местных сопротивлений, возникающих на поворотах сети, в местах слияния двух и более коллекторов. Поэтому как утверждается в работе [105] расчет и конструирование СВО должны производиться с учетом наличия местных сопротивлений.

В.Г. Лобачевым, и другими учеными [80, 81, 95, 96, 98] предложены методы расчета канализационных сетей с учетом неравномерного движения. Однако в силу сложности их реализации на том этапе они практического применения не нашли [99, 106, 140].

Исследования, выполненные в производственных условиях, показывают, что фактические скорости протока в канализационной сети меньше, чем вычисленные по традиционным формулам при минимальных уклонах сети [101]. Проектирование сети по предельной зависимости обеспечивает ей минимальную строительную стоимость. Однако нормального ДЛЯ экономичного функционирования бытовых СВО при их проектировании должны учитываться факторы, которые влияют на эксплуатационные показатели, главными из которых являются затраты по устранению засорения труб и т.д.[88].

Значительную сложность представляют вопросы реконструкции и СВО городов [89, 103]. В практике расширения уже сложившихся проектирования и строительства реконструкция существующих систем городов основе устройства канализации ведется на многочисленных перекачивающих насосных станций и напорных трубопроводов, что приводит к надежности системы и ее долговечности. В увеличиваются эксплуатационные затраты и затраты электроэнергии [58].

Основные результаты исследований по вопросам рационального проектирования и реконструкции бытовых сетей водоотведения изложены в работах Н.Н. Павловского, Н.Ф. Федорова, М.И. Алексеева, В.И. Калицун, Н.У. Койды, В.С. Ленденева, Н.И. Голика, Г.К. Шацило и других авторов [69, 70, 73, 79, 140, 141]. Проведенный анализ предлагаемых в этих работах подходов и методик свидетельствует об отсутствии комплексности решения проблемы перекладки существующих сетей и сооружений и строительства новых.

Таким образом, возникает проблема дальнейшего развития и совершенствования технологии проектирования СВО. Эти совершенствования в первую очередь должны быть направлены на повышение эффективности расчетов и анализа режимов функционирования как существующих, так и проектируемых СВО. Достичь этого можно путем оперирования графиками поступления стоков по часам суток, путем расчета времени транспортирования стоков по каждому коллектору в каждый промежуток времени.

1.3. Зарубежный опыт моделирования и оптимизации систем водоотведения

Следует отметить, что для всех стран и континентов вопросы совершенствования эксплуатации и проектирования СВО были и остаются актуальными. И мировой опыт в области моделирования и оптимизации заслуживает отдельного внимания. В прошлом столетии появилась такая наука - гидроинформатика, которая успешно развивается и имеет самостоятельный

характер. Математические методы оптимизации, математическое моделирование, геоинформационные системы, методы обработки данных, теория графов и др. находят все большее применение в задачах обоснования перспективных схем развития СВО.

Б. Балажди, П. Мариаппан и С. Сентхамйлкумар [147], индийские ученные обосновали и предложили формулу для определения общей стоимости строительства СВО в зависимости от численности населения. При этом был проанализированы этапы строительства и развития СВО в 31 городе. В начале получены зависимости стоимости строительства от диаметров трубопроводов и их глубины заложения. Затем осуществлен переход к длинам улиц и плотности населения. Сделаны прогнозы градостроительной политики Индии и развития рыночных механизмов строительства и оборудования СВО. В итоге получены зависимости, удобные для при оптимизации проектных решений и при разработке перспективных схем развития канализации городов.

Б. Жозеф-Дюран, М. Н. Юнг, К. Мартинес-Окампо, С. Сагер и Г. Сембрано [148], ученые из политехнического университета Каталонии, из университета Гейдельберга, университета Магдебурга ИЗ рассмотрели проблему переполнения сетей канализации при возникновении интенсивных дождей, провели сравнение различных подходов моделированию таких явлений и предложили ряд оптимизационных подходов к минимизации стоков, выходящих на поверхность земли. При этом для моделирования движения стоков рассмотрены дифференциальные уравнения Первого порядка Сен-Венана, участки сетей представлены в виде резервуаровемкостей, способных к переполнению, разгрузочных коллекторов по которым стоки могут отводиться в другие бассейны канализования. В качестве методов оптимизации рассмотрены: линейное программирование, метод «ветвей и границ» и ряд эвристических подходов и методов, позволяющих за короткое время (в пределах пяти минут) принять наилучшее решение. Вместе с тем, граф решения задачи управления потоми сточной жидкости, состоящий из

множества реальных и фиктивных резервуаров, переключателей потоков, весьма сложный и требует специальных навыков и процедур.

В работе американского исследователя К. А. Скехан [171] из университета Индианы предложено осуществлять мониторинг системы водоотведения, контролируя расход и наполнение. Используя методы теории графов, в частности решение задач покрытия и размещения, включая метод медиан, автор предложил методику оптимизации точек мониторинга режимов движения стоков в системах водоотведения. Эта методика позволяет, при устройстве минимального количества приборов учета, сделать сеть наблюдаемой и, следовательно, обеспечить возможность анализировать режимы движения стоков и прогнозировать зарастание трубопроводов и накопления в них осадков.

Г. Раковитеану, С. Перзу и Л. Строя [169] из технического университета гражданских инженеров г. Бухареста (Румыния) провели исследования и сравнили результаты расчетов СВО хозяйственно бытовых и ливневых СВО (на примере новых районов Бухареста), полученных по методикам «ручного расчета» и на основе программного комплекса SewerGEMS, разработанного в США (Bentley Systems Corporation). В итоге пришли к выводу, что программный комплекс дает более обоснованное решение и адекватную картину движения потоков сточной жидкости, а также позволяет при проектировании перспективных схем водоотведения рассмотреть комплексные задачи обоснования параметров и обеспечивает возможность глубокого анализа последствий от принимаемых решений.

Дж. М. Гиральдо и др. [157], ученые из университета де лос Андес, г. Богота округ Колумбия, также как и ученые из политехнического университета Каталонии, предложили методику оптимального управления потоками сточной жидкости на основе метода прямого поиска. При этом оптимизация осуществляется не только по критерию минимума объемов стоков, выходящих на поверхность земли, но и по критерию максимальной способности очистных сооружений и работы насосных станций в период ливневых дождей.

В работах Л. Чабал и С. Станко [150] (Словацкий технологический университет в Братиславе) на основе программного комплекса МІКЕ URBAN представлены математические модели СВО г. Братиславы и проведены ряд исследований. В частности, в каких объемах поверхностные воды могут транспортироваться по системе водоотведения и как при этом должны быть загружены насосные станции. Показана высокая эффективность решения этих задач с помощью данного программного комплекса.

Специалисты М. Маурисио-Иглесяс, и др. [164] (Технический университет Дании, г. Люнгбю) предложили систему математических моделей для оптимизации работы насосных станций и сооружений СВО на заданные реперные точки, в которых должны поддерживаться требуемые параметры по давлению и наполнению. Эта система реализована в виде программно-аппаратного комплекса на объектах водоотведения в Копенгагене. Она способна к само регуляции и оптимизации и показала высокую эффективность, особенно в период ливневых дождей.

Н. Бурч, Р. Холте и др., [149] (Университет Альберты, Канада) предложили для оптимизации профиля (уклонов, диаметров, колодцев) СВО ряд методов, основанных на динамическом программировании, генетических и эволюционных алгоритмов. Эти методы позволяют оптимизировать параметры СВО с учетом внутренних ограничений (на уклоны, заглубления, диаметры) и внешних препятствий в виде пересечений с другими инженерными сетями, дорогами и др.

Дж. Соуса, А. Рибейро и др. [172], португальские ученые на страницах английского журнала «Гидроинформатика» изложили эвристический подход для оптимизации трассы и структуры проектируемой СВО по критерию дисконтированных затрат. Сущность подхода заключается в следующем. Намечается граф возможных прокладок коллекторов, устройства насосных станций, сооружения очистных сооружений. На данном графе назначается вариант устройства СВО и оценивается по затратам. Затем организуется процедура последовательного обхода всех вершин графа (по схеме задачи

коммивояжёра) и для каждой вершины случайным образом порождаются новые варианты трассы и структуры СВО. Лучший вариант запоминается. Обход всех вершин производится до тех пор, пока не будет найдено лучшее решение. Этот подход реализован в программном продукте и показал высокую эффективность при обосновании параметров перспективных схем развития СВО различных городов.

В работах З. Возиновик, А. Т. Санчез [174] и М.К. Мулеты и П.Ф. Боулоса [165] из института водного образования ЮНЕСКО предложена методология развития СВО, основанную на генетическом алгоритме порождения вариантов развития и динамической модели анализа режимов движения сточных вод (гидродинамическая модель SWWMM). Задача ставится и решается как многокритериальная (критерий финансовых затрат, критерий минимизации отложений в трубах и критерий минимизации загрязнения окружающей среды). Методология апробирована при развитии СВО в г. Кали (юго-западная Колумбия).

Сотрудники инженерного колледжа Амравари Махараштра (Индия), С.Р. Нагоше, Р.К. Рай, К.Н. Кадам [167] предложили для оптимизации параметров СВО метод динамического программирования. Проведенные ими расчеты показали, что метод динамического программирования позволяет учитывать дискретность выпускаемых труб, колодцев, насосных станций и др.

В части разработке программ комплексного развития систем водоснабжения и водоотведения следует отметить работу [152], в которой излагаются этапы формирования такой схемы на примере муниципалитета г. Пея (город в западной части Косово, СЕРБИЯ). Этапы формирования перспективной схемы развития систем водоснабжения и водоотведения такие же, как и у нас в стране, за исключением того, что инвестиции в строительство формируются за счет государственных субсидий, муниципальных бюджетов и добровольных пожертвований граждан.

В работе исследователя Жд. Холаса [159] на примере г. Краловегра (Чехия) также рассмотрены этапы формирования плана развития систем

водоснабжения и канализации города с применением интернет технологий. Этапы формирования инвестиций такие же, как и в Сербии.

В работе Мунияппа Н.С. [166] – председателя совета по водоснабжению и водоотведению г. Бангалор (Индия), в диссертационных исследованиях Индийского технологического института Бомбея Шаха Н.К. [170],повышения эффективности работы рассмотрены вопросы систем водоснабжения и водоотведения за счет применения водосберегающих технологий, которые являются основой при разработке перспективных схем развития СВО.

1.4. Оценка существующих методов развития и реконструкции систем водоотведения

Современные СВО являются непрерывно развивающимися системами, что постоянно требует увеличения их пропускной способности за счет устройства дополнительных насосных станций, перекладки трубопроводов на большие диаметры или сооружение параллельных линий. Такие мероприятия, особенно в черте города нежелательны, хотя иногда и неизбежны. Поэтому возникает задача выбора наиболее рациональных способов реконструкции, которые в меньшей степени требуют перекладки или прокладки новых участков трубопровода. Другой, более эффективный путь заключается в проектировании СВО с учетом динамики роста нагрузок. Однако на этом пути возникает проблема выбора очередей строительства и обоснования параметров системы для каждой из них.

Анализ существующих СВО показал, что основными причинами их неудовлетворительной надежности являются недостаточно обоснованные решения при выборе структуры и параметров сетей. Это, в свою очередь, связано с отсутствием эффективных методов расчета СВО, в том числе и с учетом требований надежности [52, 88].

Таким образом, перечисленные задачи синтеза и анализа проектируемых СВО являются, с одной стороны сложными, с другой — требуют взаимной увязки, согласований и коррекции. Причем, насколько правильно и с какой степенью точности будут решаться эти задачи, зависит оптимальность и обоснованность принимаемых к строительству вариантов развития и реконструкции СВО [30, 31, 111, 112].

Важнейшие работы по оптимизации СВО с привлечением современных методов (Монте-Карло, Лагранжа, Беллмана и др.) проводились и проводятся такими учеными как: Н.Ф. Федоров, Н.У. Койда, В.В. Найденко, Е.И. Чечик, А. Куличевский, Г.К. Шацило и др. [97, 99, 100, 106, 140].

При разработке СВО возникает множество вариантов трассировки сетей, их высотного положения и глубины насосных станций и т.д., поэтому выбор оптимального решения без применения ЭВМ невозможен. Н.У. Койда [73] пишет, что уже при трех вариантах расположения насосной станции строгое решение по выбору оптимума потребует очень больших затрат машинного времени. Учитывая, что до сих пор расчет сетей водоотведения ведется вручную, можно утверждать, что принимаемые технические решения далеки от оптимальных. Именно это обстоятельство явилось причиной того, что в последнее время появилось много работ направленных на оптимизацию сетей водоотведения. Одной из первых отечественных работ была работа Н.Ф. Федорова и Н.У. Койды [73], в которой предложена программа для определения минимальных уклонов труб и их диаметров на ЦВМ "Раздан-2". Примерно одновременно Е.И. Чечик [106] разработали др. усовершенствованный метод последовательного анализа вариантов основанный на принципе динамического программирования для ЭВМ "Минск-22". В конфигурация качестве исходных задавались сети, отметки данных поверхности вдоль трассы, отметки препятствий, расходы сточных вод по участкам, отметки выпусков из зданий и места установки колодцев. Результатами расчета были следующие данные: диаметр, скорость, наполнение, уклон, отметки лотка, глубина стоков в лотке и объем земляных работ.

В работах И.А. Абрамовича [14, 15] предлагаются программы оптимизации трасс разгрузочных коллекторов, которые отличаются друг от друга различными методами оптимизации. Например, в первой программе применен метод Розенброка, для второй - метод систематического пересмотра решений и для третьей - метод Монте-Карло.

Г.К. Шацило и др. [140, 141] разработали программы, позволяющие за один счет определять оптимальные места расположения насосных станций перекачки сточных вод. В качестве критерия оптимизации в одном случае принимается предельная глубина заложения коллектора, в другом - приведенные затраты. В этом случае в каждой точке сети, где глубина меньше критической рассчитывается насосная станция [14].

М. Роман и др. рассматривают вопрос оптимизации высотной схемы коллекторов с учетом промежуточных насосных станций, используя графоаналитический метод [87, 119]. Ключом к решению этой задачи они считают правильный выбор уклонов, при этом минимизация уклонов, по их мнению, не обязательна, несмотря на увеличение глубины заложения сети, так как увеличение уклона позволяет увеличить пропускную способность, уменьшить диаметр и затраты на его прочистку. Авторы считают, что есть такой уклон, при котором оптимизируемый критерий будет минимальным. В качестве критерия принята экономическая эффективность капитальных вложений.

Ту же мысль относительно уклонов излагает Г. Донд [154]. Он считает, что стоимость строительства канализации является функцией уклона i и диаметра D. Таким образом для каждого расхода Q можно определить оптимальное сочетание i и D, при котором стоимость строительства будет минимальной. Этот диаметр автор считает оптимальным, для него подбирается оптимальный уклон, который обеспечивает минимизацию стоимости строительства. На основании теоретических расчетов он показывает, что для уравнения стоимости труб и разработки грунта уклон должен быть больше минимально допустимого. Резюмируя проведенные исследования Г. Донд пишет, что есть тенденция проектировать коллекторы с минимально

возможными уклонами, так как меньший уклон обеспечивает минимальную стоимость. В действительности стоимость строительства не так просто коррелирует с уклоном. Поскольку стоимость трубы сокращается по мере увеличения уклона, то уклон может меняться от минимального до оптимального [14].

Н.И. Голик [47] пишет, что существующие методы проектирования ориентированы на ручной труд, и, следовательно, предельно упрощенные решения получаются приближенными. Он предлагает с помощью ЭВМ оптимизировать не только гидравлические элементы сети, но и рассматривать трассировку. Согласно предлагаемой методики ИМ ДЛЯ определения оптимального варианта трассы необходимо вначале найти все возможные варианты заложения, т.е. все возможные состояния трассы, и только потом перейти к расчету стоимости каждого варианта и нахождения оптимума. Описывая метод расчета Н.И. Голик отмечает, что отличительной его особенностью является постоянство расчетного расхода. Автоматизированная система проектирования «Радуга», по подсчетам автора, на 30-50% уменьшает затраты на проектирование, на 12-15% снижает стоимость строительства и на 10-12% - материалоемкость.

Аналогичные работы выполнены в ЛИСИ А.М. Кургановым и М.И. Алексеевым [77, 78], составленные ими программы позволяют рассчитать для каждого участка сети расчетный приток, диаметр, наполнение, скорость, уклон, отметки уровня жидкости и лотка трубы, а также земляные работы и стоимости строительства сети.

А. Грей и др. [158] отмечают, что в настоящее время существует множество методов для расчета сетей канализации, в том числе ручных и машинных, применение которых вызывает большие затруднения. При этом, если ручные методы похожи друг на друга, то машинные сильно отличаются, так как используют различные упрощения и ограничения [14].

Таким образом, в настоящее время разработано достаточно большое количество методов оптимизации СВО с применением ЭВМ, однако ни один из

них не доведен до широкой реализации по различным причинам, в том числе из-за сложности ввода топологии сети, гидрогеологических условий строительства, громоздкости программы и т.д. Весьма существенным тормозом на пути внедрения этих методов является слабое владение вычислительной техникой инженерно-технических работников проектных организаций.

А.И. Благонравов и др. [29] описывают математическую модель канализационной сети с помощью дифференциальных уравнений неустановившегося движения. Расчет проводится ими с такой же степенью детализации и требует столь большого количества исходных данных, что является неприемлемым для реализации на реальных объектах. Кроме того, в модель не вошли насосные станции, напорные трубопроводы, резервуары и другие элементы, без которых не может существовать ни одна система.

Е.Г. Евдокимов [57] рассмотрел задачи оптимизации инженерных сетей, в том числе СВО, с позиции системного проектирования и общих методологических принципов моделирования сетей, удовлетворяющих двум законам Кирхгофа. Е.Г. Евдокимов утверждает, что для канализационных сетей второй закон Кирхгофа имеет упрощенную форму, то использование этих принципов для сетей водоотведения потребуют предварительного создания адекватной модели сети [3].

Н.С. Бахвалов [28] в своих исследованиях основывается на теории оптимальных потоков в сетях с применением теории графов. При этом транспортные задачи он рассмотрел, как задачи линейного программирования со специальными матрицами ограничений. Использование методов, изложенных в этой работе, позволяет математически обосновать выбор оптимального дерева графа сети, либо подграфа, минимизирующего любую интересующую нас функцию.

Определяя общий подход к проектированию инженерных сетей, А.Г. Евдокимов пишет, что при решении сложных систем не приходится говорить о выборе оптимального варианта, а лишь о наиболее рациональном – близком к оптимальному. Он рассматривает проектирование, как процесс, состоящий из

генерации множества вариантов и усечения этого множества до некоторого целесообразного подмножества [14].

Заслуживают особого внимания работы по технико-экономическому анализу СВО: М.И. Алексеева, В.С. Дикаревского, С.В. Яковлева, А.К. Кузина, В.С. Ленденева, Ю.М. Ласкова и др. [78, 79, 143, 144].

Обобщая сделанный анализ имеющихся методических и программных разработок в области оптимизации СВО можно сделать вывод, что в большинстве перечисленных работ предлагаются либо упрощенные подходы, либо требующие доработки и совершенствования. Задачам анализа режимов работы существующих и реконструируемых СВО в этих работах уделено недостаточного внимания.

1.5. Проблемы и пути развития систем водоотведения

Как уже отмечалось, системы водоснабжения и водоотведения являются важнейшими для жизнеобеспечения любого населенного пункта и города [120]. От того, в каком состоянии они находятся, зависит здоровье и благополучие населения. Состояние определяется соответствием технологическим, экологическим, экономическим и санитарно-гигиеническим требованиям, которые изложены в соответствующих ГОСТах, технологических регламентах и стандартах. Следует отметить, что большинство систем водоснабжения и водоотведения в России в настоящее время не в полном объеме соответствуют этим требованиям. Причиной этому явился затяжной характер перехода коммунальных систем в рыночные отношения. В эпоху «развитого социализма» этим системам уделялось большое внимание и вопросы их развития и реконструкции решались централизованно и своевременно. Существовала и централизованная научно исследовательских И система проектных институтов, таких как Гипрокоммунводоканал, Союзводпроект, Союзгипроводхоз и др., которые разрабатывали и корректировали планы развития инженерной инфраструктуры и водохозяйственного комплекса территорий и городов и сопровождали их реализацию [7, 20].

Начиная с 1991 г. государственная политика и централизованная система управления развитием инженерной инфраструктуры постепенно на региональный уровень. В тоже разрушалась И смещалась муниципальные предприятия коммунального комплекса остались наедине со своими проблемами, многие из которых заключались в отсутствии средств на восстановление сетей и сооружений, отслуживших свой срок. В итоге, сейчас 50-70% коммунальных трубопроводов требуют модернизации перекладки. Не решение этой проблемы может привести к каскадному развитию аварийных ситуаций и большим социальным и экологическим последствиям. Понимая сложившуюся ситуацию, Государство выступило как регулятор на рынке коммунальных услуг и предложило новые механизмы восстановления и развития коммунальной инфраструктуры. Суть механизмов изложена в 210 Федеральном законе: «Об основах регулирования тарифов организаций коммунального комплекса» и конкретизирована более чем в 30 подзаконных актов и методических указаний. Предложено все проблемы содержания, эксплуатации и развития инженерной инфраструктуры решать за счет основных тарифов, инвестиционной составляющей в тарифе и тарифа на подключения к инженерным сетям для вновь создаваемых объектов недвижимости. При этом предложены механизмы сдерживания роста тарифов, которые широко применяются в развитых европейских странах. Тариф на коммунальные услуги не должен превышать инфляцию, которая сейчас находится на уровне 6-10%. Как показал опыт, плата за коммунальные услуги не должна быть больше 7% от совокупного дохода семьи, иначе собираемость денежных средств будет очень низкой. Тариф за подключения, должен рассчитываться исходя из того, что рыночная стоимость одного квадратного метра общей площади не должна быть более трех кратной средней заработной В работающего населения. противном случае, покупательская способность нового жилья будет низкой. Таким образом, ограничение на рост

коммунальных тарифов являются сдерживающим фактором для быстрого решения вопросов реконструкции и развития инженерных систем, и в тоже время прогрессивным в отношении роста благополучия населения, возможности приобретения нового жилья, оплаты коммунальных услуг. В целом такой подход дает общий положительный вектор развития инженерных систем.

Таким образом, переход к рыночным отношениям в сфере ЖКХ определил следующую технологию управления развитием городской инженерной инфраструктуры, в том числе систем водоснабжения и водоотведения.

- 1. Осуществляется государственное и муниципальное регулирование инвестициями в развитие и реконструкцию инженерных систем. Это регулирование сводится к следующим этапам:
- на период управления развитием инженерных систем осуществляется прогноз по годам численности, заработной платы, доходности населения;
- производится оценка существующих коммунальных тарифов, уровня оплаты за коммунальные услуги в зависимости от доходности населения, устанавливается прогноз этого показателя на перспективу;
- устанавливаются предельные индексы роста коммунальных тарифов и осуществляется их прогноз по годам развития инженерных систем;
- рассчитываются объемы финансового обеспечения за счет возможных инвестиционных составляющих в тарифах;
- исходя из доходности населения, делается прогноз объемов жилищного строительства и объектов соцкультбыта;
- оценивается рыночная стоимость первичного и вторичного жилья и делается прогноз возможных тарифов за подключение объектов недвижимости к инженерным сетям;
- рассчитываются объемы финансового обеспечения за счет платы за подключение.

В итоге, формируется по каждому году развития инженерных систем возможный план финансового обеспечения за счет инвестиционной составляющей в тарифе и платы за подключение.

- 2. Осуществляется индикативное управление развитием инженерных систем, которое заключается в следующем:
- формируются, ранжируются и группируются по степени важности все индикаторы;
- производится индикативное оценивание существующего состояния инженерных систем;
- с учетом существующего состояния делается поэтапный прогноз достижимости каждого индикатора;
- назначаются по каждому индикатору или их группе мероприятия, которые удовлетворяют финансовой доступности и которые позволяют довести данный индикатор или их группу до прогнозных значений.

Следует отметить, что если на каком-то этапе управления не найдется мероприятий, которые позволили бы достичь требуемых значений индикатора, то значения данного индикатора необходимо корректировать. Но если найдется мероприятие, финансовые потребности такое НО ee превышают инвестиционные возможности, то изыскиваются дополнительные инвестиции из бюджетов различных уровней, федеральных или региональных программ, или берется кредит в банке. К таким мероприятием можно отнести водозаборов, водопроводных строительство новых И канализационных очистных сооружений.

Таким образом, процесс управления развитием инженерных систем становится постоянным, непрерывным, адаптивным и финансово обеспеченным.

Эффективность работы такой модели управления требует совершенствования технических регламентов, информационного обеспечения и программных комплексов моделирования и оптимизации СВО.

1.6. Развитие методологии моделирования и оптимизации систем водоотведения

Проблема обоснования параметров современных многоуровневых и развивающихся СВО может быть успешно решена на основании:

- развития и модернизации существующей технологии проектирования СВО;
- разработки новых подходов и методов оптимизации параметров СВО с учетом их существующего состояния;
- глубокой автоматизации вычислительного процесса и создания автоматизированных рабочих мест проектировщика.

При этом для реализации предложенной схемы оптимизации требуется разработать:

- математические модели потокораспределения в CBO с учетом вероятностного характера поступления стоков, многорежимного характера и различного времени движения стоков по коллекторам и сооружениям;
- методику комплексной оптимизации трасс, структуры сооружений и параметров разветвленных СВО;
- методику оптимизации многоконтурных СВО, которая позволила бы учитывать существующие элементы сети, ограничения на давления, дискретность диаметров и параметров насосных станций и других сооружений и обеспечивала требуемую надежность и безопасность отведения стоков;
- методику многоступенчатой оптимизации СВО для выбора параметров микрорайонных, районных, магистральных сетей и мест размещения канализационных очистных сооружений;
- методику выбора очередей строительства и оптимизации параметров сетей и сооружений для каждой из них;

- методические основы моделирования напорных режимов движения стоков в безнапорных коллекторах;
- методику выявления участков, имеющих противотоки, и колодцев, в которых стоки будут изливаться на поверхность земли;
- методику расчета систем поверхностного водосбора в части анализа получаемых проектных решений на предмет возможного переполнения сети;
- методики моделирования засоров, степени зарастания трубопроводов и обнаружения мест их появления;
- рациональные и оптимальные распределения нагрузки между насосными станциями, работающими на общий напорный узел, и увязка получаемых решений с графиками поступления стоков в приемные резервуары насосных станций.

Разбиение общей проблемы оптимизации развивающихся СВО на ряд перечисленных задач носит достаточно условный характер, потребностью в анализе и исследовании таких свойств, как надежность, динамичность, иерархичность, неопределенность, которые ранее не были столь актуальными и не рассматривались в научно-методической литературе и практике проектирования [107, 113, 117, 121, 129, 130, 131, 132, 133, 134]. соответствующих Однако организации данных задач И ДЛЯ увязки вычислительных модулей в едином итеративном процессе потребуется разработка специальных процедур, основанных, например, на интеллектуальных системах проектирования, которые в настоящее время сыскали большую популярность при разработке сложных вычислительных комплексов и систем.

Таким образом, представляются необходимыми развитие методологии моделирования и анализа режимов функционирования развивающихся СВО, а также создание математического, алгоритмического и программного обеспечения для повышения эффективности их проектирования и

эксплуатации. Именно эти вопросы являются предметом исследования, которые будут боле подробно рассмотрены далее.

ГЛАВА 2. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ

2.1. Установившееся равномерное движения стоков в безнапорных коллекторах

уже отмечалось, такой режим в системах водоотведения практически не наблюдается или наблюдается очень короткий отрезок времени. Однако по причине простаты вычислений в практике проектирования при обосновании параметров новых, реконструируемых и развивающихся СВО этот рассматривается основной. Проверка работоспособности, режим как надежности и управляемости принятого варианта СВО осуществляется уже на основе моделей не установившегося движения стоков [5]. Такой подход вполне оправдан в том числе и по причине информационной необеспеченности задач проектирования СВО. Об этом уже говорилось в первой главе.

Рассмотрим основные параметры установившегося равномерного (квазистационарного) неизотермического движения воды и стоков. Причем это движение рассматривается в трубе или канале с постоянным по длине сечением.

В этом случае основной формулой, связующей потери напора h (Па) с осредненной по сечению трубы скоростью потока жидкости (воды) v (м/с), является формула Андри Дарси:

$$h_i = \lambda \frac{V_i}{2} \cdot \frac{l_i}{d_i} \cdot \rho ,$$

где λ — коэффициент гидравлического трения (сопротивления); l_i , d_i — длина и диаметр трубы, м; ρ - плотность жидкости, кг/м³.

Формула А. Дарси считается универсальной, а все разнообразие гидравлических состояний потока и режимов движения жидкости сводится к изучению различных закономерностей измерения λ в зависимости от ламинарного, переходного или турбулентного режима движения, т.е.

 $\lambda = f(K_{_9}/d,R_{_e})$, где $K_{_9}$ – эквивалентная шероховатость, d – диаметр трубопровода, $R_{_e}$ – критерий Рейнольдса (Осборн Рейнольдс, ирландский инженер, 1842-1912 гг.).

Для расчета потерь напора по длине в безнапорных системах водоотведения применяется формула А. Дарси, которая принимает вид:

$$h_i = (\lambda/(4 \cdot R)) \cdot (V_i^2/(2g)) \cdot l_i.$$

Так же широко применяется формула Антонио Шези:

$$h_i = V_i / (c^2 \cdot R),$$

где с – коэффициент А. Шези; подсчитывается по формуле Н.П. Павловского:

$$c = R^y/n$$
, $y \approx 1.5 \cdot \sqrt{n}$,

здесь $R = \omega/x$ — гидравлический радиус, м; ω — площадь живого сечения, м²; x — смоченный периметр; n — коэффициент шероховатости: 0.012 - 0.14.

Более точный подсчет потерь с учетом числа О. Рейнольдса производится по формуле Н.Ф. Федорова:

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \cdot lg(\Delta/13,68 + d_2/R_e),$$

где Δ , d_2 — величина, назначаемая в зависимости от характеристик шероховатости труб (каналов) и характера самой жидкости (чистая вода, сточная вода). Обычно $0,6 \le \Delta \le 2$ мм; $70 \le d_2 \le 100$.

Скорость движения сточной жидкости не может быть меньше некоторой не заиливающей скорости V_{H} , иначе в коллекторах будут накапливаться осадки. Не заиливающую скорость определяют по формуле Н.Ф. Федорова:

$$V_{H} = 1.57 \cdot {}^{n_0} \sqrt{R_e}$$
, $n_0 = 3.5 + 0.5 R_e$.

Таким образом, основное уравнение установившегося равномерного движения сточной жидкости принято считать уравнение А. Шези (опубликовано в 1769 г):

$$q = \omega \cdot v = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot i} \,, \tag{2.1}$$

где: q - расход жидкости, протекающей в единицу времени, m^3/c .

Тогда скорость движения жидкости, м/с определится:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} \,, \tag{2.2}$$

где і - гидравлический уклон.

Коэффициент А. Шези, для практических расчетов можно определять по формуле ирландского инженера Р. Маннинга:

где: n — коэффициент шероховатости, R — гидравлический радиус, м.

$$c^6 = \frac{1}{n^6} \cdot R = \frac{R}{n^6}.$$
 (2.4)

Из формулы (2.3) коэффициент А. Шези принимает вид:

$$c = \frac{q}{\omega \cdot \sqrt{R \cdot i}}$$
, или (2.5)

$$c^6 = \frac{q^6}{\omega^6 \cdot R^3 \cdot i^3} \,. \tag{2.6}$$

С учетом формулы (2.6):

$$\frac{R}{n^6} = \frac{q^6}{\omega^6 \cdot R^3 \cdot i^3}$$
, или $R^4 = \frac{n^6 \cdot q^6}{\omega^6 \cdot i^3}$. (2.7)

Принимая:

$$R = \frac{\omega}{\chi}$$
, или $R^4 = \frac{\omega^4}{\chi^4}$. (2.8)

Формулу (2.8) можно записать следующем образом:

$$R^4 = \frac{n^6 \cdot q^6}{\omega^6 \cdot i^3} = \frac{\omega^4}{\chi^4}$$
, или $\frac{\omega^{10}}{\chi^4} = \frac{n^6 \cdot q^6}{i^3}$. (2.9)

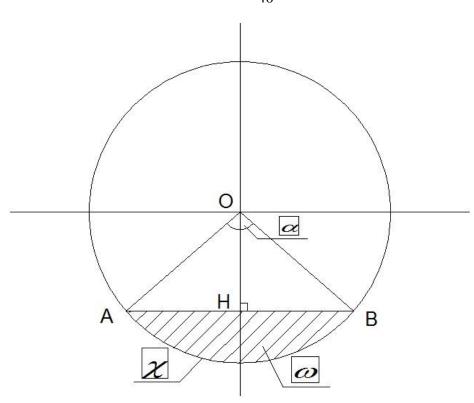


Рисунок 2.1 - К вычислению смоченного периметра и площади живого сечения трубопровода

 ω - площадь сечения, заполненного жидкостью (живое сечение), м²:

$$\omega = A_1 - A_2 = \frac{1}{2}r^2 \cdot \alpha - (r - h) \cdot r \cdot \sin \frac{\alpha}{2} , \text{ или}$$

$$\omega = \frac{d^2}{8} \cdot (\alpha - 2\sin \frac{\alpha}{2}) + \frac{hd}{2} \cdot \sin \frac{\alpha}{2} . \tag{2.10}$$

Наполнение — отношение высоты заполнения h к диаметру трубы d:

$$k = \frac{h}{d}. ag{2.11}$$

Из формул (2.10) и (2.11) следует:

$$\omega = d^2 \cdot (\frac{\alpha - 2\sin\frac{\alpha}{2}}{8} + \frac{k\sin\frac{\alpha}{2}}{2}), \text{ или}$$

$$\omega^{10} = \frac{d^{20}}{2^{30}} \cdot (\alpha - \sin\alpha)^{10} . \tag{2.12}$$

 χ - смоченный периметр, м:

$$\chi = \alpha \cdot r = \frac{\alpha d}{2}$$
, или $\chi^4 = \frac{\alpha^4 \cdot d^4}{2^4}$. (2.13)

Из формул (2.11), (2.12) и (2.13) следует:

$$\frac{\omega^{10}}{\chi^4} = \frac{n^6 \cdot q^6}{i^3}, \text{ или}$$

$$\frac{n^6 \cdot q^6}{i^3} = \frac{\frac{d^{20}}{2^{30}} \cdot (\alpha - (1 - 2k) \cdot 2\sin\frac{\alpha}{2})^{10}}{\frac{\alpha^4 \cdot d^4}{2^4}}, \text{ или}$$

$$\frac{2^{26} \cdot n^6 \cdot q^6}{i^3 \cdot d^{16}} = \frac{(\alpha - \sin\alpha)^{10}}{\alpha^4}.$$
(2.14)

Вычисление диаметра, скорости и высоты наполнения $h, d, v = f(q, i, \kappa, n)$

Из формулы (2.14) диаметр трубы, можно определить:

$$d^{16} = \frac{2^{26} \cdot \alpha^4 \cdot n^6 \cdot q^6}{i^3 \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{10}}, \text{ или } d = \sqrt[16]{\frac{2^{26} \cdot \alpha^4 \cdot n^6 \cdot q^6}{i^3 \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{10}}},$$
(2.15)

где α - угол на рисунке 2.1.

Вычисление смоченного периметра и площади живого сечения, определяемый:

$$\cos\frac{\alpha}{2} = \frac{OH}{OB} = \frac{(\frac{d}{2} - h)}{\frac{d}{2}} = 1 - 2\frac{h}{d}$$
, или $\alpha = 2ar\cos(1 - 2k)$. (2.16)

Гидравлический радиус, м:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{d^2 \cdot (\frac{\alpha - 2\sin\frac{\alpha}{2}}{8} + \frac{k\sin\frac{\alpha}{2}}{2})}{\frac{\alpha d}{2}} = \frac{d(\alpha - \sin\alpha)}{4\alpha}.$$
 (2.17)

Скорость движения жидкости, м/с:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}.$$
 (2.18)

Полученные преобразования (2.4) – (2.18) позволяют производить вычисления основных параметров СВО при их проектировании и эксплуатации.

<u>Пример 1</u>:

Дано:
$$q = 1 M^3 / c$$
; $n = 0.015$; $i = 0.001$; $k = \frac{h}{d} = 0.8$.

Требуется найти: d, v, h?

Решение:

 $Угол\alpha$:

$$\alpha = 2 \cdot ar\cos(1 - 2 \cdot k)$$
, или $\alpha = 2 \cdot ar\cos(1 - 2 \cdot 0.8)$, или

$$\alpha = 2 \cdot 2,214$$
 радиан, или $\sin \alpha = -0.96$.

Диаметр трубы d:

$$d = \sqrt[16]{\frac{2^{26} \cdot \alpha^4 \cdot n^6 \cdot q^6}{i^3 \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{10}}} \ , \text{ или } d = \sqrt[16]{\frac{2^{26} \cdot 4,428^4 \cdot 0,015^6 \cdot 1^6}{0,001^3 \cdot (4,428 - (-0.96))^{10}}} \ , \text{ или } d = 1,18 \text{м} \, .$$

Высота наполнения:

$$h = k \cdot d$$
, или

$$h = 0.8 \cdot 1.18 = 0.94 M$$
.

Гидравлический радиус:

$$R=rac{\omega}{\chi}=rac{d^2\cdot(rac{lpha-2\sinrac{lpha}{2}}{8}+rac{k\sinrac{lpha}{2}}{2})}{rac{lpha d}{2}}=rac{d(lpha-\sinlpha)}{4lpha},$$
 или

$$R = \frac{1,18 \cdot (4,428 - (-0,96))}{4 \cdot 4,428} = 0,36M.$$

Коэффициент Шези:

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$
, или $c = \frac{1}{0.015} \cdot 0.36^{1/6}$, или $c = 56.2$.

Скорость движения жидкости:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$
, или $v = 56.2 \cdot \sqrt{0.36 \cdot 0.001}$, или $v = 1.06 \text{м/c}$.

Вычисления расхода, скорости и наполнения q, v, k=f(h, d, n, i)

Из формул (2.11) определяем наполнение: $k = \frac{h}{d}$.

Скорость движения жидкости определяется по формуле (2.18), и с учетом (2.17):

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Из формул (2.14), (2.16), находим расход:

$$\frac{2^{26} \cdot n^6 \cdot q^6}{i^3 \cdot d^{16}} = \frac{(\alpha - \sin \alpha)^{10}}{\alpha^4} \,, \qquad \text{или} \qquad q^6 = \frac{i^3 \cdot d^{16} \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{10}}{2^{26} \cdot \alpha^4 \cdot n^6} \,, \text{ или}$$

$$q = \sqrt[6]{\frac{i^3 \cdot d^{16} \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{10}}{2^{26} \cdot \alpha^4 \cdot n^6}} \,.$$

<u>Пример 2</u>:

Дано: n = 0.015; d = 2M; i = 0.001; h = 1.2M.

Требуется найти: k, q, v?

Решение:

Из формулы (2.11) определяем наполнение: $k = \frac{1,2}{2} = 0,6$.

Угол α :

$$lpha=2\cdot ar\cos(1-2\cdot k)$$
, или $lpha=2\cdot ar\cos(1-2\cdot 0,6)$,или $lpha=2\cdot ar\cos(-0,2)$, или $lpha=2\cdot 1,77$ радиан, $\sinlpha=-0,39$.

Гидравлический радиус:

$$R = \frac{d(\alpha - \sin \alpha)}{4\alpha}$$
, или $R = \frac{2 \cdot (3,54 - (-0,39))}{4 \cdot 3.54} = 0,56$ м.

Коэффициент Шези:

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$
, или $c = \frac{1}{0.015} \cdot 0.56^{1/6}$, или $c = 60.44$.

Скорость движения жидкости:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$
, или $v = 60,44 \cdot \sqrt{0,56 \cdot 0,001}$,или $v = 1,43 \text{м/c}$.

Из формул (2.14), (2.16), находим расход:

$$q = \sqrt[6]{\frac{i^3 \cdot d^{16} \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{10}}{2^{26} \cdot \alpha^4 \cdot n^6}} \text{, или } q = \sqrt[6]{\frac{0,001^3 \cdot 2^{16} \cdot (3,54 - (-0,39))^{10}}{2^{26} \cdot 3,54^4 \cdot 0,015^6}} \text{, или } q = \sqrt[6]{\frac{57,59}{0.12}} = 2,8 \, \text{м}^3 \, / \, c \, .$$

Вычисление скорости, уклона и наполнения i, v, k = f(q, d, m, h)

Уклон определяется по формуле (2.14) с учетом (2.16):

$$\frac{2^{26} \cdot n^6 \cdot q^6}{i^3 \cdot d^{16}} = \frac{(\alpha - \sin \alpha)^{10}}{\alpha^4}, \text{ или } i^3 = \frac{2^{26} \cdot \alpha^4 \cdot n^6 \cdot q^6}{d^{16} \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{10}}, \text{ или}$$

$$i = \sqrt[3]{\frac{2^{26} \cdot \alpha^4 \cdot n^6 \cdot q^6}{d^{16} \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{10}}}$$

Скорость движения жидкости:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

<u>Пример 3</u>:

Дано: $q = 2M^3/c$; n = 0.015; d = 2M; h = 1.2M.

Требуется найти: k, v, i?

Решение:

Из формул (2.11), находим наполнение:

$$k = \frac{1.2}{2} = 0.6$$
.

 $y_{\Gamma O \Pi} \alpha$:

 $\alpha = 2 \cdot ar\cos(1-2 \cdot k)$, или $\alpha = 2 \cdot ar\cos(1-2 \cdot 0.6)$, или $\alpha = 2 \cdot ar\cos(-0.2)$, или $\alpha = 2 \cdot 1.77$ рад, $\sin \alpha = -0.39$.

Уклон определяется по формуле (2.14) с учетом (2.16):

$$i = \sqrt[3]{\frac{2^{26} \cdot 3,54^4 \cdot 0,015^6 \cdot 2^6}{2^{16} \cdot (3,54 - (-0,39))^{10}}} , \text{ или } i = \sqrt[3]{\frac{2^{26} \cdot 3,54^4 \cdot 0,015^6 \cdot 2^6}{2^{16} \cdot (3,54 - (-0,39))^{10}}} , \text{ или } i = \sqrt[3]{\frac{2^{26} \cdot 3,54^4 \cdot 0,015^6 \cdot 2^6}{2^{16} \cdot (3,54 - (-0,39))^{10}}} , \text{ или } i = \sqrt[3]{\frac{2^{26} \cdot 3,54^4 \cdot 0,015^6 \cdot 2^6}{2^{16} \cdot (3,54 - (-0,39))^{10}}}$$

$$i = \sqrt[3]{\frac{7,68}{5,76 \cdot 10^{10}}} = 0,00051.$$

Скорость движения жидкости:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}.$$

Гидравлический радиус:

$$R = \frac{d(\alpha - \sin \alpha)}{4\alpha}$$
, или $R = \frac{2 \cdot (3,54 - (-0,39))}{4 \cdot 3,54} = 0,56$ м.

Коэффициент Шези:

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$
, или $c = \frac{1}{0.015} \cdot 0.56^{1/6}$, или $c = 60.44$.

Скорость движения жидкости:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i}$$
, или $v = 60.64 \cdot \sqrt{0.56 \cdot 0.00051}$, или $v = 1.03 \text{м/c}$.

Вычисление наполнения и скорости движения стоков h, v = f(q, n, d, i)

При определении параметров безнапорного коллектора используется формула для расчета расхода, из условия работы его полным сечением:

$$q_n = \frac{0.314}{N} \cdot d^{2.667} \cdot i^{0.5}, \tag{2.19}$$

где N — коэффициент шереховатости, который зависит от материала трубопровода; d — диаметр трубопровода, м; i — гидравлический уклон.

На основе данной формулы для вычисления наполнения и скорости движения стоков в работах [24] были предложены достаточно простые формулы, но вполне приемлемые для практических расчетов, а именно:

$$\begin{cases} \left(q_{i}/q_{n}+0.22\right) \cdot \frac{d_{i}}{1.34} = h_{oi} , & \text{dis } 0.25 \leq h_{oi}/d_{i} \leq 0.9; \\ \left(\frac{q_{i} \cdot d_{i}^{2}}{2 \cdot q_{n}}\right)^{0.5} = h_{oi} , & \text{dis } 0 \leq h_{oi}/d_{i} < 0.25; \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{i} = 1.27 \cdot \left(h_{i}/d_{i}\right)^{0.5} \cdot V_{n}, & \text{dis } 0 \leq h_{oi}/d_{i} \leq 0.6; \\ V_{i} = V_{n}, & \text{dis } 0.6 < h_{oi}/d_{i} \leq 1; \end{cases}$$

$$(2.20)$$

$$q/q_n=1,34\cdot h/d-0,22,$$
 или $q/q_n=1,34\cdot k-0,22,$ или $k=\frac{q/q_n+0,22}{1,34},$ или $h=k\cdot d$, и $\alpha=2ar\cos(1-2k).$

Гидравлический радиус, м:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{d(\alpha - \sin \alpha)}{4\alpha}$$

Скорость движения жидкости, M/c:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}.$$

Пример 4:

Дано: $q = 2M^3/c$; n = 0.015; d = 2M; i = 0.001.

Требуется найти: k, v, h?

Решение:

$$q_n = \frac{0.314}{n} \cdot d^{2.667} \cdot i^{0.5}$$
, или $q_n = \frac{0.314}{0.015} \cdot 2^{2.667} \cdot 0.001^{0.5} = 4.2 M^3 / c$, и

$$k = \frac{q/q_n + 0.22}{1.34} = \frac{\frac{2}{4.2} + 0.22}{1.34} = 0.519, \ h = k \cdot d = 0.519 \cdot 2 = 1.04 \text{м},$$

$$\alpha = 2 a r \cos(1 - 2k), \text{ или } \alpha = 2 \cdot a r \cos(1 - 2 \cdot 0.519) = 3.217 (pad),$$

$$\sin \alpha = \sin 3.217 = -0.076, \ R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{d(\alpha - \sin \alpha)}{4\alpha},$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{2(3.217 + 0.076)}{4 \cdot 3.217} = 0.512, \ v = c \cdot \sqrt{R \cdot i} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}, \text{ или}$$

$$v = \frac{1}{0.015} \cdot 0.512^{\frac{2}{3}} \cdot 0.001^{\frac{1}{2}} = 1.35 \text{ м/c}.$$

2.2. Вычисления расходов и времени транспортирования стоков в системе ливневой канализации

Согласно СНиП 2.04.03–85 «Канализация. Наружные сети и сооружения» [94] и рекомендаций по расчету систем сбора, отведения и очистки поверхностного стока [90], расходы дождевых вод в коллекторах дождевой канализации $q_r(\pi/c)$, определяются методом предельных интенсивностей. Расчетный расход сточной жидкости вычисляется по формуле:

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F}{t_r^{1,2\cdot n-0,1}},$$
(2.22)

где z_{mid} - среднее значение коэффициента, характеризующего поверхность бассейна стока, для г. Иркутска этот коэффициент принимает значения от 0.12 - 0.18; F — расчетная площадь стока, Γ a; t_r - расчетная продолжительность дождя, равная продолжительности протекания поверхностных вод по поверхности и трубам до расчетного участка, мин.

Как рекомендует СНиП параметры A и n необходимо определять по результатом обработки многолетних записей самопишущих дождемеров, зарегистрированных в данном конкретном пункте. При отсутствии таких данных допускается этот параметр определять по следующей формуле:

$$A = q_{20} \cdot 20^n \cdot \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m_r}\right),\tag{2.23}$$

где q_{20} - интенсивность дождя, л/с на 1 га, продолжительностью 20 мин. при периоде однократного превышения расчетной интенсивности дождя, равного P=1 год; n, γ - показатели степени; m_r - средние количество дождей за год.

Для г. Иркутска $q_{20}=65-70$ л/с на 1 Γa , n=0.6, $m_r=90$, $\gamma=1.5$, следовательно A=392,22.

F - расчетная площадь стока, Γ а;

 t_{r} - расчетная продолжительность дождя, равная продолжительности протекания поверхностных вод по поверхности и трубам до расчетного сечения трубопровода, мин.

Расчетная продолжительность протекания дождевых вод t_r по поверхности и трубам до расчетного участка (створа) определяется по формуле:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_p,$$
 (2.24)

где t_{con} — продолжительность протекания дождевых вод до уличного лотка или при наличии внутри квартала дождеприемников. Значение t_{con} принимается равным 5-10 мин. при отсутствии внутриквартальных закрытых сетей, или 3-5 мин. при их наличии;

 $t_{\rm can}$ — продолжительность протекания дождевых вод по уличным лоткам до дождеприемника, определяется по формуле:

$$t_{con} = 0.021 \cdot \sum \frac{l_{can}}{v_{can}},\tag{2.25}$$

где $l_{\it can}$ — длина участков лотка, м;

 v_{can} — расчетная скорость течения по лоткам, м/с;

 t_p — продолжительность протекания дождевых вод по трубам до рассчитываемого сечения, определяется по формуле:

$$t_p = 0.017 \cdot \sum_{p} \frac{l_p}{v_p},\tag{2.26}$$

где $l_{\scriptscriptstyle p}$ – длина расчетных участков коллектора, м;

 v_p – расчетная скорость течения на участке, м/с.

1. Случай, когда $q=q_n$

Данный случай возникает при проектировании ливневой канализации, когда расчеты производятся при условии равномерного движения воды в них и стоки отводятся полным сечением. Расход стоков вычисляется согласно (2.22).

Гидравлический расчет начинается с самого длинного коллектора и с самого удаленного участка, расположенного на самых низких отметках в направлении к узлу сброса потоков или к очистным сооружениям. При этом расход на участках вычисляется на основе нарастающих площадей (собственных и общих) и времени движения стоков по лоткам и трубам. Время движения стока по лоткам и трубам определяется следующим образом. Сначала задаются некоторыми скоростями, затем определяется диаметр трубопровода и находится «истинное» значение скорости, на основе которого корректируется расход в сечении. Далее снова определяется диаметр, уклон и скорость. Такие вычисления повторяются (по схеме простых итераций) до тех пор, пока точность вычислительного процесса будет в пределах 10%. Алгоритм расчета представлен на рисунке 2.2.

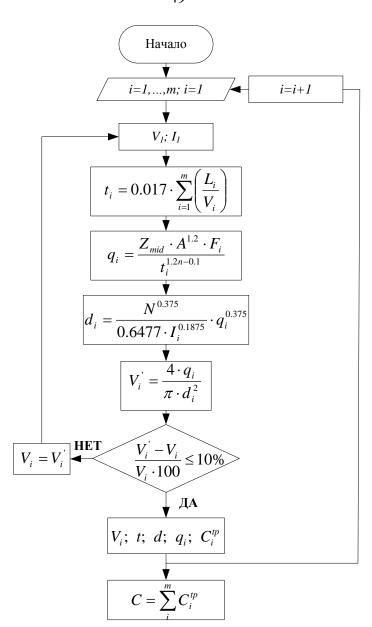


Рисунок 2.2 - Алгоритм вычисления параметров и стоимости системы трубопроводов ливневой канализации

<u>Пример 5</u>:

Для г. Иркутска $q_{20}=65-70$ л/с на 1 Га, n=0.6, $m_r=90$, $\gamma=1.5$, следовательно A=392,22.

Дано: i=0,001; l=100м; $t_{con}=5$ мин; $l_{can}=100$ м; $v_{can}=0,8$ м/с; N=0,015.

Требуется найти: d, v?

Решение:

По алгоритму вычисления параметров и стоимости системы трубопроводов ливневой канализации (рисунок 2.2):

Шаг 1: Задаем скорость движения сточных вод V_1 =0,8 м/с.

Расчетная продолжительность протекания дождевых вод t_r по поверхности и трубам до расчетного участка (створа) определяется по формуле:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_p = 5 + \frac{100}{0.8 \cdot 60} + 0.017 \cdot \frac{100}{0.8 \cdot 60} = 7.11 \text{ (мин)}.$$

Расчетный расход сточной жидкости вычисляется:

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F}{t_r^{1,2:n-0,1}} = \frac{0.13 \cdot 392.22^{1,2} \cdot 1}{7.11^{1,2:0.6-0.1}} = 49.85 \, \left(\pi / c \right).$$

Диаметр трубопровода:

$$d_i = \frac{N^{0,375}}{0.6477 \cdot I_i^{0,1875}} \cdot q_i^{0,375} = \frac{0,015^{0,375}}{0.6477 \cdot 0,001^{0,1875}} \cdot (49,85/1000)^{0,375} = 0,379 \text{ (M)}.$$

Расчетная скорость течения на участке:

$$V_i^{'} = \frac{4 \cdot q_i}{\pi \cdot d_i^2} = \frac{4 \cdot 49,85/1000}{3,14 \cdot 0,38^2} = 0,442 \ (\text{m/c}).$$

И поэтому:

$$\frac{V_i' - V_i}{V_i \cdot 100} = \frac{|0,442 - 0,8|}{0,8 \cdot 100} = 44,77\% \ge 10\%.$$

Проходим второй шаг.

Шаг 2: Выдына $V_2=0,442$ м/с.

Расчетная продолжительность протекания дождевых вод t_r по поверхности и трубам до расчетного участка (створа) определяется по формуле:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_p = 5 + \frac{100}{0.8 \cdot 60} + 0.017 \cdot \frac{100}{0.44 \cdot 60} = 7.15 \text{ (мин)}.$$

Расчетный расход сточной жидкости вычисляется:

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F}{t_r^{1,2:n-0,1}} = \frac{0.13 \cdot 392.22^{1,2} \cdot 1}{7.15^{1,2:0.6-0.1}} = 49.73 \, (\pi/c).$$

Диаметр трубопровода:

$$d_i = \frac{N^{0.375}}{0.6477 \cdot I_i^{0.1875}} \cdot q_i^{0.375} = \frac{0.015^{0.375}}{0.6477 \cdot 0.001^{0.1875}} \cdot (49,73/1000)^{0.375} = 0.378 \text{ (M)}.$$

Расчетная скорость течения на участке:

$$V_i' = \frac{4 \cdot q_i}{\pi \cdot d_i^2} = \frac{4 \cdot 49,735/1000}{3,14 \cdot 0,378^2} = 0,44 \ (m/c).$$

И поэтому:

$$\frac{V_i - V_i}{V_i \cdot 100} = \frac{|0,442 - 0,44|}{0,44 \cdot 100} = 0,46 \% \le 10 \%.$$

Решение будет: d=0.378 м (принимаем d=0.4 м).

II. Случай $q ≤ q_n$

Такой случай возникает, когда ливневая канализация работает в условиях дождя с интенсивностью меньше расчетной. При этом можно считать, что диаметры трубопроводов, их уклоны, шероховатость известны. Требуется определить наполнения в трубопроводах и скорость движения стоков и найти участки, на которых скорость меньше заиливающей.

Относительная пропусная способность трубопровода $q/q_n = f(h/d)$ при заданном уклоне выражается в виде [24]:

$$q/q_n = \beta \cdot \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)$$
, или $\omega = \left(\frac{q \cdot \omega_n}{\beta \cdot q_n}\right)$, (2.27)

Где q_n - расход в полнлм сечении, M^3/c ;

$$\beta = \sqrt{\binom{d_r/d}{\cdot \binom{\lambda_n/\lambda}{\lambda}}}, \qquad (2.28)$$

 d_r - гидравлический диаметр трубы равный $d_r = 4 \cdot \mathbf{R} = 4 \cdot \frac{\omega}{\chi}$;

(для кругло цилиндрической трубы при полном заполнении $d_r = d$);

 χ - смоченный периметр трубы, м;

 λ - коэффициент гидравлического трения, зависящий от значения числа Рейнольса и шереховатости стенок трубы, определяемый теоретически или опытным путем;

 ω - площадь живого сечения, м²;

 $\omega_{\scriptscriptstyle n}$ - площадь живого сечения в полном сечении (м²), которая определяется:

$$\omega_n = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \,. \tag{2.29}$$

По поводу расчета самотечных трубопроводов рекомендуются формулы:

$$q = \omega \cdot v$$
, или $v = \frac{q}{\omega}$. (2.30)

Из формул (2.27), (2.30), находим расчетную скорость течения на участке:

$$v = \frac{q}{\left(q \cdot \omega_n \cdot / \beta \cdot q_n\right)}, \text{ или } v = \frac{\beta \cdot q_n}{\omega_n}.$$
 (2.31)

Из формул (2.24), (2.31) находим расчетную продолжительность протекания дождевых вод:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + 0.017 \cdot \sum \frac{l_p}{\left(\frac{\beta \cdot q_n}{\omega_n}\right)}, \text{ или } t_r = t_{con} + t_{can} + 0.017 \cdot \sum \left(\frac{l_p \cdot \omega_n}{\beta \cdot q_n}\right).$$
 (2.32)

Из формул (2.19), (2.22), (2.29), (2.32) находим расход:

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F}{\left(t_{con} + t_{can} + 0.0425 \cdot \sum \left(\frac{N \cdot l_p}{\beta \cdot d^{0.667} \cdot i^{0.5}}\right)\right)^{1,2 \cdot n - 0.1}}.$$
 (2.33)

Из формул (2.20), (2.33) находим наполнение:

$$\begin{cases} h = \left(q_r / q_n + 0.22\right) \cdot \frac{d}{1.34}, & \text{оля } 0.25 \le h/d \le 0.9; \\ h = \left(\frac{q_r \cdot d^2}{2 \cdot q_n}\right)^{0.5}, & \text{оля } 0 \le h/d < 0.25; \end{cases}$$

<u>Пример 6</u>:

Дано: i=0,001; d=0,4m; l=100m; N=0,015; $t_{con}=5$ мин; $l_{can}=100m;$ $v_{can}=0,8$ м/c; $q_{20}=30$ л/c на 1 Га, n=0.6, $m_r=90$, $\gamma=1,5$. Следовательно A=181,03.

Требуется айти: h?

Решение:

Расхода, из условия работы его полным сечением:

$$q_n = \frac{0.314}{N} \cdot d^{2.667} \cdot i^{0.5} = \frac{0.314}{0.015} \cdot 0.4^{2.667} \cdot 0.001^{0.5} = 0.058 \, \text{m}^3 \, / \, c = 58 \, \left(\pi \, / \, c \right).$$

Фактический расход определяется по формуле:

$$q_{r} = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F}{\left(t_{con} + t_{can} + 0.0425 \cdot \sum \left(\frac{N \cdot l_{p}}{\beta \cdot d^{0.667} \cdot i^{0.5}}\right)\right)^{1,2 \cdot n - 0.1}}.$$

Или:

$$q_r = \frac{0,13 \cdot 181,03^{1,2} \cdot 1}{\left(5 + \frac{100}{0,8 \cdot 60} + 0,0425 \cdot \frac{0,015 \cdot 100}{1 \cdot 0,4^{0.667} \cdot 0,001^{0.5}}\right)^{1,2 \cdot 0.6 - 0.1}} = 15,23 \ \pi / c$$

Находим наполнение по выражениям:

$$\begin{cases} h = \left(q_r / q_n + 0.22\right) \cdot \frac{d}{1.34}, \text{ для } 0.25 \le h/d \le 0.9; \\ h = \left(\frac{q_r \cdot d^2}{2 \cdot q_n}\right)^{0.5}, \text{ для } 0 \le h/d < 0.25; \end{cases}$$

Или:

$$\begin{cases} h = \left(15,23/58+0,22\right) \cdot \frac{0,4}{1,34} = 0,144\text{м}, \ \ \partial \text{ля} \ \ 0,25 \leq h/d = 0,36 \leq 0,9 \ \ (\text{принято}); \\ h = \left(\frac{15,23 \cdot 0,4^2}{2 \cdot 58}\right)^{0,5} = 0,145, \ \ \partial \text{ля} \ \ 0 \leq h/d = 0,362 < 0,25 \ \ (\text{непринято}); \end{cases}$$

Вывод: h=0,144 м.

Из формул (2.16) и (2.22) определяем угол и площадь живого сечения:

$$\alpha = 2 \cdot ar\cos(1 - 2 \cdot \frac{h}{d}) = 2 \cdot ar\cos(1 - 2 \cdot \frac{0.144}{0.4}) = 2.574 \ (paduah)$$

$$\omega = \frac{d^2}{8} \cdot (\alpha - \sin \alpha) = \frac{0.4^2}{8} \cdot (2.574 - \sin 2.574) = 0.041 \, (M^2) \, .$$

Расчетную скорость течения на участке:

$$v = \frac{q}{\omega} = \frac{15,23}{1000 \cdot 0,041} = 0,372 \ (m/c)$$
.

III. Случай $q \ge q_n$

<u>Пример 7</u>:

Дано: i=0,001; d=0,4м; l=100м; N=0,015; $t_{con}=5$ мин; $l_{can}=100$ м; $v_{can}=0,8$ м/с., $q_{20}=380$ л/с на 1 Га, n=0.6, $m_r=90$, $\gamma=1.5$, следовательно A=2309,9.

Требуется найти: h?

Решение:

Находим расчетную продолжительность протекания дождевых вод:

$$t_r = t_{con} + t_{can} + t_p = 5 + \frac{100}{0.8 \cdot 60} = 7,08$$
 мин.

Расчетный расход сточной жидкости вычисляется по формуле:

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F}{t_r^{1,2\cdot n-0,1}} = \frac{0.13 \cdot 2309.9^{1,2} \cdot 1}{7.08^{1,2\cdot 0.6-0.1}} = 420 \ \pi/c.$$

Число Рейнульса определяется по формуле:

$$R_e = \frac{V \cdot R}{\gamma},$$

где V - скорость движения стоков, $V = \frac{4 \cdot q_r}{\pi \cdot d^2} = \frac{4 \cdot 0.42}{\pi \cdot d^2} = 3.34 \ \text{м/c}$.

$$R$$
 - гидравлический радиус, $R = \frac{d}{4} = \frac{0.4}{4} = 0.1$ м,

 γ - кинематический коэффициент вязкость, равен 1,07·10⁻⁶, M^2/c .

$$R_e = \frac{V \cdot R}{\gamma} = \frac{3.34 \cdot 0.1}{1.07 \cdot 10^{-6}} = 0.3125 \cdot 10^6.$$

Коэффициент сопротивления трения по длине λ , определяется из формулы, учитывающей различную степень турбулентности потока:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left(\frac{\Delta_{_{9}}}{13,68 \cdot R} + \frac{\alpha_{_{2}}}{R_{_{e}}} \right).$$

Принимаем $\Delta_3 = 0.08$ *см*; $\alpha_2 = 79$ (для стальных труб):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left(\frac{\Delta_9}{13,68 \cdot R} + \frac{\alpha_2}{R_e} \right) = -2 \cdot \lg \left(\frac{0,08}{13,68 \cdot 10} + \frac{79}{0,3125 \cdot 10^6} \right) = 8,2.$$

В итоге, $\lambda = 0.0149$.

Сопротивление трубопровода определяется по формуле:

$$S_{mp} = \frac{0.08 \cdot \lambda \cdot l}{d^5} = \frac{0.08 \cdot 0.0149 \cdot 100}{0.4^5} = 11,65.$$

Потери напора для этого случая вычисляются по формуле Дарси:

$$h = S_{mp} \cdot q_r^2 = 11,65 \cdot 0,42^2 = 2,06 \text{ M}.$$

Если трубопровод прокладывается на глубине 2 м, то стоки в начальном колодце участка будут выливаться на поверхность земли.

2.3. Напорное – безнапорное движение стоков в самотечных коллекторах

Такой случай возникает в ливневой канализации, когда идут дожди с интенсивностью, превышающей расчетные значения [108, 125, 137]. Очень часто такая ситуация наблюдается и в хозяйственно - бытовой и промышленной канализации при попадании ливневых и талых стоков, появлении новых потребителей и др. При этом возникают следующие режимы движения стоков:

- самотечный трубопровод полностью работает полным сечением и в напорном режиме, пьезометрическая поверхность располагается выше отметок трубопровода, но ниже поверхности земли (рисунок 2.3);
- самотечный трубопровод полностью работает полным сечением и в напорном режиме, пьезометрическая поверхность располагается выше отметок трубопровода и частично выше поверхности земли (стоки выходят на поверхность земли, рисунок 2.4);
- самотечный трубопровод частично работает полным сечением и в напорном режиме, и частично в безнапорном режиме, пьезометрическая поверхность располагается частично ниже отметок трубопровода и полностью ниже поверхности земли (рисунок 2.5);
- самотечный трубопровод частично работает полным сечением и в напорном режиме, и частично в безнапорном режиме, пьезометрическая поверхность располагается частично ниже отметок трубопровода и частично выше поверхности земли (стоки выходят на поверхность земли, рисунок 2.6).

Следует рассматривать напорно-безнапорный режим движения стоков в безнапорных коллекторах. Потери напора для первого случая вычисляются по формуле Дарси:

$$h_i = \lambda \frac{V^2}{d \cdot 2g} \cdot l_i = \lambda \frac{0.08 \cdot q^2}{d^5} \cdot l_i = S_{mp} \cdot q^2.$$

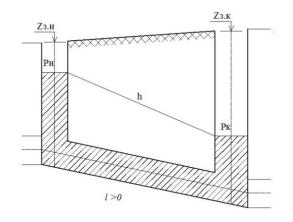


Рисунок 2.3 - Случай напорного режима при истечении стоков под уровень

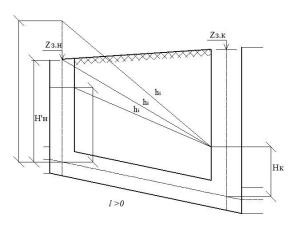


Рисунок 2.4 - Случай напорного режима и истечения стоков на поверхность земли в начальном колодце расчетного участка

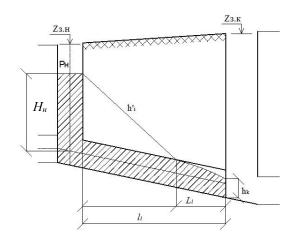


Рисунок 2.5 - Случай напорнобезнапорного режима с перепадом в конце участка

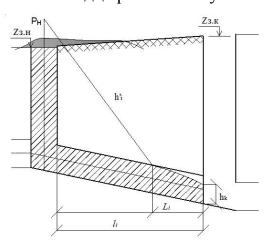


Рисунок 2.6 - Случай напорнобезнапорного режима с разливом

Возможны случаи при $q_i > q_n$, когда $L \ge l$, то на участке будет наблюдаться безнапорный режим течения стоков за счет увеличения скоростей и неравномерного движения стоков (рисунок 2.5).

Если же в конце участка отсутствует перепад или сброс, то на участке будет наблюдаться полностью напорный режим. При этом напор в начале участка можно определить как сумму напора в конце участка плюс потери напора на самом участке:

$$H_{H} = \left(z_{\kappa}^{n} - z_{H}^{n}\right) + q^{2} \left(\frac{1}{\mu^{2} \cdot \omega^{2} \cdot 2g} + S_{mp}\right)$$
(2.34)

где $z_{\kappa}^{^{n}}$, $z_{\scriptscriptstyle H}^{^{n}}$ – отметки лотка в начале и в конце расчетного участка;

 $S_{mp} = \frac{0.08 \cdot \lambda \cdot l}{d^5}$ — сопротивление трубопровода, λ — коэффициент сопротивления трения по длине, который вычисляется по формуле Н.Ф. Федорова [99].

В случае истечения под уровень с известным напором H_{κ} (рисунок 2.3) напор в начале участка можно вычислить по аналогии с уравнением (2.34):

$$H_{H} = \left(z_{\kappa}^{n} - z_{H}^{n}\right) + S_{mp}q^{2} + H_{\kappa}$$
 (2.35)

Если окажется, что пьезометрический напор в начальном колодце больше, чем отметка земли, $(H_{_H}+z_{_H}^{^n}+\frac{d}{2}>z_{_H}^3)$, то часть стока будет выходить из колодца на поверхность земли. При этом расход стоков, который будет транспортироваться по трубопроводу, можно определить, принимая в начале глубину участка $H_{_K}^{(0)}=H_{_K}$ и производя следующие вычисления:

$$h_{yu}^{(i)} = z_{\mathcal{B}_{H}} - \left(H_{\kappa}^{(i)} + z_{\kappa}^{\pi} + \frac{d}{2}\right), \tag{2.36}$$

$$q^{(i)} = \sqrt{rac{h_{y^{q}}^{(i)}}{S_{\mathit{mp}}}}\;;$$
 $i = 1, 2, 3, ..., \mid q^{(i)} - q^{(i-1)} \mid \le \xi., \xi$ — точность вычисления.

Вместе с тем, если в конце участка предусмотрен перепад или водослив и уклон меньше критического ($i < i_{\kappa p}$), то так же, как и в безнапорном режиме, на конце участка устанавливается критическая глубина. Следовательно, на расстоянии L будет наблюдаться самотечный режим (рисунки 2.3 и 2.4). Очевидно, при L=0 будет напорный режим на всем участке.

2.4. Установившееся неравномерное движения стоков в безнапорных коллекторах

Все рассмотренные выше варианты транспортирования стоков относятся к участкам с прямым уклоном трубопровода (i>0), однако могут иметь место и участки с обратным уклоном i<0. Появление этих участков может быть вызвано механическим воздействием на грунт, подтоплением или в результате ошибок строительства. Для таких участков характерно неравномерное установившееся движение стоков, либо напорный режим, переходящий в самотечный, либо полностью напорный режим.

Если же в конце участка имеется перепад или сброс стоков в резервуар или водоем, то в конце участка будет наблюдаться кривая спада и установится глубина, близкая к критической, либо будем иметь кривую подпора в случае если уровень воды в конечном колодце будет выше нормальной глубины стоков в коллекторе. При наличии на сети перепадов, быстротоков, водобойных колодцев, шиберных устройств и др. сооружений могут наблюдаться все известные из гидравлики двенадцать кривых сопряжения потоков, в том числе гидравлические прыжки. Ниже рассматриваются наиболее часто встречающиеся случаи.

Критическая глубина для коллекторов круглого сечения определяется по формуле:

$$h_{\kappa p} = 1,023 \cdot d \cdot \left(\sqrt{\frac{h_0}{d}} / g \cdot \frac{q}{d^{2.5}} \right)^{0.511}$$
(2.37)

где g — ускорение свободного падения.

Для определения длины кривой спада или подпора в работе [24] предлагаются следующие формулы:

 $npu\ i>0$:

$$\frac{i \cdot L}{D} = \frac{h_2}{D} - \frac{h_1}{D} - \frac{h_0}{6D} \cdot \ln \frac{1 + \frac{h_2}{h_0} + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^2}{1 + \frac{h_1}{h_0} + \left(\frac{h_1}{h_0}\right)^2} \cdot \frac{\left(1 - \frac{h_1}{h_0}\right)^2}{\left(1 - \frac{h_2}{h_0}\right)^2} - \frac{1}{1 + \frac{h_1}{h_0} + \left(\frac{h_1}{h_0}\right)^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{h_2}{h_0} + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^2} = \frac{1}{1 + \frac{h_2}{h_0} + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{h_2}{h_0} + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^2} = \frac{1}{1 + \frac{h_2}{h_0} + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{h_2}{h_0} + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^2} = \frac{1}{1 + \frac{h_2}$$

$$-\frac{h_{0}}{\sqrt{3}D}\left(arctg\frac{2\frac{h_{2}}{h_{0}}+1}{\sqrt{3}}-arctg\frac{2\frac{h_{1}}{h_{0}}+1}{\sqrt{3}}\right)+\frac{\left(\frac{h_{sp}}{D}\right)^{4}}{3\left(\frac{h_{0}}{D}\right)^{3}}\cdot\ln\left|\frac{\left(\frac{h_{2}}{D}\right)^{3}}{\left(\frac{h_{0}}{D}\right)^{3}}\cdot\frac{1-\left(\frac{h_{1}}{h_{0}}\right)^{3}}{1-\left(\frac{h_{2}}{h_{0}}\right)^{3}}\right|$$

$$(2.38)$$

npu i=0:

$$2,3 \cdot \frac{Q^2 \cdot L}{K_n \cdot D} = \left(\frac{h_1}{D}\right)^4 - \left(\frac{h_2}{D}\right)^4 + 4\left(\frac{h_{sp}}{D}\right)^4 \cdot \ln \frac{h_2}{D},\tag{2.39}$$

npu i<0:

$$\frac{|i| \cdot L}{D} = \frac{h_1}{D} - \frac{h_2}{D} + \frac{h_0}{6D} \cdot \ln \frac{\left(1 + \frac{h_2}{h_0}\right)^2}{\left(1 + \frac{h_1}{h_0}\right)^2} \cdot \frac{1 - \frac{h_1}{h_0} + \left(\frac{h_1}{h_0}\right)^2}{1 - \frac{h_2}{h_0} + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^2} + \frac{h_0}{\sqrt{3}D} \left(\frac{2\frac{h_2}{h_0} - 1}{\sqrt{3}} - arctg \frac{2\frac{h_1}{h_0} + 1}{\sqrt{3}} \right) + \frac{\left(\frac{h_{\kappa p}}{D}\right)^4}{3\left(\frac{h_0}{D}\right)^3} \cdot \ln \frac{\left(\frac{h_2}{D}\right)^3}{\left(\frac{h_1}{D}\right)^3} \cdot \frac{1 + \left(\frac{h_1}{h_0}\right)^3}{1 + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^3} \tag{2.40}$$

Рассмотрим возможные случаи установившегося неравномерного движения стоков на участках системы водоотведения.

Если в конце участка имеется перепад или сброс стоков в резервуар или водоем, то в конце участка устанавливается глубина, близкая к критической. На рисунке 2.7 показан такой случай и указаны все расчетные величины, необходимые для вычисления длины кривой спада, начиная от нормальной глубины до критической.

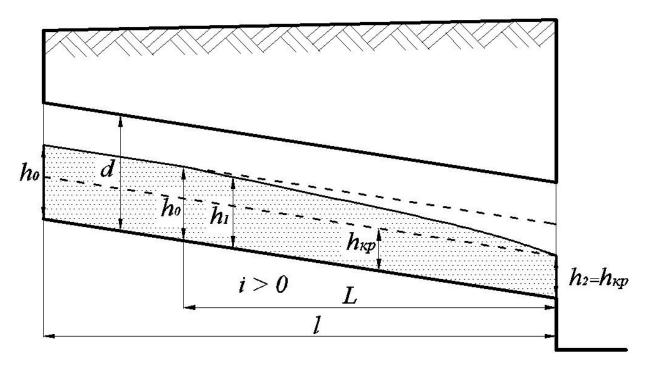


Рисунок 2.7 - Кривая спада при положительном уклоне и L < l С увеличением уклона длина кривой спада уменьшается:

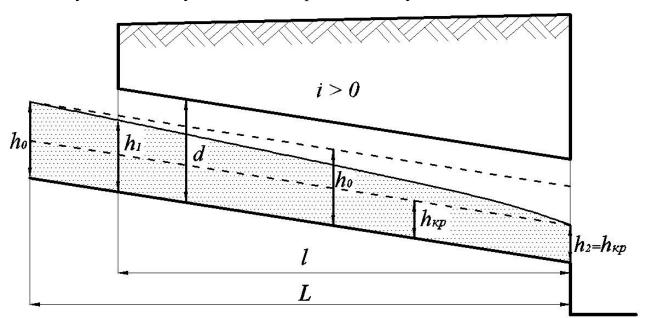


Рисунок 2.8 - Кривая спада при положительном уклоне и L>l

Если в конце участка уровень стоков, по какой – то причине больше, чем нормальная и критическая глубины, то устанавливаются кривые подпора (рисунки 2.9 и 2.10).

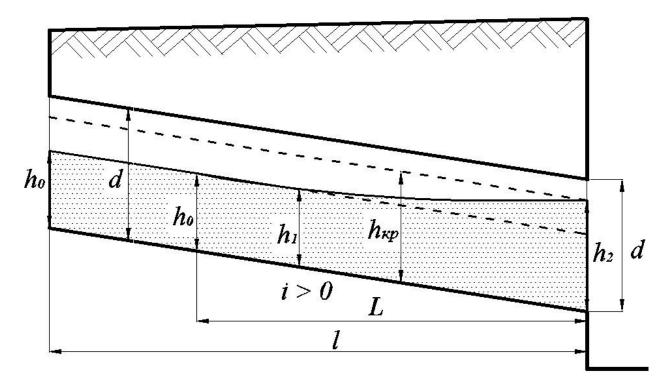


Рисунок 2.9 - Кривая подпора при фиксированном значении h_2 равной $h_{\kappa p}$

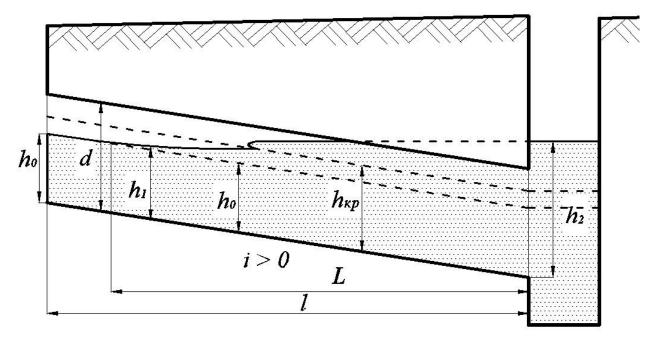


Рисунок 2.10 - Кривая подпора при фиксированном значении h_2 больше диаметра трубопровода

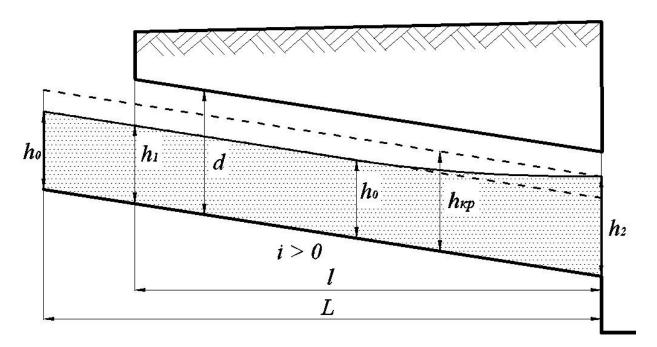


Рисунок 2.11 - Кривая подпора при фиксированном значении h_2 и L>l

При обратном уклоне также могут возникать кривые спада и кривые подпора (рисунок 2.12).

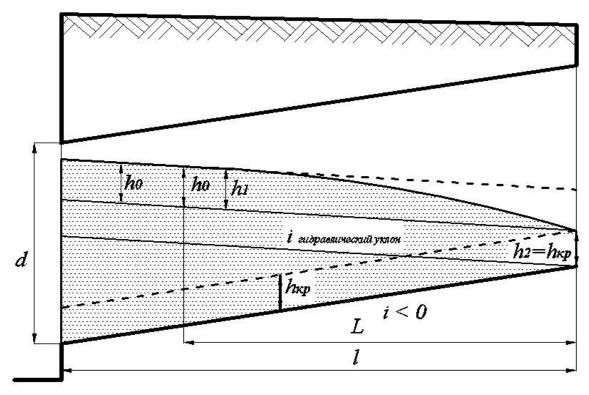


Рисунок 2.12 - Кривая спада при обратном уклоне и L < l

Если по каким — то причинам уровень стоков в начале участка фиксирован, то в начале и в конце устанавливаются кривые спада или подпора (рисунки 2.13 и 2.14).

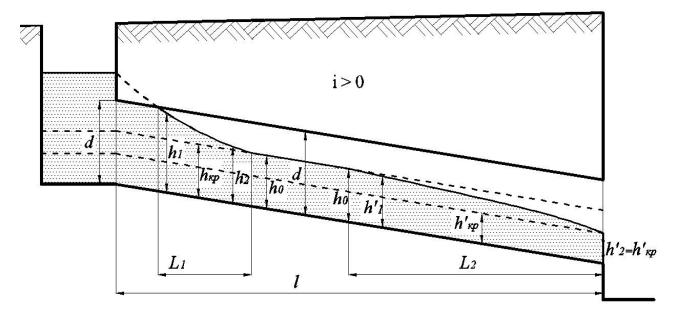


Рисунок 2.13 - Кривая спада в начале и в конце расчетного участка при положительном уклоне и L < l

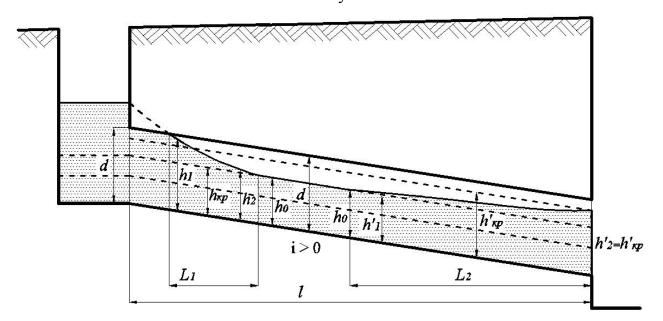


Рисунок 2.14 - Кривая спада в начале и кривая подпора в конце расчетного участка при положительном уклоне и L < l

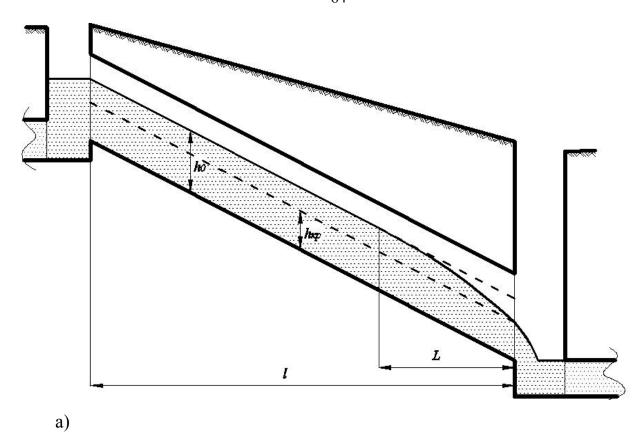


Рисунок 2.15 - Появление кривых спада или подпора при увеличении глубина стоков в конце расчетного участка при h_0 больше $h_{\kappa p}$

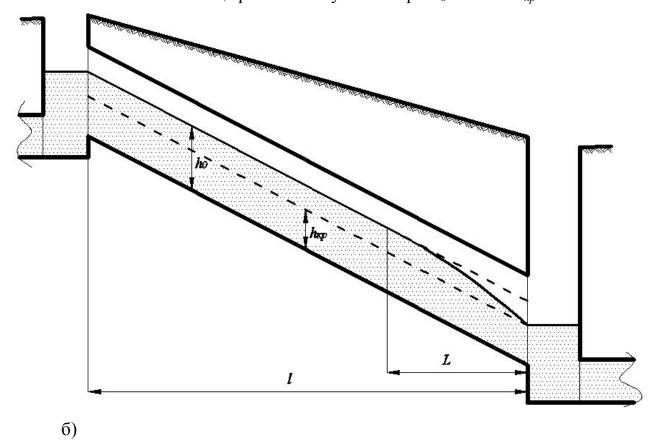


Рисунок 2.15 - Продолжение

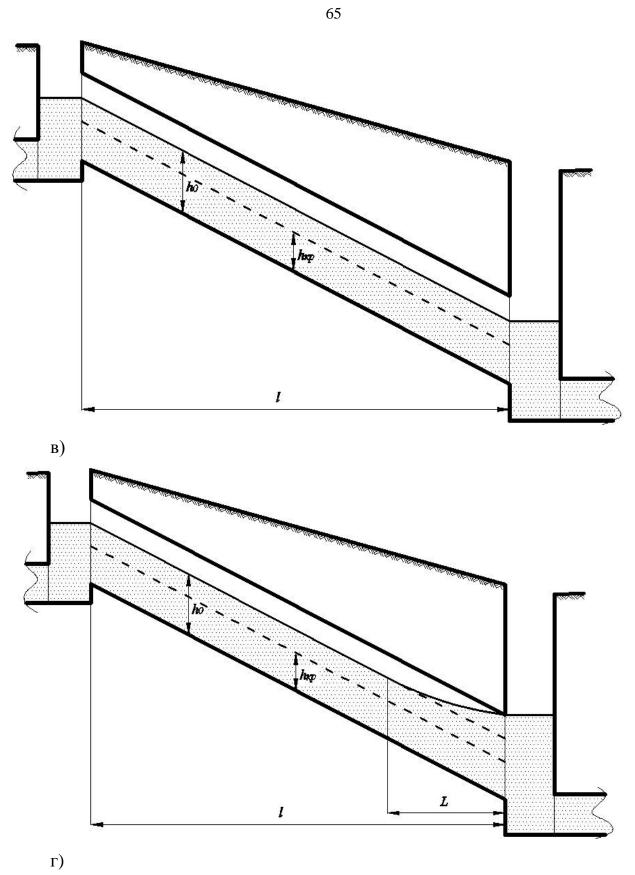


Рисунок 2.15 - Продолжение

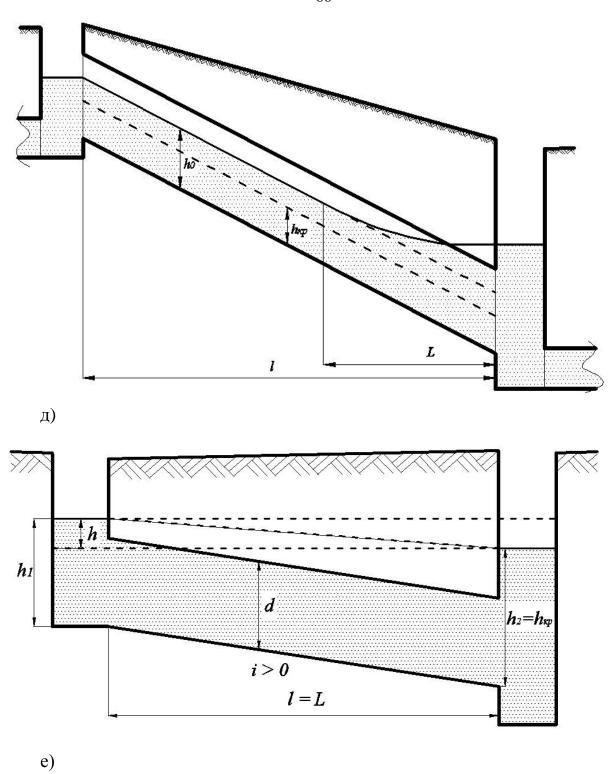


Рисунок 2.15 - Окончание

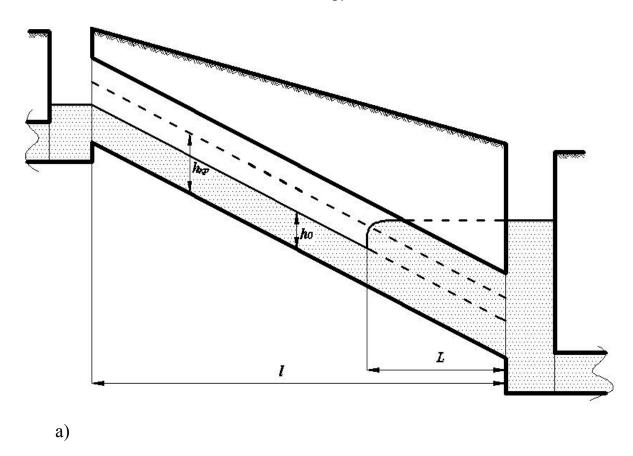


Рисунок 2.16 - Появление кривых спада или подпора при увеличении глубина стоков в конце расчетного участка при h_0 меньше $h_{\kappa p}$

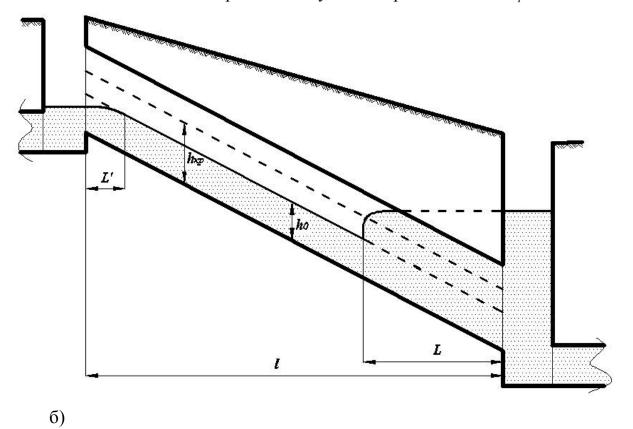


Рисунок 2.16 - Продолжение

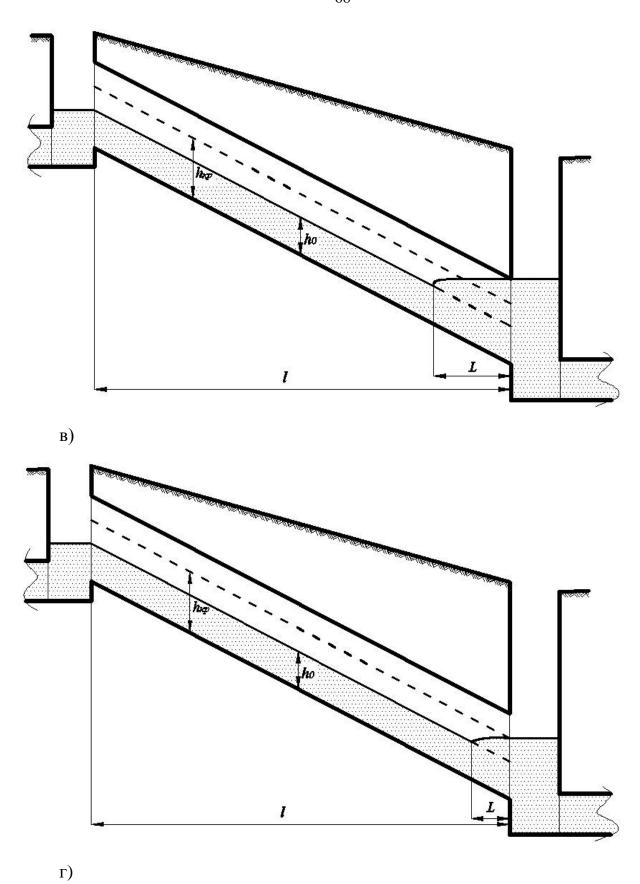


Рисунок 2.16 - Продолжение

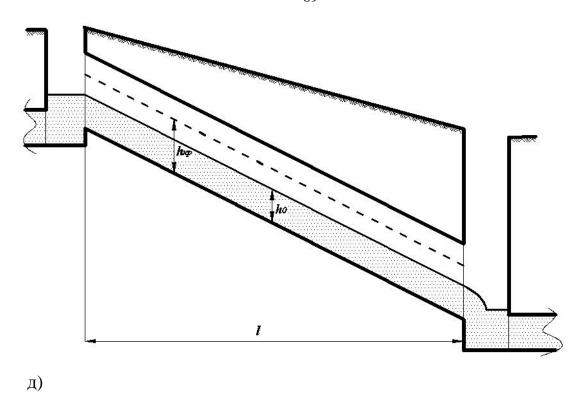


Рисунок 2.16 - Окончание

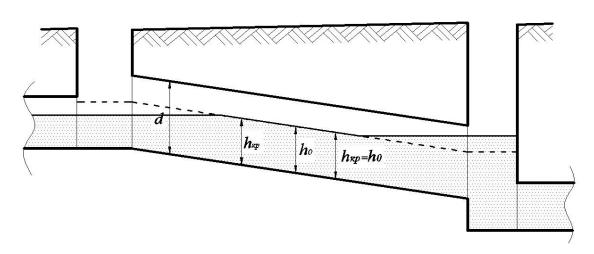


Рисунок 2.17 - Появление кривых спада или подпора при увеличении глубина стоков в конце расчетного участка при h_0 равном $h_{\kappa p}$

На рисунках 2.18 и 2.19 представлены возможные случаи наполнения в самотечных коллекторах при появлении обратного уклона на одном из участков сети.

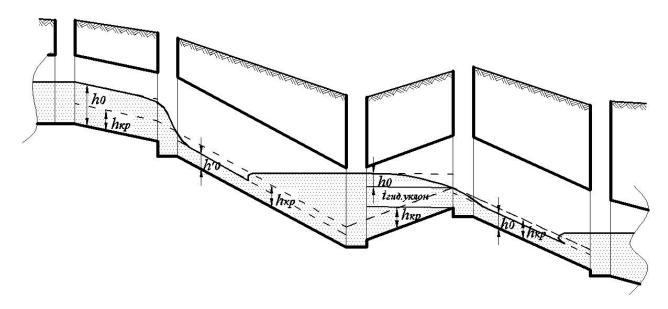


Рисунок 2.18 - Возможный пьезометрический уровень стоков в самотечном канализационном коллекторе

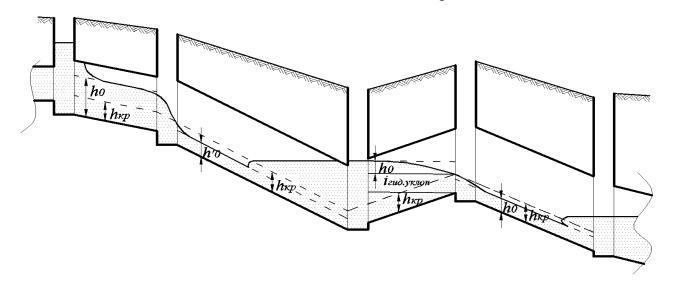


Рисунок 2.19 - Возможный пьезометрический уровень стоков в самотечном канализационном коллекторе

Таким образом, режим движения сточной жидкости и форма кривых сопряжения будет зависеть от режима течения на других, как ниже, так и выше расположенных участков сети.

2.5. Гидравлический расчет кольцевых систем водоотведения

При проектировании самотечной СВО общепринято принимать структуру сети в виде дерева, в которой вершины - абоненты, корень дерева -

резервуары канализационных сооружений. Такая приемные очистных структура сети эффективна при эксплуатации, экономична и не требует дополнительных систем управления потоками. Вместе с тем их надежность и безопасность не значительна. Любой засор на участке трубопровода приводит к выходу стоков на поверхность земли, нанося окружающей среде значительной экологический ущерб. При этом не всегда удаётся организовать перекачку стоков в другой коллектор или колодец, расположенный по течению стоков. Поэтому, излив стоков на поверхность земли, может продолжаться до тех пор, пока засор не будет удален и аварийный трубопровод не будет запущен в эксплуатацию. В ходе развития городских территорий приходится решать задачи по увеличению мощностей и пропускных способностей коллекторов, что требует перекладки трубопроводов, устройства насосных перекачивающих станций и других мероприятий, направленных на нормализацию работы СВО в целом. Чаще всего для этого применяются кольцующие, разгрузочные коллектора. Конструкции таких коллекторов разнообразны и представлены на рисунке 2.20.

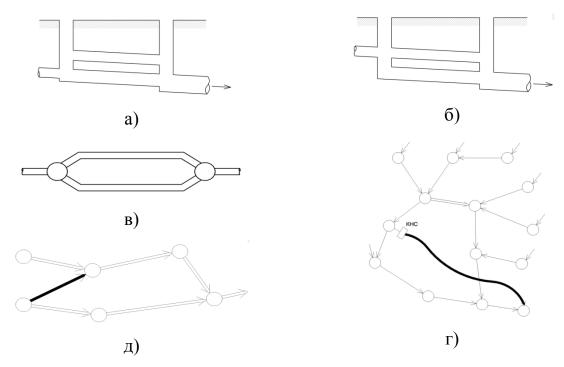


Рисунок 2.20 - Схемы кольцующих коллекторов СВО

а), б)- вертикальная прокладка кольцующего коллектора; в)- горизонтальная прокладка кольцующего коллектора; г), д) - переброска стоков

из одного бассейна канализования в другой, самотечным и напорным коллекторами.

Отдельные кольцующие трубопроводы могут быть как безнапорные, так и работающие в напорном режиме. Возможны случаи установки насосных станций перекачки стоков, параллельные напорные трубопроводы с каскадом насосных станций и др.

В существующей практике эксплуатации для управления потоками в кольцующих коллекторах применяют «шиберы» - устройства для уменьшения или увеличения сечения того или иного коллектора. Как правило, шиберы имеют ручной или полу автоматизированный принцип действия, но в современных условиях возможно и дистанционное управление ими. Для эффективного управления такими устройствами необходимо исследовать гидравлические особенности распределения потоков в кольцевых безнапорных и напорно-безнапорных системах водоотведения.

Что касается СВО ливневых сточных вод, надо отметить следующее. В связи с увеличением интенсивности дождей в последние годы в ряде городов наблюдаются ситуации, когда система водоотведения переполняется и стоки выходят на поверхность земли, подтопляя проезжую часть, территории городов и населенных пунктов. Очевидно, чтобы предотвращать такие явления, в первую очередь надо научиться их моделировать.

Известно, что в напорных кольцевых сетях распределение потоков подчиняется законам сохранения массы и энергии, и интерпретируется в виде аналога законов Кирхгофа. Задачи потокораспределения в напорных трубопроводных сетях исследованы, и имеется множество программных разработок, позволяющих оперативно определять потоки как по системе в целом, так и по ее отдельным фрагментам и элементам [1].

Очевидно, для напорно-безнапорных кольцующих коллекторов распределение потоков также будет подчиняться законам сохранения массы и энергии. В качестве примера рассмотрим систему водоотведения, состоящую из двух участков (рисунок 2.21).

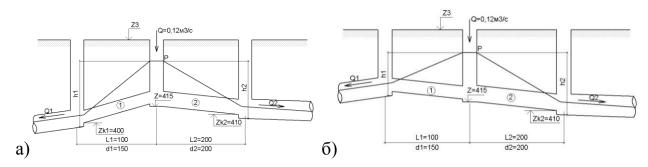


Рисунок 2.21 - Определение расходов в кольцующих напорно-безнапорных коллекторах

Допустим, что в колодец поступает сточная вода в размере Q (${\rm m}^3/{\rm c}$) и растекается по двум коллекторам. Уклоны, длины, диаметры коллекторов известны. Предположим, что на участках 1 и 2 устанавливается напорный режим и в центральном колодце пьезометрический напор будет равен P (рисунок 2.21.а). При этом стоки после прохождения коллекторов будут изливаться в атмосферу, и дальнейшее их движение произойдет в безнапорном режиме. В этом случае расходы по коллекторам можно вычислить по формулам гидравлики как истечение жидкости из резервуара (колодца):

$$\begin{cases}
P = Z_{k1} + Q_1^2 \cdot \left(\frac{1}{\mu^2 \cdot \omega_1^2 \cdot 2g} + S_{mp1}\right) \\
P = Z_{k2} + Q_2^2 \cdot \left(\frac{1}{\mu^2 \cdot \omega_2^2 \cdot 2g} + S_{mp2}\right)
\end{cases}$$
(2.41)

где Z_k — геодезические отметки дна коллектора в конце и в начале расчетного участка длиной l , S_{mp} — сопротивление трубопровода, вычисляемое по формуле $S_{mp} = \frac{0.08 \cdot \lambda \cdot l}{d^5}$; λ — коэффициент гидравлического трения трубопровода диаметром d (м), равный $\lambda = 0.11$ *(0.0001/d)^{0.25}; μ — коэффициент расхода отверстия диаметром d, обычно $\mu = 0.62$, но в отдельных случаях принимается в пределах: 0,59–0,64; $\omega = \pi d^2/4$ — площадь поперечного сечения трубопровода.

Для решения системы уравнений (1) относительно неизвестных P; Q_1 ; Q_2 добавим уравнение материального баланса:

$$Q_1 + Q_2 = Q (2.42)$$

И таким образом определим расходы по коллекторам и уровень стоков в центральном колодце.

Такие расчеты можно выполнить и для n коллекторов, отходящих от анализируемого колодца. В общем виде систему уравнений можно записать следующим образом:

$$\begin{cases}
P = Z_{k1} + Q_1^2 \cdot \left(\frac{0.215}{d_1^4} + \frac{0.08 \cdot \lambda_1 \cdot l_1}{d_1^5} \right) \\
\dots \\
P = Z_{kn} + Q_1^2 \cdot \left(\frac{0.215}{d_n^4} + \frac{0.08 \cdot \lambda_n \cdot l_n}{d_n^5} \right) \\
Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = Q
\end{cases}$$
(2.43)

Решать данную систему можно методом последовательных приближений. В этом случае вычислительный процесс организуется из условия, что решению системы уравнений (2.43) будет соответствовать уровень стоков в колодце \underline{P} и $\sum Q_i = Q$:

$$\begin{cases} Q_{1}^{(k)} = \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k1}^{(k-1)}}{\beta_{1}}}; \quad \beta_{1} = \frac{0.215}{d_{1}^{4}} + \frac{0.08 \cdot \lambda_{1} \cdot l_{1}}{d_{1}^{5}} \\ \\ Q_{n}^{(k)} = \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{kn}^{(k-1)}}{\beta_{n}}}, \\ \\ Q_{1}^{(k)} + Q_{2}^{(k)} + \dots + Q_{n}^{(k)} = \sum Q^{(k)}; \\ \\ \left| \sum Q^{k} - Q \right| \le \varepsilon; \\ \\ \underline{P} = Z_{(k1)} + \Delta Z, \dots, Z_{3}; \end{cases}$$

Где Z_k - отметка дна колодца, Z_3 - отметка земли перед колодцем.

Если $P>Z_3$ (Z_3 — отметка земли у начального колодца), то система водоотведения не пропустит расход Q, и часть стока будет выливаться на поверхность земли. Величину стоков, которые будет выливаться на поверхность земли, можно вычислить согласно методике, изложенной в работах [2].

Принимая величину напора равной отметке поверхности земли: $P=Z_3$, систему уравнений (2.43) можно представить следующим образом:

$$\begin{cases}
Q_{1} = \sqrt{\frac{\left(Z_{3} - Z_{k_{1}}\right)}{\left(\frac{0.215}{d_{1}^{4}} + \frac{0.08 \cdot \lambda_{1} \cdot c_{1}}{d_{1}^{5}}\right)}} \\
\frac{Q_{n} = \sqrt{\frac{\left(Z_{3} - Z_{k_{n}}\right)}{\left(\frac{0.215}{d_{1}^{4}} + \frac{0.08 \cdot \lambda_{1} \cdot c_{1}}{d_{1}^{5}}\right)}} \\
Q_{n_{3}} = Q - \left(Q_{1} + \dots + Q_{n}\right)
\end{cases} (2.44)$$

Из которой можно определить расход стоков Q_{n3} , выходящий на поверхность земли.

Если P-Z < d, (Z- отметка дна начального колодца), то режим движения стоков будет безнапорным, в противном случае он может быть либо напорным, либо напорно-безнапорным. Рассмотрим случай, когда в коллекторах устанавливается равномерное безнапорное течение стоков (рисунок 2.22).

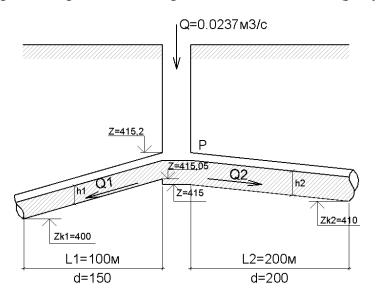


Рисунок 2.22 - Безнапорный режим в вертикальном кольцующем коллекторе

Для определения нормальной глубины h в коллекторах воспользуемся формулой, предложенной проф. М.И. Алексеевым, которая для указанного диапазона наполнений дает неплохие результаты:

$$\left(\frac{Q}{Q_n} + 0.22\right) \cdot \frac{d}{1.34} = h$$
, для $0.25 \le \frac{h}{d} \le 0.9$,

где Q_n расход стоков, транспортируемый в коллекторе полным сечением:

$$Q_n = 0.4 \cdot d^{2.5} \cdot i^{0.5} \cdot C_n, i > 0, \tag{2.45}$$

 C_n – коэффициент Шези, вычисленный для полного сечения;i и d уклон и диаметр коллектора. Для такого случая имеем систему уравнений:

$$\begin{cases}
P = Z_{H1} + \left(\frac{Q_1}{Q_{1n}} + 0.22\right) \cdot \frac{d_1}{1.34} \\
P = Z_{H2} + \left(\frac{Q_2}{Q_{2n}} + 0.22\right) \cdot \frac{d_2}{1.34} , \\
Q_1 + Q_2 = Q
\end{cases} (2.46)$$

В (2.46) неизвестными величинами являются Q_1 и Q_2 , P.

В результате преобразования (2.46), получим формулы для вычисления искомых расходов в самотечных коллекторах:

$$Q_{1} = \frac{\left[\frac{Q \cdot d_{2}}{Q_{2,n} \cdot 1,34} - \frac{0,22}{1,34} \cdot (d_{2} - d_{1}) + Z_{H2} - Z_{H1}\right]}{\left(\frac{d_{2}}{Q_{2,n} \cdot 1,34} + \frac{d_{1}}{Q_{1,n} \cdot 1,34}\right)},$$

$$Q_{2} = Q - Q_{1}.$$

В общем случае, когда строки будут растекаться по n коллекторам их величины можно определить следующим образом:

$$\begin{cases} Q_{1}^{(k)} = \left(\frac{1,34 \cdot (P^{(k-1)}) - Z_{H1}}{d_{1}} - 0,22\right) \cdot Q_{n1}, \\ \\ Q_{n}^{(k)} = \left(\frac{1,34 \cdot (\underline{P}^{(k-1)}) - Z_{Hn}}{d_{n}} - 0,22\right) \cdot Q_{nn}, \\ \\ \underline{P} = Z_{H1}^{*} + \Delta Z_{,...,} Z_{Hn}^{*} + d_{n}, \\ \\ Q_{1}^{(k)} + ... + Q_{n}^{(k)} = Q^{(k)}, |Q^{(k)} - Q| \le \varepsilon, k = 1,2,... \end{cases}$$

где $Z_{H_1}^*$ - отметка дна лодка самого заглубленного коллектора, $Z_{H_n}^*$ - отметка дна лодка коллектора с наименьшим заглублением, d_n - диаметр

коллектора; ΔZ - шаг дискретизации. Вычислительный процесс выполняется до условия $Q^{(k)} \approx Q$.

Рассмотрим режимы движения стоков при вертикальной прокладке кольцующего коллектора (рисунок 2.23). Для такого случая возможны следующие режимы течения стоков:

- напорный режим во всех коллекторах;
- напорный режим только в нижнем коллекторе;
- напорно безнапорный режим в нижнем и верхнем коллекторах.

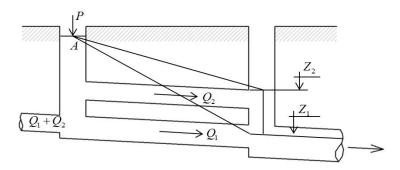


Рисунок 2.23 - Расчет кольцующего вертикального коллектора в напорном режиме

В первом случае расходы по коллекторам можно определить согласно системе уравнений (2.41), (2.42). При этом напорный режим установится во втором колодце ($P_2 > Z_2$), и не будет свободного истечения в атмосферу, а распределение потоков между нижним и верхним колодцем будет подчиняться законам Кирхгофа. В этом случае при известной величине P_2 требуется решить систему уравнений:

$$\begin{cases}
\frac{0.08 \cdot \lambda_{1} \cdot l_{1}}{d_{1}^{2}} \cdot Q_{1}^{2} = \frac{0.08 \cdot \lambda_{2} \cdot l_{2}}{d_{2}^{2}} \cdot Q_{2}^{2} \\
Q_{1} + Q_{2} = Q \\
P_{1} = P_{2} + \frac{0.08 \cdot \lambda_{1} \cdot l_{1}}{d_{1}^{2}} \cdot Q_{1}^{2}
\end{cases} (2.47)$$

Неизвестными величинами являются Q_1,Q_2,P_1 . После вычисления P_1 можно определить режим течения стоков в верхнем коллекторе. Если окажется, что $P_1 > Z_3$, т.е. пьезометрический напор будет больше отметки земли у колодца,

то произойдет излив стоков на поверхность земли. Вычисления в этом случае осуществляются согласно формулам (2.43).

В общем случае расчет необходимо начинать с проверки пропуска стоков по нижнему коллектору в напорном режиме:

$$P = Z_{k1} + Q^{2} \cdot \left(\frac{0.215}{d_{1}^{4}} + \frac{0.08 \cdot \lambda \cdot l_{1}}{d_{1}^{5}} \right).$$

Если $Z_{H_1} + d_1 < P < Z_{H_2}$, $(Z_{H_1}, Z_{H_2}$ — начальные отметки дна нижнего и верхнего коллекторов, Z_{K_1}, Z_{K_2} —конечные отметки дна нижнего и верхнего коллекторов), то весь расход будет транспортироваться по нижнему коллектору в напорном режиме.

Если $P < Z_{H1} + d_1$, то движение стоков в нижнем коллекторе будет происходить в безнапорном режиме, и весь сток пройдет по нижнему коллектору.

Если $Z_{H2} < P \le Z_{H2} + d_2$, то движение стоков будет происходить по двум коллекторам, по нижнему в напорном, по верхнему — в безнапорном режимах. Более подробно рассмотрим последний случай, который графически отображен на рисунке 2.24.

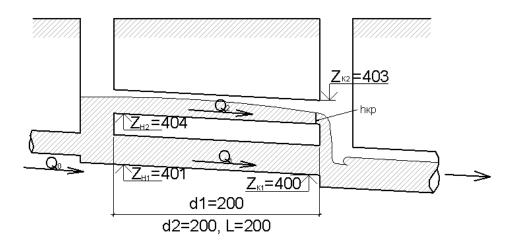


Рисунок 2.24 - Безнапорный режим в вертикальном кольцующем коллекторе

Очевидно, если $Q > Q_n$, то режим движения стоков будет напорным. Поэтому, после вычисления расходов можно их сопоставить с Q_n и определить коллектора и контура, которые будут работать в напорном режиме.

Исходя из выше изложенного, для напорного и безнапорного коллекторов получим следующую систему уравнений:

$$\begin{cases} P = Z_{k1} + Q_1^2 \cdot \left(\frac{0.25}{d_1^4} + \frac{0.08 \cdot \lambda_1 \cdot l_1}{d_1^5} \right) \\ P = Z_{H2} + \left(\frac{Q_2}{Q_n} + 0.22 \right) \cdot \frac{d_2}{1.34} \\ Q = Q_1 + Q_2 \end{cases}$$
 (2.48)

После определения расходов по коллекторам можно вычислить нормальную глубину в верхнем коллекторе и построить кривую свободной поверхности воды.

На рисунке 2.25 представлен колодец, в который приходят стоки в размере Q по одному коллектору и растекаются по трем коллекторах, расположенных на разных уровнях.

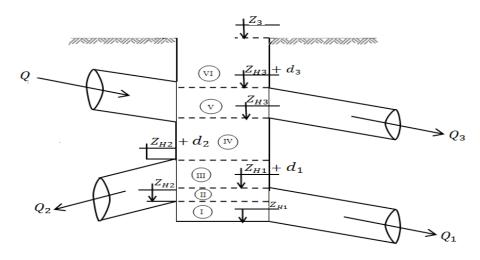


Рисунок 2.25 - Схема растекания стоков в колодце

Первым этапом вычислительного процесса является определение расходов в коллекторах, если бы они работали полным сечением, т.е. $Q_{n1},\ Q_{n2},\ Q_{n3}$.

Очевидно, если $Q_{n1} > Q$ - весь расход будет транспортироваться по первому и второму коллектору в самотечном режиме, при $Q_{n1} + Q_{n2} > Q$, тоже самое; Если $Q_{n1} + Q_{n2} + Q_{n3} < Q$, все коллектора будут работать в напорном режиме.

Для вычисления значений расходов стоков весь колодец разбивается по высоте на следующие зоны.

Первая зона от Z_{H_1} до Z_{H_2} . В этой зоне стоки будут транспортироваться в безнапорном режиме только в первом коллекторе.

$$Q_{1}^{(k)} = \left(\frac{1{,}34 \cdot P^{(k-1)} - Z_{H1}}{d_{1}} - 0{,}22\right) \cdot Q_{n1},$$

$$P = Z_{H1}, \dots, Z_{H2}; |Q_{1}^{(k)} - Q| \le \varepsilon.$$

Если решение не найдено расстраивается следующая зона $Z_{H2} - (Z_{H1} + d_1)$.

В этой зоне будут работать два коллектора в безнапорном режиме:

$$Q_{1}^{(k)} = \left(\frac{1,34 \cdot P^{(k-1)} - Z_{H1}}{d_{1}} - 0,22\right) \cdot Q_{n1},$$

$$Q_{2}^{(k)} = \left(\frac{1,34 \cdot P^{(k-1)} - Z_{H2}}{d_{2}} - 0,22\right) \cdot Q_{n2},$$

$$P = Z_{H2},..., \left(Z_{H1} + d_{1}\right); \ \left|Q_{1}^{(k)} - Q_{2}^{(k)} - Q\right| \le \varepsilon.$$

Если решение не найдено, рассматривается следующая зона:

$$Z_{H1} + d_1,..., Z_{H2} + d_2.$$

В этой зоне первый коллектор будет работать уже в напорном режиме, а второй в безнапорном:

$$\begin{aligned} Q_{1}^{(k)} &= \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k1}^{(k-1)}}{\beta_{1}}}; \quad \beta_{1} &= \frac{0.215}{d_{1}^{4}} + \frac{0.08 \cdot \lambda_{i} \cdot l_{i}}{d_{1}^{5}}, \\ Q_{2}^{(k)} &= \left(\frac{1.34 \cdot P^{(k-1)} - Z_{H2}}{d_{2}} - 0.22\right) \cdot Q_{n2}, \\ P &= Z_{H1} + d_{1}, \dots, Z_{H2} + d_{2}; \quad \left|Q_{1}^{(k)} + Q_{2}^{(k)} - Q\right| \leq \varepsilon. \end{aligned}$$

Если решение не найдено, то рассматривается следующая зона:

$$Z_{H2} + d_2, ..., Z_{H3}.$$

В этой зоне будут работать первый и второй коллектора в напорных режимах:

$$\begin{aligned} Q_{1}^{(k)} &= \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k1}^{(k-1)}}{\beta_{1}}}; \ Q_{2}^{(k)} &= \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k2}^{(k-1)}}{\beta_{2}}}; \\ P &= Z_{H2} + d_{2}, ..., Z_{H3}; \ \left| Q_{1}^{(k)} + Q_{2}^{(k)} - Q \right| \leq \varepsilon. \end{aligned}$$

Если решение не найдено, то рассматривается следующая зона:

$$Z_{H3},...,Z_{H3}+d_3.$$

В этой зоне будут работать все три коллектора: первый и второй в напорном режиме, третий в безнапорном:

$$Q_{1}^{(k)} = \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k1}^{(k-1)}}{\beta_{1}}}; \quad Q_{2}^{(k)} = \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k2}^{(k-1)}}{\beta_{2}}}; Q_{3}^{(k)} = \left(\frac{1,34 \cdot P^{(k-1)} - Z_{H3}}{d_{3}} - 0,22\right) \cdot Q_{n3};$$

$$P = Z_{H3}, \dots, Z_{H3} + d_{3}; \quad \left|Q_{1}^{(k)} + Q_{2}^{(k)} + Q_{3}^{(k)} - Q\right| \le \varepsilon.$$

Если решение не найдено, то рассматривается следующая зона:

$$Z_{H3} + d_3,...,Z_3$$
.

В этой зоне будут работать все три коллектора в напорном режиме:

$$\begin{split} Q_{1}^{(k)} &= \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k1}^{(k-1)}}{\beta_{1}}}; \ Q_{2}^{(k)} = \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k2}^{(k-1)}}{\beta_{2}}}; Q_{3}^{(k)} = \sqrt{\frac{P^{(k-1)} - P_{k3}^{(k-1)}}{\beta_{3}}}; \\ \underline{P} &= Z_{H3} + d_{3}, \dots, Z_{3}; \ \left| Q_{1}^{(k)} + Q_{2}^{(k)} + Q_{3}^{(k)} - Q \right| \leq \varepsilon. \end{split}$$

Если решение не найдено, то это означает что стоки будут выливаться на поверхность земли. Величину этих стоков можно вычислить согласно (2.43):

$$Q_1 = \sqrt{\frac{Z_3 - P_{k1}}{\beta_1}}; \ Q_2 = \sqrt{\frac{Z_3 - P_{k2}}{\beta_2}}; Q_3 = \sqrt{\frac{Z_3 - P_{k3}}{\beta_3}};$$

 $Q_{3\lambda} = Q - (Q_1 + Q_2 + Q_3)$, где $Q_{3\lambda}$ - величина стоков, выходящих на поверхность земли.

Таким образом, предлагаемые формулы гидравлики позволяют определять расходы стоков в кольцующих коллекторах, работающих в напорном, безнапорном и напорно-безнапорном режимах.

Как уже отмечалось, надежность и безопасность СВО можно повысить за счет конструктивных решений, минимизирующих появления засоров и других неполадок, либо за счет организации кольцующих коллекторов или устройства полностью кольцевых СВО [36, 37, 38, 39, 123].

Такие мероприятия позволяют избежать отключения работающих коллекторов. С другой стороны, увеличивают пропускную способность и повышают манёвренность СВО в целом. Вместе с тем, опыт проектирования и

строительства кольцевых систем канализации не значительный по причине недостаточного исследования гидравлических, технико-экономических, эксплуатационных особенностей напорных и безнапорных кольцевых трубопроводных систем.

При напорном режиме движения стоков, также как и в кольцевых водопроводных системах, распределение потоков подчиняется законом сохранения массы и энергии. Особенностью для СВО является то, что напорный режим может привести к выходу стоков на поверхность земли. Для моделирования таких явлений задачу распределения потоков предлагается решать на расширенной, циклической схеме, в которой каждый колодец моделируется фиктивной ветвью, замыкаемой на узел с атмосферным давлением и действующими напорами, равными геодезическим отметкам колодцев [2]. При этом система уравнений — аналогов первого и второго законов Кирхгофа имеет следующий вид:

$$A \cdot q = 0 \qquad (2.49)$$

$$A^{T} = y \; ; \; y_{i} = h_{i} + Z_{i} \, ,$$
 (2.50)

здесь уравнения представлены в векторно-матричной форме. Уравнения (2.49) является условием материального баланса в узлах схемы; вектор q – расходы стоков по ветвям схемы. Уравнение (2.50) представляет связь между узловыми пьезометрическими напорами (P) через перепады (y) на участках сети, которые соответствуют сумме потерь напора (h) и действующих напоров (Z- отметок поверхности земли у колодцев) для фиктивных ветвей. A – матрица соединений узлов и ветвей схемы. Ее размерность следующая: $A = \left|a_{ii}\right|_n^m$; m, n – количество узлов и участков схемы, j = 1, ..., m; i = 1, ..., n. Здесь $a_{ji} = -1$, если ветвь i направлена к узлу j; $a_{ji} = 1$, если ветвь i исходит из узлу j; $a_{ji} = 0$, когда узел j не принадлежит участку i.

Как и в методике, изложенной в работе [4], для кольцевых коллекторов предлагается схема последовательного и итеративного решения системы

уравнений (2.49), (2.50) на основе циклической схемы с последующим анализом расходов на фиктивных ветвях. При этом если фиктивная ветвь будет направлена к узлу — «колодцу», то для этого узла сброс стока фиксируется Q_i и фиктивная ветвь из схемы удаляется. В итоге остаются ветви, на которых потоки направлены от колодцев к узлу с атмосферным давлением, а расходы на этих ветвях будут соответствовать величинам стоков, выходящих на поверхность земли. Если после таких расчетов фиктивных ветвей в расчетной схеме не останется, следовательно, и не будет выхода стоков на поверхность земли. На рисунке 2.26 представлена исходная, циклическая схема напорного движения стоков в кольцевых системах водоотведения, а также результаты расчета. Согласно результатам расчета из колодцев 1, 5 стоки будут изливаться на поверхность земли и на ближайших к этим колодцам участках образуются противотоки.

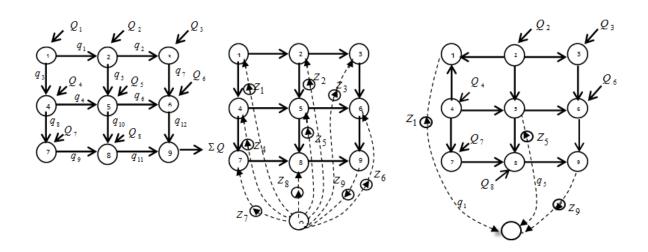


Рисунок 2.26 - Моделирование распределения потоков в напорных кольцевых системах водоотведения

Следует отметить, что в кольцевых системах водоотведения при работе их в напорном режиме, потоки на ветвях могут меняться и быть направлены в противоположном направлении по отношению к уклонам трубопроводов, что очень важно учитывать при их проектировании и эксплуатации. Заранее невозможно знать, будет ли напорный или безнапорный режим движения

стоков. В любом случае расчеты начинаются с решения задачи (2.49), (2.50) на расширенной циклической схеме. В случае отсутствия выхода стоков на поверхность земли и образования противотоков, производится сопоставление расходов по участкам сети с расходами движения стоков полным сечением. Если для всех участков $q_i > q_{in}$, режим будет напорным и расчет считается законченным. Если для всех участков $q_i < q_{in}$, констатируется безнапорный Для безнапорного движения стоков кольцевую рассматривать как ориентированный граф, направление потоков в котором определено уклонами коллекторов. В этом случае распределение потоков определяется путем наращивания расходов, начиная от узлов, из которых только выходят потоки в направлении к узлу, в который только входят потоки (например, КОС). Для сети, представленной на рисунке 2.26 приведены этапы таких вычислений и проиллюстрированы на рисунке 2.27. Вычислительный процесс начинается с узла 1 в направлении к узлу 9. При этом если из узла выходит два и более коллекторов (например, узлы: 1, 2, 4, 5), то величины расходов на этих коллекторах определяются согласно (2.50).

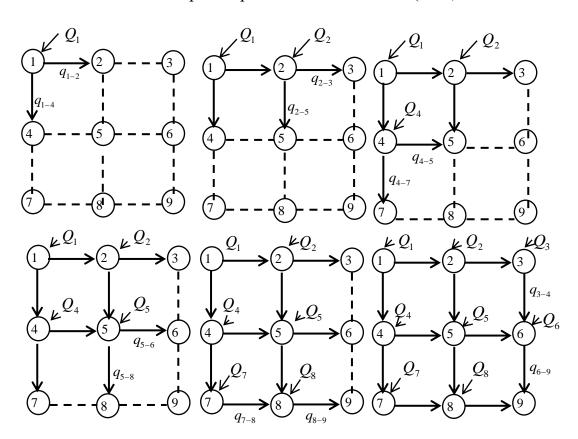


Рисунок 2.27 - Вычисление распределения потоков в безнапорных кольцевых системах водоотведения

напорных безнапорных коллекторов распределение потоков осуществляется согласно (2.49), (2.50).Расчет распределения потоков производится так же, как и для случая безнапорного движения стоков. Начиная от вершин исхода потоков, наращиваются расходы в направлении к узлам схода потоков. Обратным ходом корректируются значения напоров в колодцах и уточняются кривые сопряжения в начале и в конце расчетных участков. Если в узлах схемы, из которых выходит несколько потоков, будет наблюдаться небаланс пьезометрических напоров, то производится корректировка расходов на выходящих участках и все вычисления повторяются. Причем корректировка расходов осуществляется в той же последовательности, как и прямой ход.

Обратный ход. Организуется от узлов схода потоков сточной жидкости к узлам сброса стоков в канализацию, т.е. от КНС до самых удаленных абонентов.

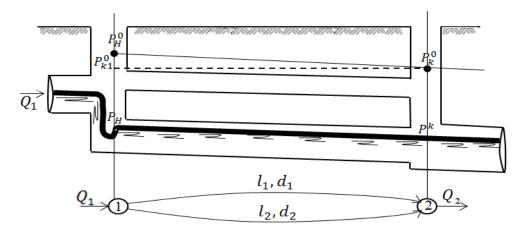


Рисунок 2.28 - Вычисление распределения потоков в безнапорных кольцевых системах водоотведения

Если при прямом ходе весь сток, приходящий в узел 1 (рисунок 2.28), будет транспортироваться по нижнему коллектору в безнапорном режиме, то при обратном движении может возникнуть подпор в колодцах по многим причинам, в том числе и из-за засоров в нижних по течению коллекторах, за счет увеличенных притоков и т.д. В итоге возможны такие режимы движения

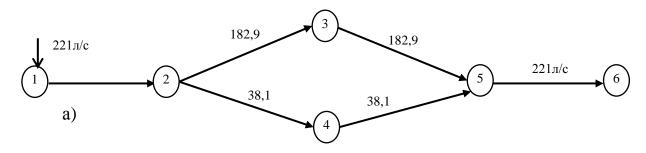
стоков, которые представлены на рисунке 2.29. При этом в узле 1 возникнет небаланс давлений. Согласно рисунку 2.28 при указанных значениях P_H^0 и P_k^0 , течение стоков в верхнем и нижнем коллекторах будет происходить в напорном режиме.

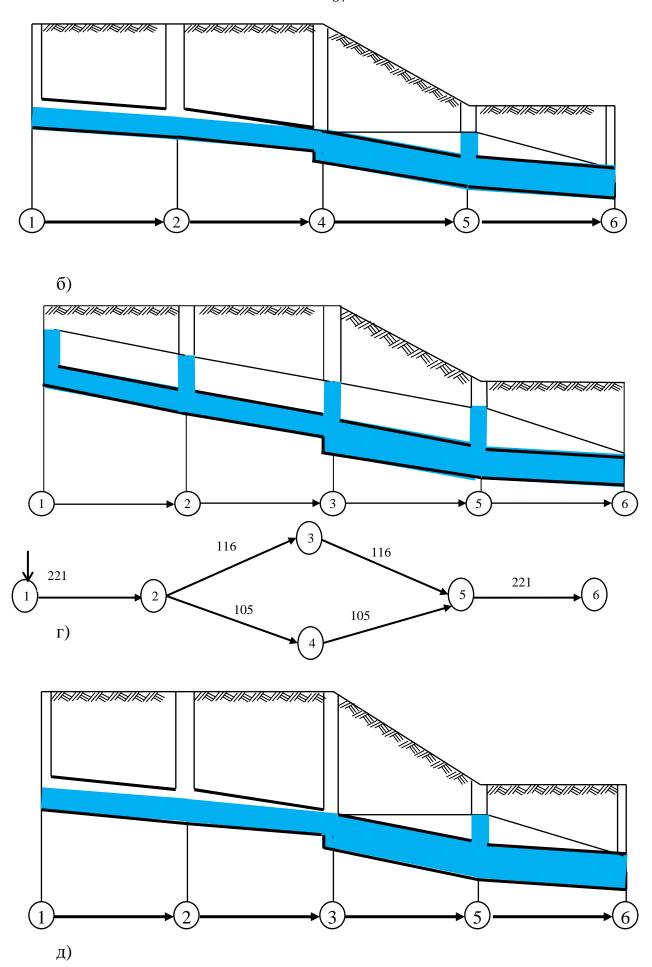
Для корректировки расходов в нижнем и верхнем коллекторах и определения общего давления организуется вычислительный процесс в узле 1 в интервале давлений $P_k^0,...,P_H^0$:

$$\begin{split} Q_1^{(k)} &= \sqrt{\frac{P_1^{(k-1)} - P_k^0}{\beta_1}}; \\ Q_2^{(k)} &= \sqrt{\frac{P_2^{(k-1)} - P_k^0}{\beta_2}}; \\ P^{(k)} &= P_k^0, ..., P_H^0; \ \left| Q_1^{(k)} + Q_2^{(k)} - Q \right| \leq \varepsilon. \end{split}$$

В качестве примера, рассмотрим кольцевую систему водоотведения, состоящую из шести коллекторов (рисунок 2.29). После первой итерации прямого и обратного хода расходы по коллекторам, выходящим из узла 2, получились такими, как это показано на рисунке 2.29.а, а профили, построенные по маршрутам: 1-2-3-5-6; 1-2-4-5-6 представлены на рисунках 2.29.б. и 2.29.в. Из этих рисунков видно, что в узле 2 возник небаланс пьезометрических давлений. С целью выравнивания давления в узле 2 корректируются расходы на ветвях 2-3 и 2-4 (корректировка производится по схеме метода узловых давлений [1]).

В итоге получаем значения расходов и пьезометрических давлений, представленных на рисунках 2.29.г, 2.29.д и 2.29.е.





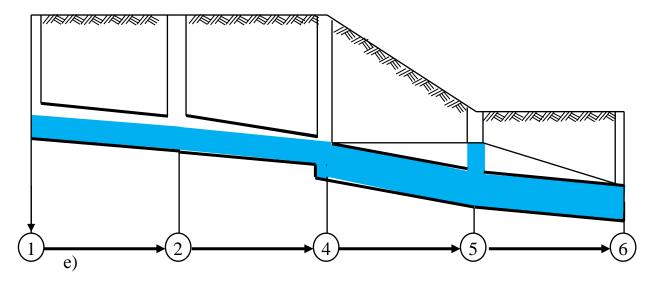


Рисунок 2.29 - Распределение потоков в кольцевых системах водоотведения

Таким образом, предлагается методика расчета СВО разветвленной и кольцевой структуры и ее реализация в виде ПК TRACE-К. Данная методика позволит проектировщикам обосновывать параметры кольцующих разгрузочных коллекторов при решении задач реконструкции и развитии СВО. Для эксплуатирующих организаций она может быть полезная в системе диспетчерского аварийных ситуаций управления при локализации оптимизации режимов транспортирования стоков. В условиях автоматизации распределения потоков с помощью данной методики можно заранее рассчитать управляющие воздействия на «шиберные» устройства и с моделировать последствия их открытия или прикрытия.

ГЛАВА 3. МАТЕМАТИЧЕСКАЯ ПОСТАНОВКА, МЕТОДИКА И МЕТОДЫ ОПТИМИЗАЦИИ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ

3.1. Математическая постановка задачи реконструкции и развития систем водоотведения

Методология оптимального проектирования развивающихся СВО, изложенная в первой главе, основывается на сопоставлении стоимостных, технических, надежностных, экологических характеристик сооружений и трубопроводов. Основные технологические параметры проектируемого объекта учитываются через их стоимость посредством критерия оптимизации, на основе которого и выбирается лучший вариант развития. Надежность, безопасность и экологичность, а также другие критерии учитываются в виде ограничений определенного вида как на технические параметры, так и на инвестиции в строительство и эксплуатацию СВО. За критерий оптимизации принимается минимум суммарных приведенных к одному году затрат на сооружение и эксплуатацию всех элементов сети, включая затраты электроэнергии на перекачку транспортируемой среды, которые могут быть выражены как функция расходов, диаметров труб и затраты, связанные с ликвидацией аварийных ситуаций.

Общепринятый критерий приведенных (к одному году) затрат на строительство и эксплуатацию объекта записывается в следующем виде [73]:

$$3 = (E + f_c) \cdot K + c_3 \mathcal{P}_{r}, \tag{3.1}$$

где 3 — приведенные затраты; K — капиталовложения в сеть; E — коэффициент эффективности капиталовложений, который в условиях рыночной экономики отождествляется с банковскими процентами; f_c — доля отчислений на амортизацию, текущий ремонт и обслуживание сети; $c_{\mathfrak{p}}$ — удельная стоимость электроэнергии; \mathfrak{I}_r — годовая потребность в электроэнергии.

В задачах технико-экономического сравнения вариантов большое значение имеет исходная информация о множестве параметров различных

альтернатив. Запись критерия в виде (3.1) не учитывает стоимость качества предоставляемых коммунальных услуг, поэтому потребовалось расширить данный критерий для учета всех затрат в сооружения и эксплуатации СВО.

Как показали проведенные исследования [84], критерий оптимизации в приведенных расчетных затрат (3.1), в основном направлен Хотя минимизацию единовременных капиталовложения. известно, что жизненный CBO эксплуатационные затраты за ЦИКЛ превышают единовременные капиталовложения в 10-20 раз. Очевидно, при обосновании проекта реконструкции и развития СВО следует учитывать затраты всего жизненного цикла системы. Эти затраты можно представить в следующем виде:

$$C = \left(C_{I}^{TP} + C_{II}^{HC}\right) + \sum_{t=1}^{T} \left(\frac{C_{3KC}^{TP}(t) + C_{3KC}^{HC}(t) + C_{3JK}(t)}{(1+r)^{t}}\right) + \frac{C_{D}}{(1+r)^{T}},$$
(3.2)

где: C_{I}^{TP} , C_{II}^{HC} - затраты, связанные с проектированием, с приобретением оборудования (труб, механизмов, средств автоматизации и диспетчеризации), с C_{2KC}^{TP} , C_{2KC}^{HC} строительством монтажом системы водоотведения. эксплуатационные затраты, состоящие из затрат на оплату труда основных рабочих, отчислений производственных на социальное страхование, амортизационных отчислений на полное восстановление, ремонтного фонда, цеховых и обще эксплуатационных расходов (накладных), прочих прямых расходов (рассчитываются согласно документу: «Методика планирования, учета и калькулирования себестоимости услуг жилищно-коммунального хозяйства», утвержденной Постановлением Госстроя РФ №9 от 23.02.99 г); $C_{\scriptscriptstyle \mathcal{D}\!\!\!/\!\!\!/\!\!\!/}$ - годовые затраты электроэнергии на перекачку сточной жидкости; $C_{\scriptscriptstyle D}$ затраты на разборку и утилизацию отслужившего свой срок оборудования; Т время жизненного цикла (принимается временной интервал, соответствующий сроку морального износа оборудования); r - норма дисконта (величина ставни рефинансирования ЦБ РФ), играет роль базового уровня, в сравнении с которым оценивается экономическая эффективность варианта проекта.

Для сети водоотведения, состоящей из n участков и неизменных эксплуатационных затратах за исследуемый временной период T:

$$C = \sum_{i=1}^{n} \left(C_{i}^{TP} + \frac{T}{(1+r)^{T}} \cdot C_{\ni KC_{i}}^{TP} \right) + \sum_{i=1}^{n} \left(C_{i}^{HC} + \frac{T}{(1+r)^{T}} \cdot \left(C_{\ni KC_{i}}^{HC} + C_{\ni JIK_{i}} \right) \right) + \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{C_{Di}}{(1+r)^{T}} \right). \quad (3.3)$$

В работе использована информация, приведенная в укрупненных нормативах цен строительства: НЦС 81-02-14-2012. «Сети водоснабжения и канализации» [50], в документе: «Сметные нормы и расценки на новые технологии в строительстве», в прайс- листах различных производителей и строительных компаний. Приведенные ниже формулы расчета стоимости относятся к I —му кварталу 2015 г. После обработки информации, представленной в данных документах, получены (с величиной достоверности аппроксимации $R^2 = 0.9$) функции вида, тыс. руб.:

$$C_I^{TP} = \left(\mathbf{a} \cdot \Gamma^{\alpha} \cdot d_i + b \cdot \Gamma^{\beta} \right) \cdot L_i, \tag{3.4}$$

где: Γ – глубина заложения трубопровода, м; d_i – диаметр трубопровода, м; a, b, α, β – коэффициенты, которые зависят от материала труб, от состояния грунтов и способов строительства, L_i – длина участка i, км.

С учетом полученной формулы (3.4), можно построить функции стоимости прокладки самотечных коллекторов в зависимости от расхода транспортируемой сточной жидкости. При этом сделаем некоторые допущения. В частности, наполнение принимаем равным 0.8, (в практике проектирования наполнение в самотечном коллекторе рекомендуется в зависимости от его диаметра принимать от 0.6 до 0.9). В то же время, из гидравлики самотечных трубопроводов известно, что при наполнении 0.8 и выше расход транспортируемой сточной жидкости можно принимать равным расходу трубопровода, работающего полным сечением:

$$\overset{=}{e_i} = q_n = \frac{0.314}{N} \cdot d^{2.667} \cdot I^{0.5} , \qquad (3.5)$$

Следовательно, диаметр трубопровода можно вычислить из формулы (3.5):

$$d_i = \frac{N^{0.375}}{0.6477 \cdot I_i^{0.1875}} \cdot q_i^{0.375}. \tag{3.6}$$

Подставляя выражение (3.6) в (3.4), получим:

$$C_I^{TP} = \left(\mathbf{a} \cdot \Gamma^{\alpha} \cdot \frac{N^{0,375}}{0,6477 \cdot I_i^{0,1875}} \cdot q_i^{0,375} + b \cdot \Gamma^{\beta} \right) \cdot L_i. \tag{3.7}$$

При проектировании новых сетей водоотведения рекомендуется минимальный уклон принимать:

$$I_i = \frac{\varphi}{1000 \cdot d_i} \,, \tag{3.8}$$

Следовательно,

$$d_i = 6,655 \cdot N^{0,411} \cdot q_i^{0,411}, \tag{3.9}$$

Где q_i - расчетный расход на участке i, который вычисляется:

$$q_i = q_{cp, i} \cdot K_{o \delta u, i},$$

Где $q_{cp,\ i}$ - средний секундный расход на участке $i,\ _{M^3/c};\ K_{oбщ,\ i}$ - общий коэффициент неравномерности на участке $i,\$ полученный на основании фактических или прогнозных графиков поступления и движения стоков в системе водоотведения.

Соответственно, стоимость, тыс. руб.:

$$C_I^{TP} = (6,655 \cdot a \cdot \Gamma^{\alpha} \cdot N^{0,411} \cdot q_i^{0,411} + b \cdot \Gamma^{\beta}) \cdot L_i.$$
 (3.10)

Годовые эксплуатационные затраты трубопровода на основе нормативов можно представить в виде функции, тыс. руб. в год:

$$C_{\Im KC_i}^{TP} = \mathbf{a} \cdot L_i^{\alpha} + b \cdot L_i \cdot d_i^{\beta}. \tag{3.11}$$

Или

$$C_{3KC_i}^{TP} = \mathbf{a} \cdot L_i^{\alpha} + b \cdot L_i \cdot \left(\frac{N^{0,375}}{0,6477 \cdot I_i^{0,1875}} \cdot q_i^{0,375} \right)^{\beta}. \tag{3.12}$$

Так же получены стоимости проектирования и строительства насосных станций, с величиной достоверности аппроксимации $R^2=0.9$ в виде функций следующего вида, тыс. руб.:

$$C_{II\ i}^{\scriptscriptstyle HC} = (a \cdot H + b) \cdot q_i^{(\alpha \cdot H + \beta)}. \tag{3.13}$$

Годовые эксплуатационные затраты по КНС, тыс. руб. в год:

$$C_{_{9KC}}^{_{HC}} = 2794,54 \cdot q^{0,1352} + (3,277 \cdot H + 562,5) \cdot q^{0,4948-0,011 \cdot H}. \tag{3.14}$$

Стоимость годовых затрат электроэнергии насосных установок, тыс. руб. в год:

$$C_{\mathfrak{I}JK} = z_{\mathfrak{I}} \cdot \frac{n_{\mathfrak{I}} \cdot H \cdot q_{i}}{367, 2 \cdot \eta}$$
, или $C_{\mathfrak{I}JK} = 108 \cdot z_{\mathfrak{I}} \cdot H \cdot q_{i}$, (3.15)

Где: z_9 - стоимость электроэнергии, руб. за Квт час; n_9 - число часов использования нагрузки, для года n_9 = 8768 час; η - коэффициент полезного действия (К.П.Д) насосных агрегатов; H - действующий напор (напор насосной станции, м); q_i – расход сточной жидкости, м 3 /час.

В работе для различных материалов и способов производства работ получены численные значения коэффициентов в формулах (3.7) – (3.14). Эти коэффициенты представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 - Значения коэффициентов а,b,α, и β в формуле аппроксимации

Мате риал	Полиэтиленовые трубы				Чугунные трубы			
Вид работ ы	Разработ ка сухого грунта с погрузко й в автотран спорте	Разработ ка мокрого грунта с погрузко й в автотран спорте	Разраб отка сухого грунт а с погруз кой в отвале	Разраб отка мокро го грунт а с погруз кой в отвале	Разработ ка сухого грунта с погрузко й в автотран спорте	Разработ ка мокрого грунта с погрузко й в автотран спорте	Разраб отка сухого грунта с погруз кой в отвале	Разраб отка мокрог о грунта с погруз кой в отвале
	1	2	3	4	5	6	7	8
a	6731,9	7482,9	4655,8	7911,1	10878	10907	11104	10784
α	0,4383	0,3571	0,6744	0,3494	0,008	0,0381	0,0119	0,0682
b	24,843	252,99	31,376	89,192	248,3	339,15	38,502	149,59
β	2,5404	1,9536	2,3612	2,5325	1,7151	1,7498	2,7742	2,1787
Мате риал	Асбестоцементные трубы				Керамические трубы			

Вид работ ы	Разработ ка сухого грунта с погрузко й в автотран спорте	Разработ ка мокрого грунта с погрузко й в автотран спорте	Разраб отка сухого грунт а с погруз кой в отвале	Разраб отка мокро го грунт а с погруз кой в отвале	Разработ ка сухого грунта с погрузко й в автотран спорте	Разработ ка мокрого грунта с погрузко й в автотран спорте	Разраб отка сухого грунта с погруз кой в отвале	Разраб отка мокрог о грунта с погруз кой в отвале	
а	6005,9	5704,8	5793	5578,8	4166,9	3962,2	3498,6	3426,7	
$\frac{a}{\alpha}$	0,0614	0,1641	0,1119	0,207	0,0007	0,583	0,0318	0,2285	
b	251,3	358,01	63,105	153,36	480,58	444,26	220,42	357,45	
β	1,6828	1,6766	2,3871	2,112	1,3788	1,3651	1,7456	1,6505	
P	,	енах 1кв. 2				1,3031	1,7750	1,0303	
	труб при устройстве круглы канализационных колодцен состояния грунтов и			ых пластиковых		Бестраншейная прокладка (для полиэтиленовых труб)			
	Стоимос ть материа лов	для сухого грунта	для мокро го грунт а	откры тым способ ом	опускны м способом	для новых прокладо к	для замен труб с увелич ением диамет ра	для затяги вания в старую новую трубу меньш его диамет ра	
	17	18	19	20	21	22	23	24	
а	72,824	30,428	33,069		116,544	33335	24971	27840	
α	-0,011	0,0763	0,0657	0	0	1,0139	1,0139	1,0139	
b	12500	-5,844	3,0235	854,65 5	1025,5640	132,68	-403,07	1573	
β	0,4948	0,3556	0,4324	0,3276	0,3276	1,8881	1,8881	1,8881	
Годовые эксплуатационные затраты трубопровода									
	Полиэтиленовые		Чугунные		Асбестоцементные		Керамические		
		_	трубы		Tny	трубы		трубы	
	тру		тру		тру		тру		
a		213,02	тру	213,02	тру	213,02	Тру	213,02	
α		213,02 0,84	1.0	213,02 0,84	Тру	213,02 0,84	тру	213,02 0,84	
		213,02	1.0	213,02	100	213,02	тру	213,02	

Например, для полиэтиленовых труб, при наличии КНС, и при устройстве круглых пластиковых канализационных колодцев "РОСПАЙП" для мокрого грунта, L=1км, Γ =3м, T=15 лет, r=0.08, H=8м, Z₉=1руб.

$$\begin{split} \mathbf{C} &= \sum_{i=1}^{n} \Biggl(\Bigl(\Bigl(\mathbf{a} \cdot \boldsymbol{\Gamma}^{\alpha} \cdot \boldsymbol{d}_{i} + \boldsymbol{b} \cdot \boldsymbol{\Gamma}^{\beta} \Bigr) \cdot \boldsymbol{L}_{i} \Bigr) + \frac{T}{(1+r)^{T}} \cdot \Biggl(\mathbf{a} \cdot \boldsymbol{L}_{i}^{\alpha} + \boldsymbol{b} \cdot \boldsymbol{L}_{i} \cdot \Biggl(\frac{N^{0,375}}{0,6477 \cdot \boldsymbol{I}_{i}^{0,1875}} \cdot \boldsymbol{q}_{i}^{0,375} \Bigr)^{\beta} \Biggr) \Biggr) + \\ &+ \sum_{i=1}^{n} \Biggl(\Bigl(\bigl(\boldsymbol{a} \cdot \boldsymbol{\Gamma} + \boldsymbol{b} \bigr) \cdot \boldsymbol{q}_{i}^{(\alpha \cdot \boldsymbol{\Gamma} + \beta)} \Bigr) + \frac{T}{(1+r)^{T}} \cdot \Biggl(\Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Bigr) + \\ &+ \sum_{i=1}^{n} \Biggl(\frac{C_{Di}}{(1+r)^{T}} \Biggr) \Biggr) + \sum_{i=1}^{n} \Biggl(\frac{C_{Di}}{(1+r)^{T}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,4948 - 0,011 \cdot \boldsymbol{\Gamma}} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} \Biggr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{\Gamma} + 562,5 \bigr) + C_{Di} \Biggl(2794,54 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352} + \bigl(3,277 \cdot \boldsymbol{q}^{0,1352}$$

ИЛИ

$$C = \left(1710315 \cdot \frac{N^{0,375}}{I_i^{0,1875}} \cdot q_i^{0,375} + 2163,75\right) + 0,0022 \cdot \left(213,02 + 0,007 \cdot \frac{N^{0,6888}}{I_i^{0,3444}} \cdot q_i^{0,6888}\right) + \left(12718,48 \cdot q_i^{0,4652} + 96,1835 \cdot q_i^{0,6349} + \right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{2794,54 \cdot q^{0,1352} + 572,331 \cdot q^{0,4618}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + \left(\frac{12718,48 \cdot q_i^{0,3276}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot z_3 \cdot H \cdot q_i}\right) + 0,0022 \cdot \left(\frac{12794,54 \cdot q^{0,1352}}{+108 \cdot q^{0,1352}}\right) + 0,00$$

Функция (3.16) графически представлена на рисунке 3.1.

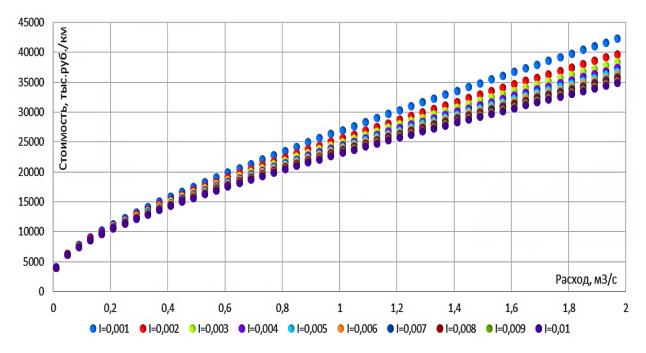


Рисунок 3.1 - Графическое представление функции (3.16) для различных коллекторов

Как видно из рисунка 3.1 функция имеет выпуклый характер.

3.2. Исследование функции затрат и задачи оптимального синтеза систем водоотведения

С учетом полученной функции затрат (3.3) можно графически интерпретировать решение задачи оптимизации структуры и параметров системы водоотведения. На рисунке 3.2 представлен функционал для системы водоотведения, состоящей из двух параллельных участков. Функционал рассекается плоскостью, соответствующей условию материального баланса в виде:

$$X_1 + X_2 = Q.$$

Эта плоскость на рисунке 3.2 отсекает в координатах X_1 и X_2 значения, равные $X_1 = Q$ и $X_2 = Q$. В то же время на функционале эта плоскость формирует две точки минимума затрат (два экстремума), это точки C_{I} и C_{2} , которые соответствуют участку 1 или 2. Для данного примера оптимальным будет участок 1. Все кольцевые решения, например а, b, будут более затратными. Такое утверждение справедливо лишь для новых сетей и сооружений. Для реконструируемых участков функция затрат будет дискретной и не обязательно выпуклой. На рисунке 3.2 проиллюстрировано это утверждение. Первый участок существующий и рассчитан на расход, соответствующий Q_I . В ходе развития системы транспортируемый расход увеличился до величины $Q_1 + Q_2$. Для пропуска этого расхода по участку 1 требуется его реконструкция в виде замены, или параллельной прокладки или бес канальной технологии расширения. В любом случае функция затрат имеет выпуклый характер, а в целом для участка 1 она будет кусочно-нелинейной. До расхода Q_1 затраты равны 0. Если не реконструировать участок 1, а построить участок 2, то, как это показано на рисунке 3.3, возникают три экстремума. Первый экстремум реконструкция участка 1, второй экстремум – прокладка участка 2 и отказ от существующего участка 1, третий экстремум – прокладка участка 2, рассчитанного лишь на новую нагрузку Q_2 . Этот вариант соответствует кольцевому решению и в нашем примере он оказался самым оптимальным.

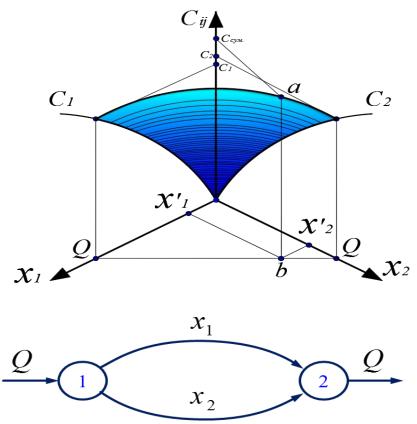


Рисунок 3.2 - Интерпретация задачи оптимизации новых сетей водоотведения

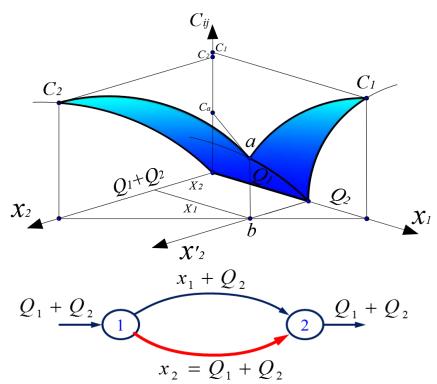


Рисунок 3.3 - Интерпретация задачи оптимизации развивающихся СВО

Таким образом, при проектировании новых сетей с экономической точки зрения всегда будет выгодной структура сети в виде дерева, а при реконструкции существующих сетей даже с экономической точки зрения

оптимальными могут быть и кольцевые решения. Это важное утверждение определяет выбор метода оптимизации и обосновывает получаемые при этом решений.

3.3. Разработка метода оптимизации структуры и параметров систем водоотведения

Выбор оптимальных структур и параметров новых и реконструируемых СВО является определяющим при разработке их перспективных схем развития. В работе предлагается эту задачу решать на основе предварительно построенных избыточных схем, которые формируются на основе наложения нескольких, заранее проработанных вариантов развития СВО [115, 122, 153, 156]. На основе избыточной схемы составляется транспортная сеть, на которой решается задача поиска максимального потока минимальной стоимости (метод Форда-Фалкерсона) [102, 104]. При этом ограничения на пропускные способности существующих коллекторов назначаются условия заиливающих скоростей (нижние ограничения) и недопустимости работы коллекторов в напорном режиме (верхние самотечных ограничения). Стоимость единицы потока определяется по каждому участку сети на основе стоимостных данных по капиталовложениям и эксплуатационным затратам. В результате оптимизации определяются трасса и параметры новых участков варианты реконструкции существующих коллекторов (перекладка способом, или бесканальная перекладка, открытым или прокладка параллельного трубопровода).

Задача в этом случае формируется следующим образом:

$$\sum_{i=1}^{n} C_{i} \cdot K_{o \delta u, i} \cdot x_{i} \to \min, \Pi p_{\mathbf{H}} \underline{e}_{i} \leq x_{i} \leq \underline{e}_{i}, A \cdot x = q_{cp}^{\prime}. \tag{3.17}$$

где C_i стоимость едины потока, x_i - искомый поток на ветви избыточной или транспортной сети, A - матрица инциденции узлов и участков схем, q_{cp} -

вектор средних секундных расходов стоков, поступающих в системе водоотведения, \underline{g}_i , \underline{g}_i , \underline{g}_i - нижние и верхние ограничения на поток. При этом поток должен быть больше потока, соответствующего не заиливающим скоростям и меньше потока для полного сечения (3.5).

Работа метода начинается с выбора кратчайшего маршрута от S к t, который соответствует минимальному значению сумме удельных величин Затем увеличивается стоимости потока. величина потока систематического поиска всех возможных маршрутов от S к t. Как только будет найдена одна из таких цепей, поток вдоль нее увеличивается до максимального значения. Алгоритм заканчивает работу и дает максимальный поток, если нельзя найти ни одну цепь, увеличивающую поток. При этом граф распадается на два несвязных подграфа. Метод Форда – Фалкерсона относится к методам целочисленного И линейного программирования. Поэтому функция (3.3)заменяется кусочно линейной. Для стоимостная полиэтиленовых труб на рисунке 3.4 такие преобразования показаны. При этом в избыточной и транспортной сети каждый расчетный участок заменяется на участков два участка (или зависимости OT количества аппроксимации) с ограничениями на потоки и удельными стоимостями потоков, показанных на рисунке 3.5.

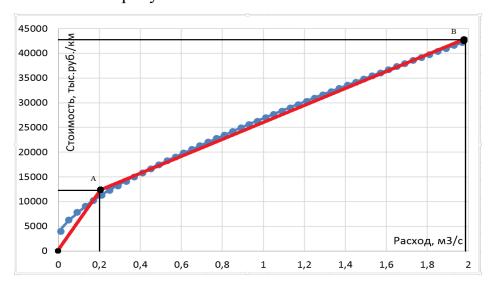


Рисунок 3.4 - Кусочно-линейная аппроксимация функции (3.3) стоимости строительства трубопроводов от расхода сточной жидкости

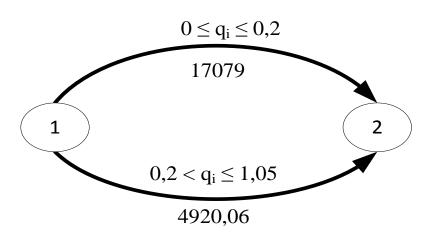


Рисунок 3.5 - Граф аппроксимации выпуклой функции затрат

- для участка ОА:
$$a_1 = \frac{C_1}{q_1} = \frac{3415,8}{0,2} = 17079$$
 тыс. руб. на м³/с.

- для участка AB:
$$a_2 = \frac{C_2 - C_1}{q_2 - q_1} = \frac{7597,85 - 3415,8}{0,85} = 4920,06$$
 тыс. руб. на м³/с.

Если фактический расход $x_{ij} \leq \overline{e}_{ij}$, то на участке будет наблюдаться самотечный режим. В противном случае $(x_{ij} \geq \overline{e}_{ij})$ установится напорный режим в самотечном коллекторе (такой случай в предлагаемой методике исключается). Для новых участков сети, ее максимальная пропускная способность не ограничивается, либо ограничивается исходя из аппроксимации стоимостной функции затрат [33, 34, 75, 114, 124, 126, 128, 135, 136]. Минимальная пропускная способность (\underline{e}_{ij}) существующего коллектора назначается из условия не заиливающих скоростей. Согласно СНиП 2.04.03-85 [94] заиливающая скорость вычисляется по формуле:

$$V_{\min} = (0.2613 \cdot \ln(d) + 1.156).$$

Для хозяйственно бытовой канализации:

$$\underline{\mathbf{g}}_{ij} = V_{\min} \cdot \omega = 0.6 \cdot d^2 \cdot (0.2613 \cdot \ln(d) + 1.156). \tag{3.18}$$

Для ливневой канализации:

$$\underline{\underline{e}}_{ii} = V_{\min} \cdot \omega = 0.471 \cdot d^2. \tag{3.19}$$

Пусть задана транспортная сеть в виде одного маршрута, представленного на рисунках 3.6.а и 3.6.б. В примере над каждой ветвью приписаны максимальные пропускные способности.

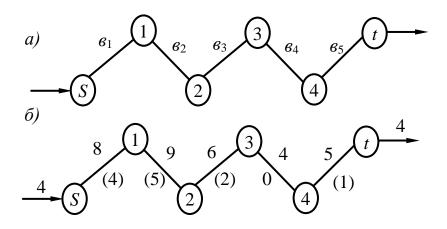


Рисунок 3.6 - Определение максимального потока

Максимальный поток, который можно пропустить по данному маршруту, определяется следующим образом:

$$\bar{x}^{(t)} = min\{e_{ij}\} = 4$$
,

что соответствует ребру 3–4. Данное ребро считается насыщенным, другие ребра будут иметь резерв по пропускной способности.

$$x_{ij}^V = e_{ij} - \overline{x}^{(t)}.$$

Если заданы двухсторонние ограничения $\underline{e}_{ij} \le x_{ijj} \le \overline{e}_{ij}$, то вначале определяется максимальный поток, затем минимальный и сравниваются между собой.

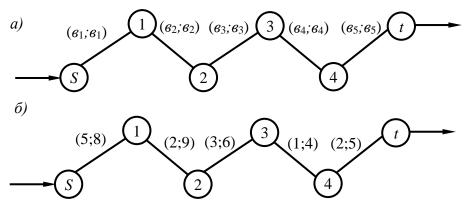


Рисунок 3.7 - Определение максимального потока при его двух стороннем ограничении

Если окажется, что минимальный поток будет больше максимального, то исследуемый маршрут не обеспечит пропуск допустимого потока. Из рисунка 3.7 видно, что максимальный поток будет равен 4 и соответствовать

потоку на участке 3 - 4, а минимальный поток будет равен 5 и соответствует потоку на участке S -1. Следовательно, данный маршрут не обеспечит пропуск допустимого потока.

Пусть задан или выбран кратчайший маршрут $min \sum C_i$, например, состоящий из пяти ребер (рисунки 3.8.а и 3.8.б). На схеме первое число в скобках соответствует стоимости единицы потока, второе - максимальная пропускная способность ветви.

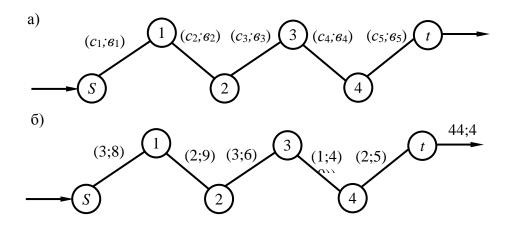


Рисунок 3.8 - Определение максимального потока минимальной стоимости

Максимальный поток, который можно пропустить по данному маршруту, будет равен:

$$x^{-(t)} = \{e_i\} = 4$$
.

Стоимость потока определяется как

$$\sum C_i x^{-(t)} = 4 \cdot 3 + 4 \cdot 2 + 4 \cdot 3 + 4 \cdot 1 + 4 \cdot 2 = 44$$
 (единицы).

Рассмотрим изложенную выше методику применительно к решению задачи оптимизации проектируемой системы водоотведения. На рисунке 3.9 представлена избыточная схема, полученная в результате наложения двух проектных решений.

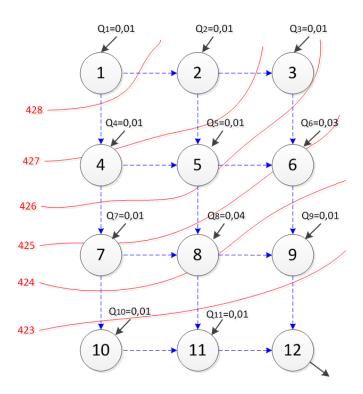


Рисунок 3.9 - Избыточная схема проектируемой системы водоотведения,

 Q_i — величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента j, m^3/c ; красным цветом — рельеф и его отметки; стрелки голубого цвета — направление потока.

Известны: длины участков и расходы поступления стоков в систему водоотведения от абонентов; материал трубопроводов принят полиэтиленовым; глубина заложения Γ =3м; вид работы - разработка мокрого грунта с погрузкой в автотранспорт.

Для указанных условий функция стоимости потока будет соответствовать (3.16)

Данную функцию, как это показано на рисунках 3.4 и 3.5, можно аппроксимировать двумя линейными отрезками. При этом в избыточной и транспортной сети каждый расчетный участок заменяется на два участка с ограничениями на потоки и удельными стоимостями потоков:

- для участка ОА:
$$a_1 = \frac{C_1}{q_1} = \frac{3415,8}{0,2} = 17079$$
 тыс. руб. на м³/с.

- для участка AB:
$$a_2 = \frac{C_2 - C_1}{q_2 - q_1} = \frac{7597,85 - 3415,8}{0,85} = 4920,06$$
 тыс. руб. на м³/с.

В избыточной схеме на рисунке 3.10 для каждого участка сети в скобках прописаны следующие значения: первая цифра - стоимость единицы потока, вторая — максимальная пропускная способность сети (для новых участков она равна 100, т.е. имеет максимальное значение).

Таблица 3.2 - Вычисление стоимости единицы потоков

№ участка	Участок	Длина участка, в <i>м</i>	Удельная стоимость потока в тыс. руб./м на 1м³/с (для q _i ≤0,2м³/с)	Удельная стоимость потока в тыс. руб./м на 1м³/с (для q _i ≥0,2м³/с)	Стоимость единицы потока в тыс. руб. на 1м³/с (для $q_i \le 0,2m^3/c$)	Стоимость единицы потока в тыс. руб. на $1m^3/c$ (для $q_i \ge 0, 2m^3/c$)
1	1-2	300	17 079,00	4 920,60	5 123,70	1 476,18
2	2-3	300	17 079,00	4 920,60	5 123,70	1 476,18
3	1-4	250	17 079,00	4 920,60	4 269,75	1 230,15
4	2-5	300	17 079,00	4 920,60	5 123,70	1 476,18
5	3-6	270	17 079,00	4 920,60	4 611,33	1 328,56
6	4-5	300	17 079,00	4 920,60	5 123,70	1 476,18
7	5-6	250	17 079,00	4 920,60	4 269,75	1 230,15
8	4-7	300	17 079,00	4 920,60	5 123,70	1 476,18
9	5-8	310	17 079,00	4 920,60	5 294,49	1 525,39
10	6-9	280	17 079,00	4 920,60	4 782,12	1 377,77
11	7-8	250	17 079,00	4 920,60	4 269,75	1 230,15
12	8-9	300	17 079,00	4 920,60	5 123,70	1 476,18
13	7-10	400	17 079,00	4 920,60	6 831,60	1 968,24
14	8-11	320	17 079,00	4 920,60	5 465,28	1 574,59
15	9-12	310	17 079,00	4 920,60	5 294,49	1 525,39
16	10-11	320	17 079,00	4 920,60	5 465,28	1 574,59
17	11-12	280	17 079,00	4 920,60	4 782,12	1 377,77

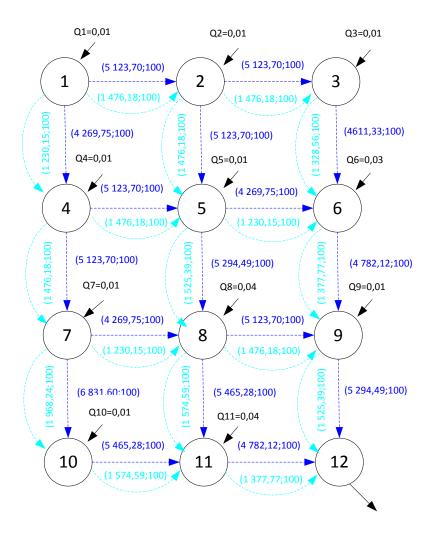


Рисунок 3.10 - Избыточная схема реконструирующей системы водоотведения,

где синим цветом — в условие, когда величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента с ограничениями на потоки и удельными стоимостями потоков меньше 0,2 м³/с; голубым цветом - в условие, когда величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента с ограничениями на потоки и удельными стоимостями потоков больше 0,2 м³/с.

Транспортная сеть формируется путем замыкания всех абонентов на общий узел S — исхода потоков, а все сбросы или поступления стоков на КОС, замыкаются на узел t - входа потоков. При этом максимальная пропускная способность ветвей — абонентов соответствует их нагрузке, м³/с. Стоимость единице потока при этом равна 0. Для ветвей сброса потоков пропускная способность не ограничивается, а стоимость единицы потока может соответствовать удельной стоимости очистных сооружений

Такая транспортная сеть представлена на рисунке 3.11.

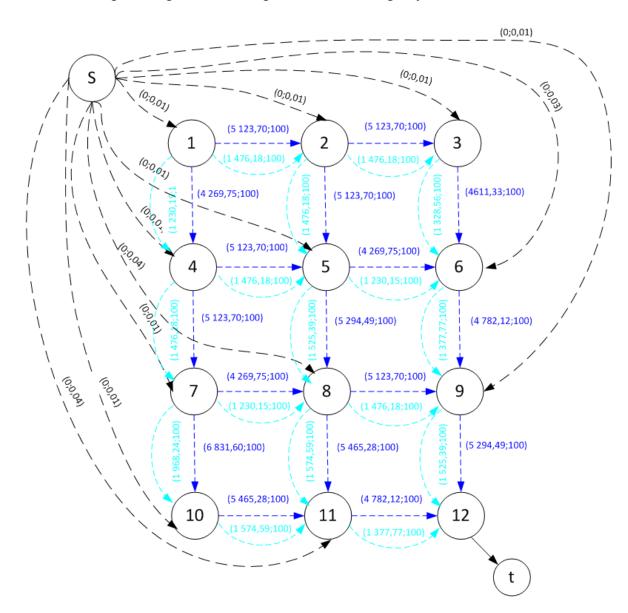


Рисунок 3.11 - Транспортная сеть реконструирующей системы водоотведения

В этом случае мы исследуем, что величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента с ограничениями на потоки и удельными стоимостями потоков меньше $0.2~{\rm m}^3/{\rm c}$.

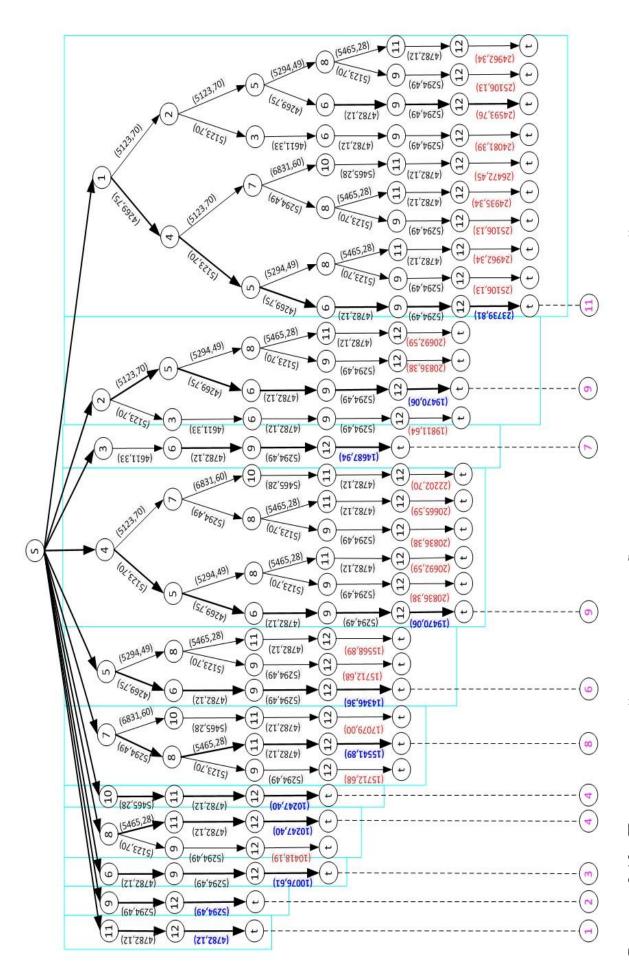
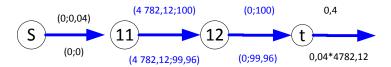


Рисунок 3.12 - Поиск всех путей между точками S к t и определение самых коротких путей по стоимостям единицы

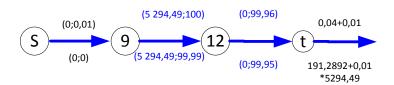
 Γ де: цифры в сковках — стоимость единицы потока, в тыс. руб. на 1 м 3 /с; Кратчайший путь:

1.



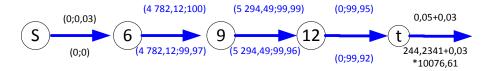
Удаляем участок S-11.

2.



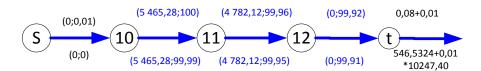
Удаляем участок S-9.

3.



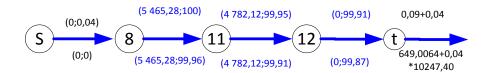
Удаляем участок S-6.

4.



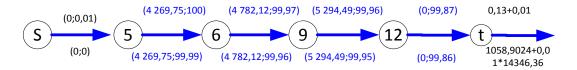
Удаляем участок S-10.

5.



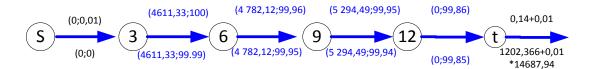
Удаляем участок S-8.

6.



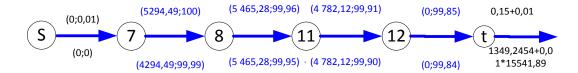
Удаляем участок S-5.

7.



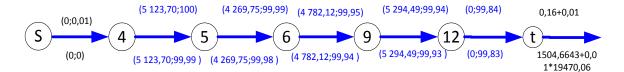
Удаляем участок S-3.

8.



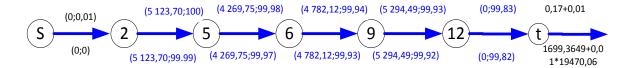
Удаляем участок S-7.

9.



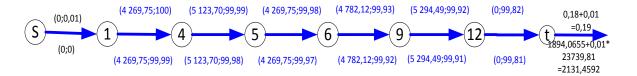
Удаляем участок S-4.

10.



Удаляем участок S-2.

11.



Удаляем участок S-1.

В итоге расчетный граф развалился на два не связных графа. Следовательно, расчет считается законченным. Мы получим оптимальную схему новой сети водоотведения, представлена на рисунке 3.13.

Стоимость строительства:

$$C = \sum C_{ij} \cdot q_{ij}$$
 или

C = 2 131,46 тыс.руб.

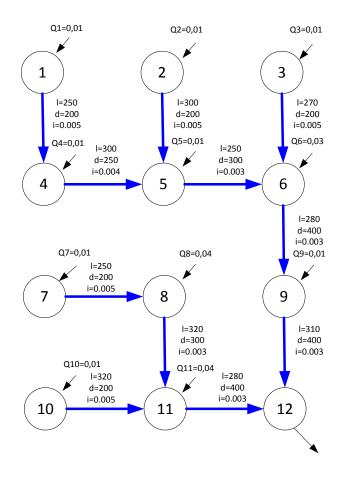


Рисунок 3.13 - Оптимальная схема новых сети водоотведения,

где d — диаметр участка, мм; Q_i — величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента, м³/с; l — длина участка, м; i — гидравлический уклон.

Параметры трубопроводов новых сети водоотведения представлены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 - Параметры трубопроводов новых сети водоотведения

Участок	Длина <i>L, м</i>	Стоимость единицы потока, С _{іі} тыс. руб.	Расход на участке, <i>м³/с</i>	Стоимость строительства, С, тыс. руб.	Диаметр <i>трубы, d, м</i>		Уклон, <i>i</i>
1-4	250	4 269,75	0,01	42,70	0,17	0,20	0,005
2-5	300	5 123,70	0,01	51,24	0,17	0,20	0,005
3-6	270	4 611,33	0,01	46,11	0,17	0,20	0,005

4-5	300	5 123,70	0,02	102,47	0,22	0,25	0,004		
5-6	250	4 269,75	0,04	170,79	0,29	0,30	0,003		
6-9	280	4 782,12	0,08	382,57	0,37	0,40	0,003		
7-8	250	4 269,75	0,01	42,70	0,17	0,20	0,005		
8-11	320	5 465,28	0,05	273,26	0,31	0,30	0,003		
9-12	310	5 294,49	0,09	476,50	0,39	0,40	0,003		
10-11	320	5 465,28	0,01	54,65	0,17	0,20	0,005		
11-12	280	4 782,12	0,10	478,21	0,40	0,40	0,003		
	Σ=2 121,21 тыс. руб.								

3.4. Оптимальная реконструкция развивающихся систем водоотведения

Рассмотрим изложенную выше методику применительно к решению задачи оптимальной реконструкции системы водоотведения, представленной на рисунке 3.14.

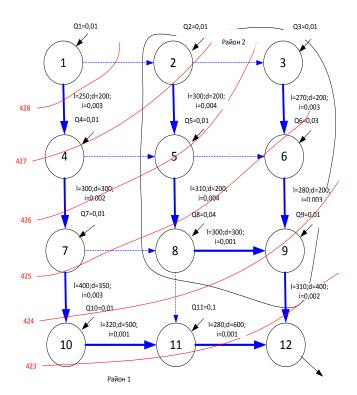


Рисунок 3.14 - Существующая схема системы водоотведения,

где l — длина участка, м; d — диаметр участка, мм; Q_i — величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента, м³/с; i — гидравлический уклон; темно — красным цветом — рельеф и его отметка.

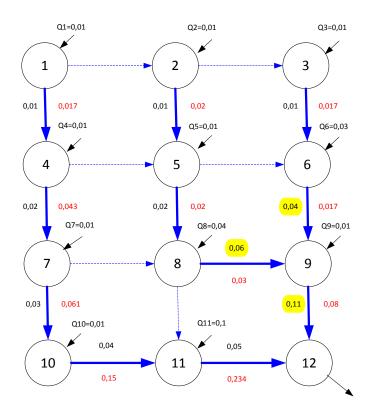


Рисунок 3.15 - Существующая схема системы водоотведения,

где - синим цветом - фактический расход коллектора, m^3/c ; красным цветом - максимальная пропущенная способность коллектора, m^3/c ; желтым цветом — перегружённые участки, m^3/c .

На рисунках 3.14, 3.15 стрелками, направленными к вершинам графа, показаны величины поступления стоков в систему водоотведения от абонентов. Каждому из участков сети приписаны потоки: красным цветом - указана максимальная пропущенная способность коллектора, вычисленная по формуле (3.5); синим цветом — величины фактических расходов по коллекторам.

Как видно из рисунка 3.15 район 1 перегружен и на участках 8-9; 6-9; 9-12 пропускные способности ветвей меньше фактических расходов. Для района 2 все участки недогружены. Возникает потребность в реконструкции сети путем устройства новых разгрузочных коллекторов, которые бы при минимальных затратах на их сооружения, обеспечили бы равномерную загрузку всей сети водоотведения. При этом стоимость единицы потока для существующих сетей можно условно принять, равной 0, а для новых

коллекторов следует вычислять согласно изложенной выше методике аппроксимации затрат.

Рассмотрим вариант реконструкции существующей CBO за счет устройства дополнительных самотечных коллекторов.

Для указанных условий функция стоимости потока так же будет соответствовать функцией (3.16). И данную функцию, как это показано на рисунках 3.4 и 3.5, можно аппроксимировать двумя линейными отрезками. В нашей задачи, расход от абонентов и фактический расход на существующих участках меньше $0.2 \text{ m}^3/\text{c}$.

Мы получим стоимости единицы потока по участкам:

Для участка 2-3. 1=330м.

$$C_{2,3} = C_i \cdot l_{2-3} = 17079 \cdot 330/1000 = 5636,07$$
 тыс. руб на $1 \text{ м}^3/\text{c}$.

- Для участка 1-2. l=250м.

$$C_{1,2} = C_i \cdot l_{1-2} = 17079 \cdot 250/1000 = 4269,75$$
 mыс. py6 Ha 1 M^3/c .

Для участка 5-6. 1=670м.

$$C_{5,6} = C_i \cdot l_{5-6} = 17079 \cdot 670/1000 = 11442,93$$
 тыс. руб на $1 \text{ M}^3/\text{c}$.

Для участка 4-5. 1=500м.

$$C_{4,5} = C_i \cdot l_{4-5} = 17079 \cdot 500/1000 = 8539,5$$
 тыс. руб на $1 \text{ M}^3/\text{c}$.

- Для участка 7-8. l=330м.

$$C_{7.8} = C_i \cdot l_{7-8} = 17079 \cdot 330/1000 = 5636,07 \text{ mыс. py6 Ha } 1\text{M}^3/\text{c.}$$

- Для участка 8-11: 1=500м.

$$C_{8,11} = a_4 \cdot l_{8-11} = 17079 \cdot 500/1000 = 8539,5$$
 тыс. руб на $1\,\mathrm{M}^3/\mathrm{c}$.

Стоимости единицы потока новых участков сети водоотведения представлены по таблице 3.4.

Таблица 3.4 - Стоимость единицы потока новых участков сети водоотведения

№ обанента	Q , расход от абонента в м ³ /с	№. Начального участка	№. Конечного участка	Длина участка, <i>l</i> , м	Стоимость единицы потока, C_{ij} тыс.руб. на M^3
1	0,01	1	2	250	4269,75
2	0,01	1	4	250	4269,75

3	0,01	2	3	330	5636,07
4	0,01	2	5	300	5123,70
5	0,01	3	6	270	4611,33
6	0,03	4	5	500	8539,50
7	0,01	4	7	300	5123,70
8	0,04	5	6	670	11442,93
9	0,01	5	8	310	5294,49
10	0,01	6	9	280	4782,12
11	0,01	7	8	330	5636,07
12	Узел сбр.	7	10	400	6831,60
		8	9	300	5123,70
		8	11	500	8539,50
		9	12	310	5294,49
		10	11	320	5465,28
_		11	12	280	4782,12

С учетом выше изложенного, построим избыточную схему системы водоотведения, включая существующие и новые возможные разгрузочные коллектора. Эта схема представлена на рисунке 3.16.

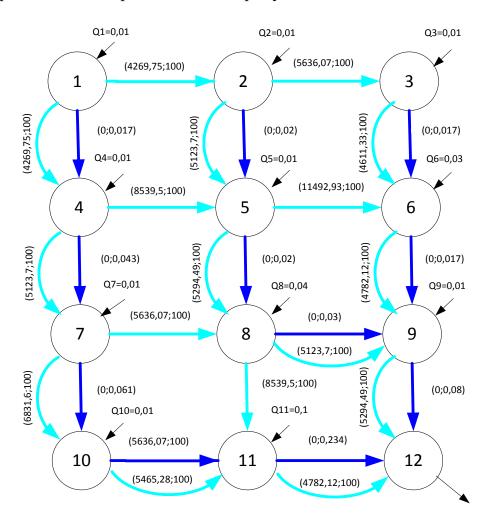


Рисунок 3.16 - Избыточная схема реконструирующей системы водоотведения

(в скобках прописаны следующие значения: первая цифра - стоимость единицы потока, вторая — максимальная пропускная способность сети (для новых участков сети она равна 100), т.е. имеет максимальное значение; стрелка голубым цветом — новый участок и его направление потока).

На рисунке 3.16 для каждого участка сети в скобках указаны следующие значения: первая цифра - стоимость единицы потока, вторая — максимальная пропускная способность сети. Для новых участков сети она равна 100, т.е. имеет максимальное значение. Новые участки сети показаны голубым цветом, стрелочки для них указывают возможное движение потоков в самотечном режиме. С учетом узлов поступления стоков построим транспортную сеть, которая представлена на рисунке 3.17.

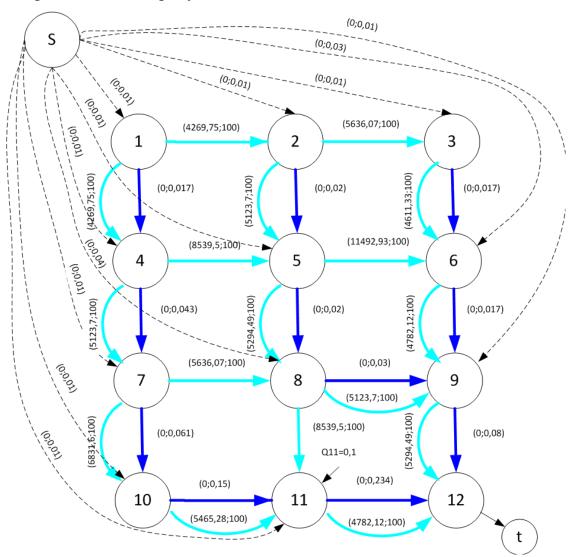
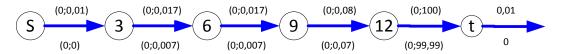


Рисунок 3.17 - Транспортная сеть реконструируемой системы водоотведения

На фиктивных ветвях, обозначенных штриховыми линиями (рисунок 3.17), указаны пропускные способности, равные величинам сброса стоков от абонентов (второе число в скобках), первое число – стоимость единицы потока, равная 0. Для новых участков сети указаны стоимости потоков и их максимальная пропускная способность.

Первый этап. Определяется кратчайший маршрут относительно удельных стоимостных значений потока. Очевидно, в начале эти маршруты пройдут по существующим участкам сети.

1.



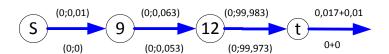
Для данного маршрута максимальный поток будет равен 0,01; а его стоимость, соответственно, рана 0. Под участками в скобках указаны стоимости потоков и оставшиеся резервы пропускной способности. Поток на участке *S-3* считается насыщенным и поэтому удаляется из схемы.

2.



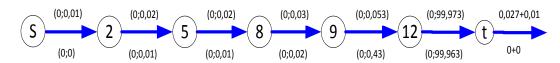
Удаляем участок 6-9.

3.



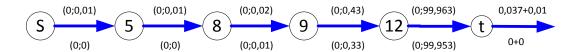
Удаляем участок S-9.

4.



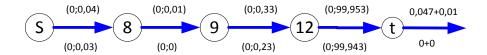
Удаляем участок S-2.

5.



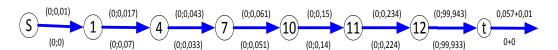
Удаляем участки S-5 и 5-8.

6.



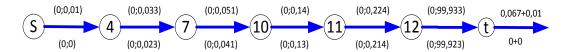
Удаляем участок 8-9.

7.



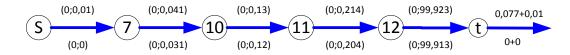
Удаляем участок S-1.

8.



Удаляем участок S-4.

9.



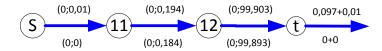
Удаляем участок S-7.

10.



Удаляем участок S-10.

11.



Удаляем участок S-11.

12.



Удаляем участки S-6 и 9-12.

13.



Удаляем участок S-8.

В итоге расчетный граф развалился на два не связных графа. Следовательно, расчет считается законченным. Окончательный вариант схемы распределения потоков представлены на рисунке 3.18. Согласно полученным результатам расчета требуется устройство двух разгрузочных коллекторов, показанных на рисунке 3.18 голубым цветом и общей стоимостью **0,337 млн.** руб.

Диаметр и уклон трубопровода определяется по формуле:

$$\mathbf{d}_{i} = 6,655 \cdot N^{0,411} \cdot q_{i}^{0,411},$$

$$I_i = \frac{1}{1000 \cdot d_i}.$$

И поэтому, мы построим два участка:

- Первый участок: параллельный существующему коллектору 6-9.

$$\mathbf{d}_{6-9} = 6,655 \cdot N^{0,411} \cdot q_{6-9}^{0,411}$$
или $\mathbf{d}_{6-9} = 0,25$ м,

$$I_{6-9} = \frac{1}{1000 \cdot d_{6-9}} = 0,005$$
.

- Второй участок: новый участок 8-11.

$$\mathbf{d}_{8-11} = 6,655 \cdot N^{0,411} \cdot q_{8-11}^{0,411}$$
или $\mathbf{d}_{6-9} = 0,25$ м,

$$I_{6-9} = \frac{1}{1000 \cdot d_{6-9}} = 0,004.$$

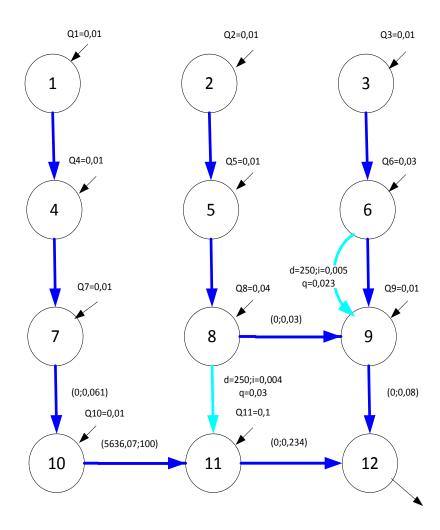


Рисунок 3.18 - Оптимальная схема реконструируемой системы водоотведения

Вариант схемы реконструкции СВО представленной на рисунке 3.18 предполагает перекладку или расширение существующих коллекторов. Для решения этой задачи вводятся фиктивные ветви, параллельные существующим коллекторам (рисунок 3.17). За счет таких ветвей расширяется пропускная способность коллектора. Если для существующих ветвей стоимость единицы потока принимается равной 0, то для параллельных фиктивных ветвей она соответствует затратам на реконструкцию данного коллектора, приведенную к единице потока. Используя прием дублирования существующих коллекторов фиктивными способы ветвями, ОНЖОМ оптимизировать реконструкции (расширение, параллельная прокладка, перекладка), каждый из способов моделируется соответствующей фиктивной ветвью.

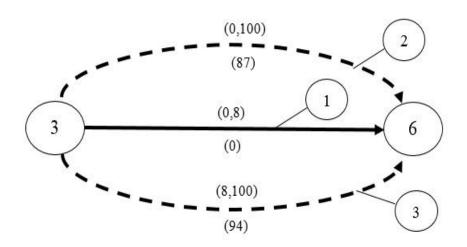


Рисунок 3.19 - Моделирование способов реконструкции и расширения существующего коллектора

На рисунке 3.19 ветвь -1- моделирует существующий коллектор, поэтому стоимость единицы потока равна 0. Ветвь -2- моделирует параллельную прокладку нового коллектора с пропускной способностью от 0 до 100 единицы и стоимость прокладки в единицах потока 87 тыс. руб. Ветвь - 3- моделирует увеличение диаметра за счет подземной бестраншейной технологии увеличения диаметра трубопровода со стоимостью работ в 94 тыс. руб. на единицу потока.

С помощью метода поиска максимального потока минимальной стоимости [104] можно так же определять и наилучший способ реконструкции отдельных участков сети и самотечных коллекторов.

Рассмотрим вариант реконструкции коллектора, состоящей из 5-ти участков (рисунок 3.20).

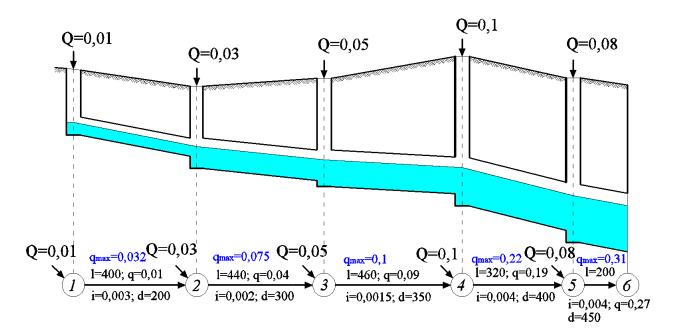


Рисунок 3.20 - Существующая схема системы водоотведения,

где l — длина участка, м; d — диаметр участка, мм; q — величина поступления стоков в систему водоотведения от абонентов, м 3 /с; i — гидравлический уклон.

Как видно из рисунка 3.20, существующий коллектор работает в самотечном режиме и его наполнение не превышает 0.8. Но если в ходе развития территории появляются новые абоненты и предполагается их Ha существующей подключение сети. основании проведенных гидравлических расчетов, согласно методике [118], режим работы на участках 4-5, 5-6 становится напорным и появится опасность выхода стоков на поверхность земли (рисунок 3.21). Наличие таких участков сети можно определить и без проведения гидравлических расчетов. Для этого необходимо сточной сопоставить расчетные расходы жидкости c расходами, соответствующими расходу для полного сечения, которые в свою очередь, можно вычислить по формуле (3.5).

Для примера, представленного на рисунке 3.21, для участков 4-5, 5-6 $q \ge q_{\max}$. Для существующих сетей q_{\max} и будет соответствовать максимальной пропускной способности участков в транспортной сети. Для новых участков сети, ее максимальная пропускная способность не ограничивается.

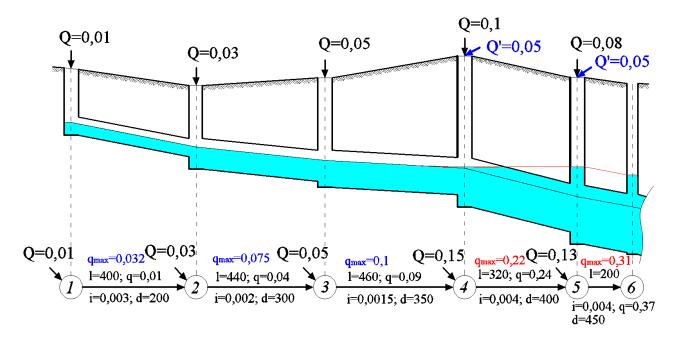


Рисунок 3.21 - Существующая схема системы водоотведения с расходами от новых абонентов,

где Q' — величина поступления стоков в систему водоотведения от новых абонентов, м 3 /с.

Анализ скорости движения стоков для рассматриваемого коллектора (рисунок 3.21) показал, что на участках 1-2, 2-3 они меньше заиливающих скоростей.

Следовательно, возникает задача приведения параметров режима к нормативным требованиям, которые могут быть обеспечены за счет следующих реконструкций:

- на первых двух участках сети уменьшить диаметры трубопроводов путем перекладки их на новые, либо осуществить бесканальную прокладку труба в трубе;
- на последних двух участках сети увеличить диаметры за счет перекладки трубопровода на больший диаметр, либо осуществить прокладку дополнительного параллельного трубопровода, либо выполнить бесканальное расширение трубопровода и прокладку в нем нового большего диаметра из полиэтиленовых труб.

Перечисленные варианты реконструкции можно представить в виде избыточной проектной схемы, которая представлена на рисунке 3.22.

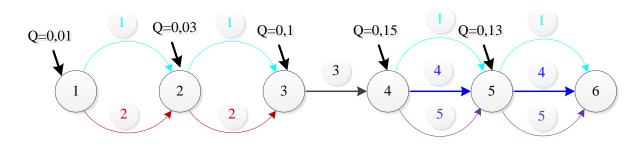


Рисунок 3.22 - Избыточная схема реконструируемой системы водоотведения

На рисунке 3.22 ветвь -1- моделирует параллельную прокладку нового коллектора; -2- устройство трубы меньшего диаметра в существующей трубе; - 3- моделирует существующий участок коллектора; -4- параллельная прокладка трубопровода открытым способом; -5- устройство труба в трубе путем расширения существующего участка коллектора и прокладки в нем трубы большего диаметра.

Для прокладки коллектора открытым способом на глубине *3м* из полиэтилена, длиной 1 км зависимость стоимости строительства коллектора от величины потока и уклона трубопровода:

$$C = 3565,98 \cdot \frac{q^{0.4266}}{i^{0.2133}}.$$
 (3.20)

Для бестраншейной прокладки труба меньшего диаметра в существующей трубе:

$$C = 815,79 \cdot \frac{q^{0.7452}}{i^{0.3726}}.$$
 (3.21)

Для бестраншейной прокладки с расширением существующего диаметра:

$$C = 1009 \cdot \frac{q^{0.7492}}{i^{0.3746}}.$$
 (3.22)

Зная уклоны трубопроводов, длины участков и максимально возможный расход сточной жидкости, можно определить для каждого участка стоимость единицы потока (таблица 3.5).

№ участка	Участок	Длина, l, м	Уклон, i	С, тыс. руб./ км	Максимальный поток, м 3 /с. $q_{ m max}$	Стоимость единицы потока, тыс. руб.
1	1-2	400	0,003	17079,00	0,032	6962,04
2	2-3	440	0,002	17079,00	0,075	7498,11
3	3-4	460	0,0015	17079,00	0,10	7903,33
4	4-5	320	0,004	17079,00	0,22	5504,18
5	5-6	200	0,004	17079,00	0,31	3302,51

Таблица 3.5 - Определение стоимости единицы потока

С учетом полученных ограничений на потоки и стоимости единицы потоков построена транспортная сеть (рисунок 3.23).

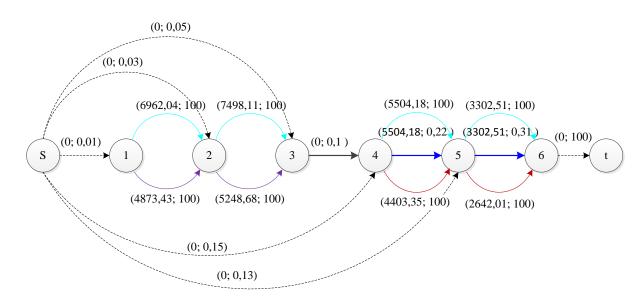
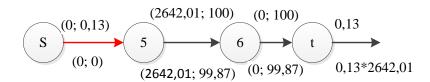


Рисунок 3.23 - Транспортная сеть оптимизации реконструкции канализационного коллектора

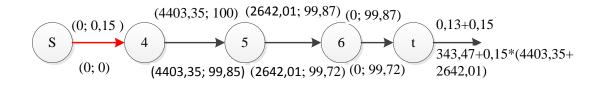
Штриховыми линиями обозначены сбросы стоков от абонентов. Этим линиям приписаны минимальные пропускные способности, равные нулю и максимальные пропускные способности, равные расчетной нагрузки. Для других ветвей приписаны стоимости единицы потока и их максимальные пропускные способности.

Поиск максимального потока минимальной стоимости осуществляется в виде последовательного анализа кратчайших (относительно величин удельной стоимости потока) маршрутов, идущих от вершины S в вершину t. Для каждого

маршрута находится максимальный поток, который может пройти по данному маршруту. Он равен минимальному значению из всех максимальных пропускных способностей участков, входящих в анализируемый маршрут. Стоимость потока на исследуемом маршруте определяется как величина потока, умноженная на удельные величины стоимости потока по каждому участку, входящему в маршрут. Участок с потоком, равным максимальному значению, считается насыщенным и исключается из транспортной сети. Далее, снова определяется кратчайший маршрут, и все вычисления повторяются до тех пор, пока транспортная сеть не распадется на два несвязных фрагмента. Для транспортной сети, представленной на рисунке 3.23. Первым кратчайшим маршрутом будет следующий:



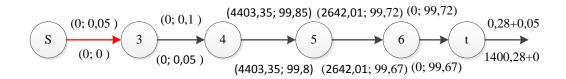
Максимальный поток для данного маршрута равен $0,13 \text{ м}^3/\text{с}$, а его стоимость, соответственно, рана $0,13 \cdot 2642,01 = 343,47 \text{ тыс.руб}$. Под участками в скобках указаны стоимости потоков и оставшиеся резервы пропускной способности. Поток на участке S-5 считается насыщенным и поэтому удаляется из схемы.



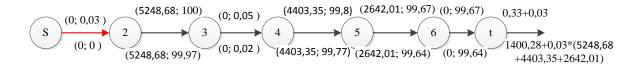
Следующий кратчайший маршрут:

Максимальный поток для данного маршрута равен $0,15 \text{ м}^3/\text{с}$, а его стоимость, соответственно, рана $0,15 \cdot 4403,35 + 0,15 \cdot 2642,01 = 1056,8$ тыс. руб.

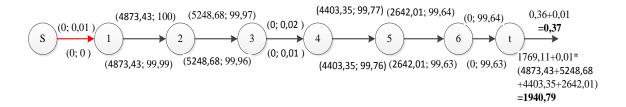
Удаляем участок S-4.



Удаляем участок S-3.



Удаляем участок S-2.



Удаляем участок S-1.

В итоге расчетный граф развалился на два не связных подграфа. Следовательно, расчет считается законченным. Окончательный вариант схемы распределения потоков представлены на рисунке 3.24. Согласно полученным результатом расчета требуется устройство двух труб на меньший диаметр и трех разгрузных параллельных коллекторов, показанных на рисунке 3.24 и общей стоимостью **1,941 млн. руб**.

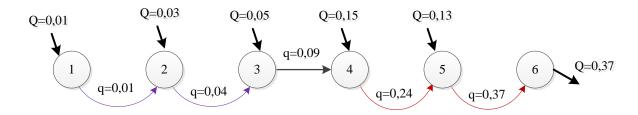


Рисунок 3.24 - Оптимальная схема реконструируемой системы водоотведения

Согласно рисунку 3.24 оптимальным будет вариант, когда первые два участка реконструируются методом труба меньшего диаметра в существующей трубе, а два последних участка реконструируются путем расширения

существующего участка коллектора и прокладки в нем трубы большего диаметра (рисунок 3.25).

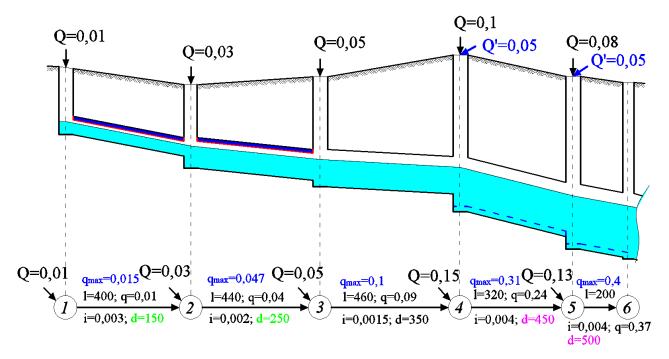


Рисунок 3.25 - Профиль коллектора после оптимальной его реконструкции

На рисунке 3.25 зеленым и фиолетовым цветом указаны диаметры новых трубопроводов, после устройства которых на всех участках коллектора расходы будут соответствовать самотечному режиму и скорости будут больше заиливающих скоростей.

Рассмотрим изложенную выше методику применительно к решению более сложной задачи оптимальной реконструкции системы водоотведения, представленной на рисунке 3.26. Существующая система водоотведения состоит из двух районов (1 и 2), которые между собой не связаны. В перспективе предполагается строительство третьего района, состоящего из 12-ти абонентов.

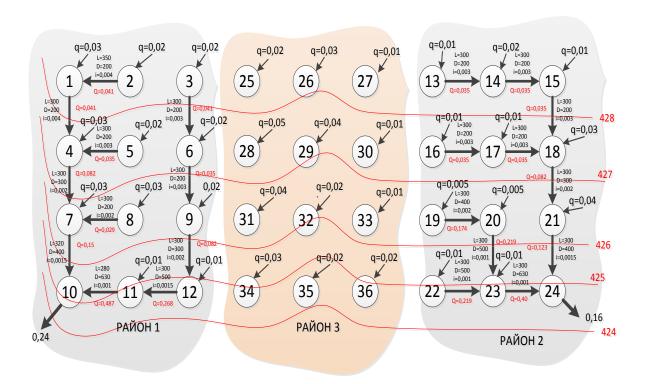


Рисунок 3.26 - Существующая схема системы водоотведения и новые объекты канализования

Ha рисунке 3.26 красным обозначены цветом максимальная пропущенная способность коллекторов, м³/с, рельеф и его отметки. Анализ существующей СВО показал, что имеются перегруженные участки сети. На рисунке 3.27 эти участки показаны желтым цветом. Очевидно, требуется их реконструкция. Для нового района необходимо запроектировать систему водоотведения и определиться, как она будет подключаться к существующей сети. Таким образом, возникает комплексная задача оптимизации реконструкции существующей сети и выбора трассы и параметров новых коллекторов.

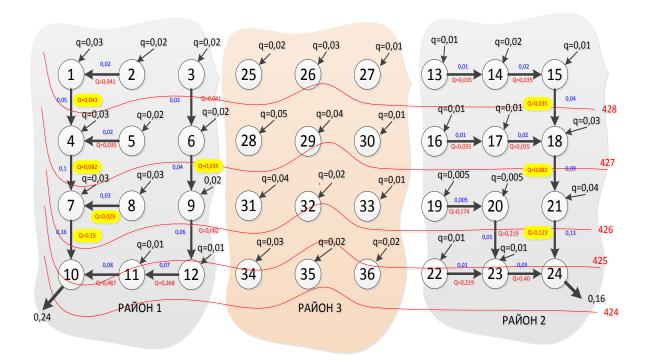


Рисунок 3.27 - Существующая схема системы водоотведения

На рисунке 3.27 синим цветом указан фактический расход коллектора, м³/с; желтым цветом — перегружённые участки. Исходя из возможных вариантов прокладки новых коллекторов и реконструкции существующих, была намечена избыточная схема, которая представлена на рисунке 3.28. В качестве варианта реконструкции существующих сетей рассматривается параллельная прокладка дополнительных трубопроводов. На рисунке 3.28 эти участки показаны синим цветом, а голубым цветом указаны новые возможные участки прохождения системы водоотведения.

Для каждого существующего и нового участков определены максимальные пропускные способности, удельные стоимости потоков и построена транспортная сеть (рисунок 3.29).

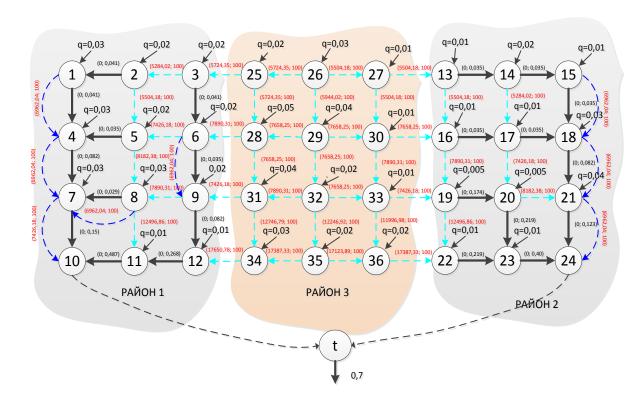


Рисунок 3.28 - Избыточная схема реконструирующей системы водоотведения

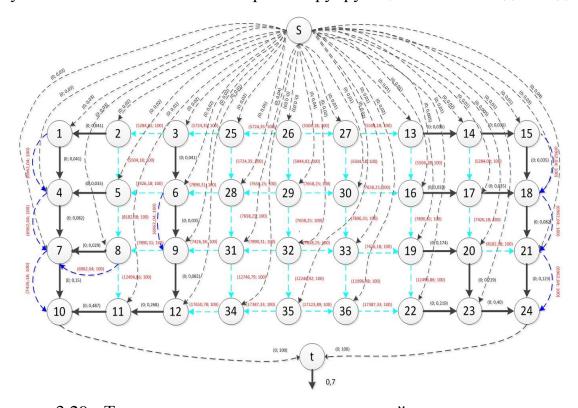


Рисунок 3.29 - Транспортная сеть реконструируемой системы водоотведения В результате поиска максимального потока минимальной стоимости было рассмотрено 47 маршрутов.

Окончательный вариант схемы распределения потоков представлены на рисунке 3.30. Согласно полученным результатам расчета требуется устройство пяти параллельных трубопроводов, показанных синим цветом и 21-го новых самотечных коллекторов, показанных светло голубым цветом.

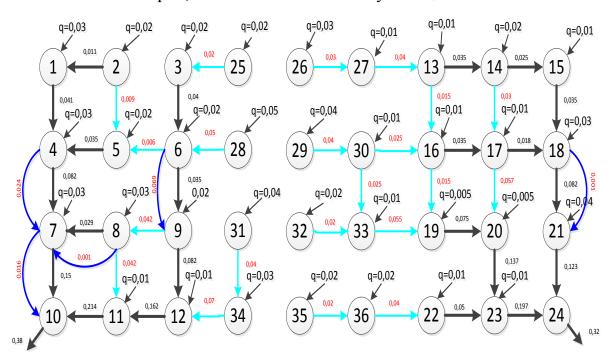


Рисунок 3.30 - Оптимальная схема реконструируемой системы водоотведения Стоимость строительства составила 7,44 млн. руб. (таблица 3.6).

Таблица 3.6 - Параметры реконструируемых участков сети

№ пп	Участок	Длина, l <i>(м)</i>	Уклон, <i>і</i>	Диаметр, <i>мм</i>	Расход, м ³ /c	Стоимость потока, <i>тыс. руб</i> .				
	Новые трубопроводы									
1	25-3	260	0,004	200	0,02	114,49				
2	26-27	250	0,004	200	0,03	165,13				
3	27-13	260	0,004	200	0,04	228,97				
4	14-17	240	0,004	200	0,03	158,52				
5	13-16	250	0,004	200	0,015	82,56				
6	2-5	250	0,004	200	0,009	49,54				
7	28-6	340	0,003	200	0,05	394,52				
8	6-5	320	0,003	200	0,006	44,56				
9	29-30	330	0,003	300	0,004	30,63				
10	30-16	330	0,003	300	0,025	191,46				
11	17-20	320	0,003	300	0,057	423,29				
12	16-19	340	0,003	300	0,015	118,35				
13	30-33	340	0,003	300	0,025	197,26				
14	9-8	340	0,003	400	0,042	331,39				
15	32-33	330	0,003	400	0,02	153,17				

16	33-19		320		0,003		400	0,055	408,44
17	31-34		510		0,002		400	0,04	509,87
18	8-11		500		0,002 400 0,04		0,042	524,87	
19	34-12		670		0,0015		500	0,07	1235,55
20	35-36		650		0,0015		500	0,02	342,48
21	36-22		660		0,0015		500	0,04	695,49
	П	аралл	ельная	я прокла	адка нов	вого ко	ллект	opa	
22	4-7	300	300	0,003	0,003	300	300	0,024	167,09
23	8-7	300	300	0,003	0,003	200	200	0,001	6,96
24	7-10	320	320	0,003	0,003	400	400	0,016	118,82
25	6-9	300	300	0,003	0,003	200	200	0,069	480,38
26	18-21	300	300	0,003	0,003	300	300	0,001	6,96

Встречаются случаи, когда переброска стоков из одного района в другой (или коллектор) возможна только в напорном режиме. Для рассмотрения такого варианта в транспортную сеть добавляются участки с двухсторонним движением сточной жидкости (рисунок 3.31). В одном направлении поток будет перемещаться в самотечном режиме, в другом направлении его движение возможно будет только в напорном режиме, что потребует устройства насосной станции и напорного трубопровода (рисунок 3.32). Соответственно стоимости единицы потока будут различными.

Таким образом, практики проектирования ДЛЯ эксплуатации предлагается методика и ее программная реализация в виде пакета ТРАСЕ-ВК, которые позволяют оптимизировать как новые, так и реконструируемые Она быть разработке системы водоотведения. может полезна при перспективных схем развития СВО городов и населенных мест, а также может применяться в Водоканалах при разработке инвестиционных программ.

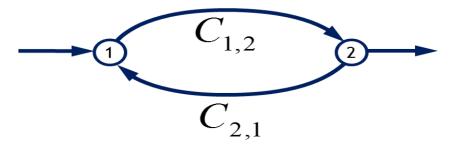


Рисунок 3.31 - Моделирование возможности движения стоков в прямом (самотечный – $C_{1,2}$) и обратном (напорный - $C_{2,1}$) направлениях

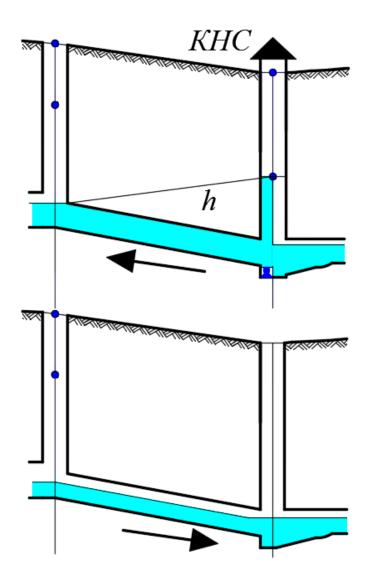


Рисунок 3.32 - Двухстороннее движение потока

ГЛАВА 4. ПОВЫШЕНИЕ НАДЁЖНОСТИ, УПРАВЛЯЕМОСТИ И СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ

4.1. Математическая постановка и методика оптимизации систем водоотведения с учетом надёжности и сейсмостойкости

Предлагаемая в настоящей работе методика основана на построении избыточных проектных схем с последующим выделением на них оптимальных трасс, структуры и параметров новых и реконструируемых коллекторов и сооружений, которые бы соответствовали максимальной надежности и сейсмостойкости. Избыточная схема представляет различные варианты прохождения новых коллекторов и возможные варианты реконструкции действующих участков и сооружений, а также новые и существующие абоненты co своими нагрузками. Избыточная схема составляется проектировщиком или специалистом, который имеет представление застройке состоянии, сложившейся И планировке (существующей перспективной) города со смежными подземными инженерными сетями и сооружениями, с результатами инженерно-геологических изысканий и т. д. При предусматривается наложение нескольких, заранее проработанных вариантов развития СВО. На основании избыточной проектной схемы строится транспортная сеть, в которой все абоненты, сбрасывающие стоки в систему водоотведения, замыкаются на общий узел входа потока и все узлы сброса стоков на очистные сооружения или в центральные коллекторы, или после очистки стоков замыкаются на узел выхода потока в водоемы.

Отличительной особенностью существующих СВО является их древовидные структуры, которые удобны в эксплуатации, экономичны и не требуют технических средств регулирования потоками. Но с позиции надежности, маневренности и управляемости они не относятся к лучшим и эффективным системам [42, 43, 53, 59, 60, 64, 76, 116, 138]. В случае проведения профилактических мероприятий и ликвидации засоров отключение любого участка сети приводит к выходу стоков на поверхность земли, которые

без очистки поступают в ближайшие водоемы, нанося им экологический ущерб. При плановых ремонтах предусматривается перекачка стоков в другие, расположенные в соседних зонах или ниже по течению работающие коллектора. Но при внезапных отказах такие мероприятия не всегда удается организовать.

Очевидно, при проектировании, реконструкции и развитии СВО необходимо отдавать предпочтение таким вариантам трасс, конструкциям и материалам труб, которые бы обеспечивали минимальный объём поступления стоков на поверхность земли при различных аварийных ситуациях, включая и сейсмические воздействия.

В настоящее время вопросам надежности и экологической безопасности СВО стало уделяться все большое внимание. На основе теории случайных процессов и Марковских цепей разработаны ряд методических указаний, по оценке надежности эксплуатируемых и стареющих систем водоотведения. Эти методические указания изложены в работах [16, 17, 18, 21, 22, 23, 40, 44, 45, 65, 67, 68, 93, 109]. На страницах журнала ВСТ организована дискуссия о том, что считать отказом и как количественно или вероятностно оценить надежность и экологическую безопасность систем водоотведения. Например, в работе [23] предложено надежность функционирования СВО оценивать следующими соотношениями:

$$\varphi = \frac{\Delta Q_{c\delta p}}{Q}$$
, где $Q = \left(\sum_{j=1}^{m} Q_{j} \cdot t\right)$, $\Delta Q_{c\delta p} = \frac{\lambda_{_{9KB}}}{\lambda_{_{9KB}} + \mu} \cdot \sum_{j=1}^{m} Q_{j} \cdot t$, (4.1)

 ΔQ_{cop} - объем стоков, поступающих на территорию и в водоемы без очистки за год, м³/год; Q - прогнозируемый объем отведения стоков на очистные сооружения за год эксплуатации, м³/год; Q_{j-} расчетный расход стока, м³/с, отводимого от абонента j, j=1,...,m; m - количество абонентов; t - время эксплуатации систем водоотведения за год; $\lambda_{_{9\kappa\theta}}$ - эквивалентная интенсивность отказов системы водоотведения, 1/год; μ - интенсивность восстановления.

Для определения значений эквивалентной интенсивности отказа СВО предложена методика декомпозиции и эквивалентирования, позволяющая в направлении от висячих вершин дерева к его корню произвести свертку сети в один участок с интенсивностью отказов $\lambda_{_{9\kappa g}}$. Еще более простой способ количественной оценки надежности функционирования систем водоотведения, предлагается в работе [55, 56, 65, 83]. Автором получены следующие формулы для вычисления объёма неочищенных стоков, образующихся в результате аварий, м 3 /год:

$$\Delta Q_{c\delta p} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i \cdot \gamma_i \cdot t}{\prod_{i=1}^{n} (1 + \gamma_i)},$$
(4.2)

где x_i - расчетный (искомый) расход стоков (м³/с) на участке сети i, i=1,...,n; n - количество расчетных участков системы водоотведения; $\gamma_i = \frac{\lambda_i^{y_i}}{\mu_i^{y_i}};$ $\lambda_i^{y_i} = \left(17 \cdot \lambda_i^k + \lambda_i\right) \cdot l_i;$ $\mu_i^{y_i} = \frac{8760}{T_i^p},$ где l_i - длина участка сети i, км. λ_i^k -

интенсивность заявок на ремонт и обслуживание колодцев (1/год); 17 — среднее количество колодцев на 1км, λ_i - интенсивность отказов трубопроводов (1/год); t — время эксплуатации CBO за год.

Как показали практические расчеты, знаменатель в формуле (4.2) близок к 1, поэтому объёмы неочищенных стоков можно определять по следующей формуле:

$$\Delta Q_{c\tilde{o}p} = \sum_{i=1}^{n} x_i \cdot \gamma_i \cdot t , \qquad (4.3)$$

Если диаметр трубопровода измерять в (м), то численные значения интенсивности отказов λ , выраженные в [1/км год], как это показано в [65], можно представить следующими эмпирическими соотношениями:

- для асбестоцементных
$$\lambda_i = 0{,}048 \cdot d_i^{-0.8} \,;$$
 - для чугунных
$$\lambda_i = 0{,}056 \cdot d_i^{-0.9} \,;$$
 - для керамических
$$\lambda_i = 0{,}04 \cdot d_i^{-0.8} \,;$$
 (4.4)

- для железобетонных $\lambda_{i} = 0{,}006 \cdot d_{i}^{-0.9}$;

- для пластмассовых $\lambda_i = 0.024 \cdot d_i^{-0.8}$.

- бетонных колодцев $\lambda_{k} = 0.028$.

Трудоемкость ремонтных работ на сети, в чел. час., определяется по формуле, которая взята из работы [65]:

$$T_i^p = 485 \cdot d_i - 504 \cdot d_i^2 - 27. \tag{4.5}$$

Представленные зависимости (4.4), (4.5) справедливы для диапазона диаметров $(0.1 \le d_i \le 0.48 \ (\text{м}))$.

Зная расчетные расходы по участкам разветвленной схемы CBO и диаметры трубопроводов, не сложно вычислить согласно (4.3) и (4.5) годовые объемы аварийных стоков.

Следует отметить, что формулы (4.4), (4.5) хотя и определяют зависимость интенсивности отказов от диаметра трубопроводов, все же не учитывают многообразие грунтовых, климатических особенностей, особенностей распространения сейсмических волн по различным территориям. Необходимо собирать статистику и получать такие зависимости для того города или населенного пункта, для которого выполняются оптимизационные расчеты СВО. В настоящее время такая работа осуществляется практически в каждом Водоканале. Но еще не во всех городах имеется достаточной статистики об отказах и авариях на сетях водоотведения. Поэтому в статье используются формулы (4.4), (4.5) лишь для иллюстрации предлагаемой методики оптимизации систем водоотведения.

Для сейсмически опасных районов вопросам надежности ЖКХ должно трубопроводным системам уделяться особое внимание. Поскольку при сильных землетрясениях в первую очередь разрушаются коммуникации. Территория города подземные заливается стоками, водопроводы разрушаются и тушить пожары становится невозможным. Из сейсмостойкого теории строительства известно, коллектора, что расположенные параллельно сейсмическому воздействию, наиболее

подвержены разрушению. Чем трубопровод больше заглублен, тем больше он подвержен сейсмическому воздействию. Чем больше сейсмическое воздействие, тем больше интенсивность отказов. Самые подверженные разрушению трубопроводы из чугуна, самые сейсмостойкие — из полиэтилена. В работе [46] на основе статистического материала получены зависимости увеличения интенсивности отказов от ориентации сейсмического воздействия и бальности (\mathcal{E}) по шкале MSK -64. Учитывая произвольный угол наклона $0^{\circ} \leq \alpha \leq 90^{\circ}$ сейсмического воздействия по отношению к расположению участка \mathcal{E} , можно получить следующую зависимость:

$$K^{\alpha} = 0.08418 \cdot \sin(74,709 + \alpha) \cdot B^{2,6}. \tag{4.6}$$

Следует отметить, что при бальности меньше 4 сейсмические воздействия на трубопроводы не проявляются.

Хорошо известно, что повышение надежности любой физикотехнической системы требует определенных финансовых и материальных затрат [127]. При этом критерии надежности и оптимальности затрат всегда являются противоречивыми. Задача оптимизации в этом случае имеет несколько постановок: минимизации затрат и максимизации надежности; минимизации затрат при фиксированном уровне надежности; максимизации надежности при фиксированном уровне инвестиций: поиске точки равновесия, удовлетворяющей заданному уровню надежности И определенным инвестициям; минимизации затрат за жизненный цикл системы, которые включают единовременные капиталовложения, эксплуатационные затраты, затраты, связанные с предотвращением попадания аварийных неочищенных стоков на поверхность территории и в водоемы.

В настоящей работе рассматриваются и исследуются задачи максимизации надежности и оптимизации систем водоотведения за период ее жизненного цикла. В качестве метода оптимизации рассматривается методика поиска максимального потока минимальной стоимости (весовой функции) на избыточной сети проектируемой СВО (алгоритм Форда – Фалкерсона) [102,

104]. Подробно методика применение этого алгоритма в задачах оптимизации систем водоотведения изложена в работе [110].

Следует отметить, что алгоритм Форда — Фалкерсона реализует решение задачи линейного программирования и поэтому применение его требует приведение оптимизируемой функции к линейному виду и зависимости ее от величины потока (расхода) стоков по участкам расчетной схемы системы водоотведения. Такие преобразования возможны и они следующие.

Согласно СНиП 2.04.03-85 [94], для новых самотечных коллекторов наполнение (отношение глубины к диаметру трубопровода) назначается 0.6 и более. При наполнении 0.8 считается, что трубопровод работает полным сечением. Для полного сечения формула А. Шези примет следующий вид:

$$d_i = \frac{N_i^{0.375}}{0.6477 \cdot I_i^{0.1875}} \cdot x_i^{0.375}, \quad (0.1 \le d_i \le 0.48 \ (M)), \tag{4.7}$$

где I_i – гидравлический уклон; N_i – коэффициент шероховатости участка i системы водоотведения.

Учитывая (4.4) — (4.6), формула (4.3) для различных материалов труб, диаметров трубопроводов (M), интенсивности отказов λ , выраженных в [1/км год], примет следующий вид:

$$\Delta Q_{c\delta p} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\left(17 \cdot \lambda_{i}^{k} + \lambda_{i}\right)}{8760} \cdot \left(\frac{748.8 \cdot N_{i}^{0.375}}{I_{i}^{0.1875}} \cdot x_{i}^{0.375} - \frac{1200 \cdot N_{i}^{0.75}}{I_{i}^{0.375}} \cdot x_{i}^{0.75} - 27\right) \cdot x_{i} \cdot l_{i}. \tag{4.8}$$

Для асбестоцементных:

$$\Delta Q_{c\delta p} = \sum_{i=1}^{n} \left(1713,2 + 122,1 \cdot \frac{N_i^{-0,3}}{I_i^{-0,15}} \cdot x_i^{-0,3} \right) \cdot \left(\frac{748,8 \cdot N_i^{0,375}}{I_i^{0,1875}} \cdot x_i^{1,375} - \frac{1200 \cdot N_i^{0,75}}{I_i^{0,375}} \cdot x_i^{1,75} - 27 \cdot x_i \right) \cdot l_i . \tag{4.9}$$

Для чугунных:

$$\Delta Q_{c\delta p} = \sum_{i=1}^{n} \left(1713,2 + 136,4 \cdot \frac{N_{i}^{-0,3375}}{I_{i}^{-0,169}} \cdot x_{i}^{-0,3375} \right) \cdot \left(\frac{748,8 \cdot N_{i}^{0,375}}{I_{i}^{0,1875}} \cdot x_{i}^{1,375} - \frac{1200 \cdot N_{i}^{0,75}}{I_{i}^{0,375}} \cdot x_{i}^{1,75} - 27 \cdot x_{i} \right) \cdot I_{i} \cdot (4.10)$$

Для полиэтиленовых:

$$\Delta Q_{c\delta p} = \sum_{i=1}^{n} \left(1713, 2 + 61 \cdot \frac{N_i^{-0,3}}{I_i^{-0,15}} \cdot x_i^{-0,3} \right) \cdot \left(\frac{748, 8 \cdot N_i^{0,375}}{I_i^{0,1875}} \cdot x_i^{1,375} - \frac{1200 \cdot N_i^{0,75}}{I_i^{0,375}} \cdot x_i^{1,75} - 27 \cdot x_i \right) \cdot I_i . \tag{4.11}$$

Для керамических:

$$\Delta Q_{c\delta p} = \sum_{i=1}^{n} \left(1713.2 + 101.7 \cdot \frac{N_i^{-0.3}}{I_i^{-0.15}} \cdot x_i^{-0.3} \right) \cdot \left(\frac{748.8 \cdot N_i^{0.375}}{I_i^{0.1875}} \cdot x_i^{1.375} - \frac{1200 \cdot N_i^{0.75}}{I_i^{0.375}} \cdot x_i^{1.75} - 27 \cdot x_i \right) \cdot l_i \cdot (4.12)$$

Графически эти зависимости представлены на рисунке 4.1 при l=1 км, t=1год и уклоне 0.001.

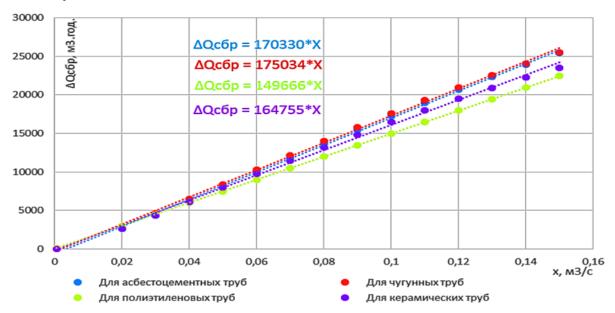


Рисунок 4.1 - Зависимости объемов аварийных стоков от их расхода по коллекторам сети водоотведения

Как видно из рисунка 4.1, полученные зависимости близки к функции $\Delta Q_{c\bar{o}p} = a_i \cdot x_i$. В таблице 4.1 для разных материалов и уклонов представлены значения a_i .

Таблица 4.1 - Значения коэффициентов a_i

	Асбестоцементные трубы	Чугунных трубы	Полиэтиленовые трубы	Керамические трубы
$I \setminus a_i$	1	2	3	4
0,001	170330	175034	149666	164775
0,002	163765	170113	140738	160586
0,003	158497	165627	134570	156329
0,004	154286	161901	129902	152701
0,005	150799	158754	126154	149604
0,006	147831	156041	123027	146917
0,007	145247	153659	120347	144549
0,008	142962	151537	118004	142435
0,009	140913	149625	115923	140526
0,01	139057	147885	114053	138787

Задача максимизации надежности формулируется следующим образом. Требуется найти такую структуру сети и потоков, которые бы обеспечивали минимум одной из функций (4.8) – (4.11):

$$\Delta Q_{c\bar{o}p} = \sum_{i}^{n} a_{i} \cdot x_{i} \to \min, \qquad (4.13)$$

здесь (4.14) ограничения на поток по ветви i, назначаемые из условия не заиливающих скоростей и работы коллектора в самотечном режиме (не полным сечением).

Задача минимизации затрат за жизненный цикл системы формулируется следующим образом. Требуется найти такую структуру сети и потоков, которая бы обеспечивала минимум затрат в строительство системы, в ее эксплуатацию и в предотвращение попадания аварийных неочищенных стоков на поверхность территории и в водоемы за период жизненного цикла системы водоотведения:

$$\sum_{i=1}^{n} C(x_i) + T \cdot \sum_{i=1}^{n} C(a_i \cdot x_i) \to \min, \text{ при } \underline{e}_i \le x_i \le \overline{e}_i,$$

$$(4.15)$$

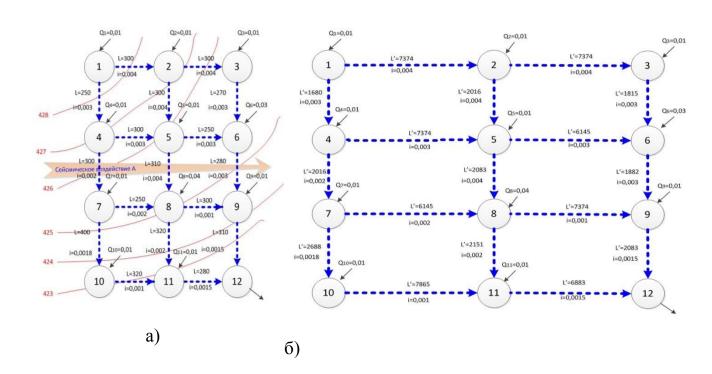
здесь в формуле (4.15) первое слагаемое - единовременные капиталовложение в строительство СВО, второе — эксплуатационные затраты, затраты на ликвидацию аварийных ситуаций с учетом мероприятий по очистке аварийных стоков за время жизненного цикла T (год).

В качестве примера, рассмотрим задачу обоснования надежной и сейсмостойкой структуры самотечной СВО (задача (4.13)-(4.14)).

На рисунке 4.2а представлена избыточная схемы проектируемой СВО из 11 узлов поступления стоков в систему и одного узла сброса. Избыточная схема построена таким образом, чтобы коллектора имели минимальные заглубления на уровне глубины промерзания, минус 0.3 м и их ориентация и уклоны соответствовали бы рельефу местности. Сейсмическое воздействие в 9 баллов и его направление указано на рисунке 4.2а большой стрелкой.

Сейсмические воздействия в 9 баллов учитываются путем увеличения длины расчетных участков избыточной схемы, соответственно расположенных перпендикулярно сейсмическому воздействию в 6.7 раза, параллельно сейсмическому воздействию - в 24.6 раза. С учетом увеличенной длины на основе избыточной схемы строится транспортная сеть, которая представлена на рисунке 4.2в.

В результате решения задачи (4.13), (4.14) получена структура сети водоотведения, которая представлена на рисунке 4.2г – без учета сейсмических воздействий и на рисунке 4.2д – с учетом сейсмических воздействий. Как видно из рисунков, учет сейсмических воздействий оказывает существенное влияние на выбор структуры сети.



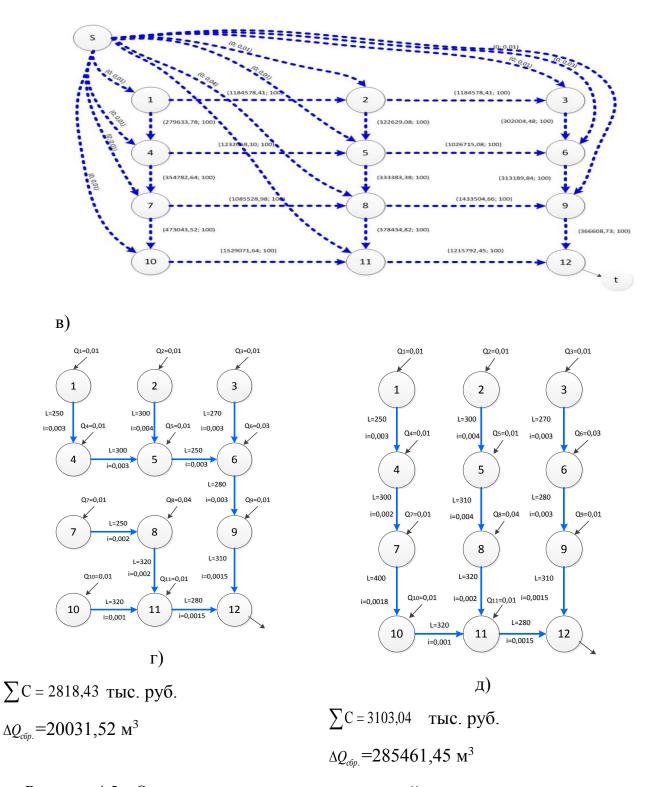


Рисунок 4.2 - Оптимизация вновь проектируемой систем водоотведения с учетом надёжности и сейсмостойкости

а) - Избыточная схема (L_i – длина участка, м; Q_j – величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента, м³/с; i_i – гидравлический уклон; красным цветом – рельеф и его отметка);

б) - Избыточная схема с учетом сейсмического воздействия (L' – моделирование сейсмического воздействия путем увеличения длины участков избыточной схемы, м);

Рассмотрим задачу минимизации затрат за жизненный цикл системы (4.15) на том же примере (рисунок 4.2a). Пусть период эксплуатации будет 50 лет, а стоимость эксплуатации СВО и очистки аварийных стоков 20 руб. за 1м³ стоков. В результате решения задачи (4.15) оптимальная структура сети оказалась такой же, как и на рисунке 4.2д. При этом суммарные затраты составили 31 579.46 тыс. руб.

Следует отметить, что какими бы не были оптимальными древовидные структуры систем водоотведения, они не исключают выход аварийных стоков на поверхность земли. Наиболее надежными являются кольцевые сети в виде параллельных разгрузочных коллекторов (рисунок 4.3а) или коллекторов для переброски стоков в другие районы канализования (рисунок 4.3в). Например, при выходе из стоя коллектора 7-10 (рисунок 4.3б), произойдет поднятие уровня стоков, и они будут транспортироваться по верхним коллекторам. Для кольцевых структур, например, при выходе из строя коллектора 3 – 6 (рисунок 4.3г), так же произойдет поднятие уровня стоков, и они будут перемещаться по коллектору 2 – 3 в обратном направлении. Для указанных случаев кольцевания СВО на рисунок 4.4 представлена цена повышения надежности. Для того чтобы стоки не выходили на поверхность земли, необходимы удвоенные капиталовложения для параллельной прокладки коллекторов, и чуть меньше для кольцевых структур.

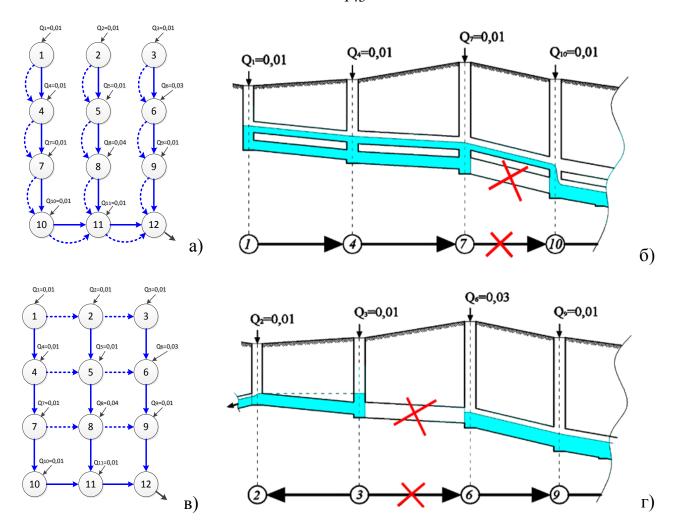


Рисунок 4.3 - Схемы резервирования системы водоотведения, Q_i — величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента, ${\rm M}^3/{\rm c}$

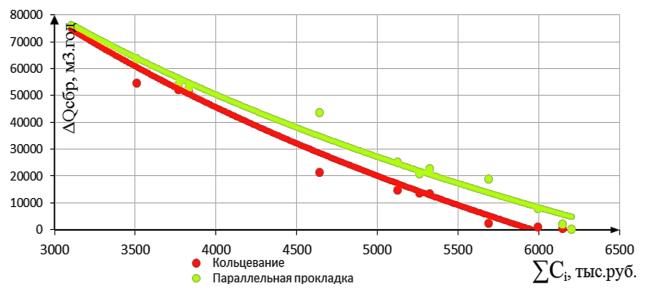


Рисунок 4.4 - Капиталовложение в надежность систем водоотведения

Таким Образом, адаптированный метод поиска максимального потока минимальной стоимости и его программная реализация обеспечивают

устойчивое решение в части оптимизации новых сетей водоотведения, превращая избыточную (кольцевую) сеть в дерево (дерево максимальной надежности, оптимальное дерево с учетом надежности и сейсмостойкости). При реконструкции существующих и развивающихся СВО получаемые решения имеют в структуре кольцующие участки. Однако при этом не обеспечивается максимальная надежность, равная $\Delta Q_{cop.} = 0$. Необходимо переходить к кольцевым структурам водоотведения.

Вместе с тем, проведенные исследования и разработки могут быть полезны проектировщикам перспективных схем развития СВО и специалистам, занимающимся нормированием показателей надежности трубопроводных систем коммунального хозяйства.

4.2. Повышение надёжности и сейсмостойкости существующих и реконструируемых систем водоотведения

Представленные численные значения онжом учитывать при обосновании параметров как новых, так и реконструируемых систем водоотведения. Вместе с тем их учет при расчете и проектировании должен быть строго обоснован, поскольку конкретные зависимости получены для конкретных городов и не учитывают многообразие грунтовых, климатических особенностей, особенностей распространения сейсмических волн по различным территориям. Желательно получить эти зависимости для того города или населенного пункта, для которого выполняются оптимизационные расчеты СВО. С учетом сказанного, задача повышения надежности и сейсмостойкости существующих И развивающихся CBO может быть сформулирована следующим образом. С учетом перспективных нагрузок и построенной избыточной требуется схемы определить параметры новых реконструируемых участков сети, которые бы обеспечили минимум затрат жизненного цикла системы, включая затраты на предотвращение попадания

аварийных стоков на поверхность земли и в водоемы. При этом сейсмостойкость так же учитывается через увеличение длины как новых, так и существующих участков избыточной схемы.

В качестве примера рассмотрим существующую систему водоотведения микрорайона «Юбилейный» г. Иркутска (рисунок 4.5).

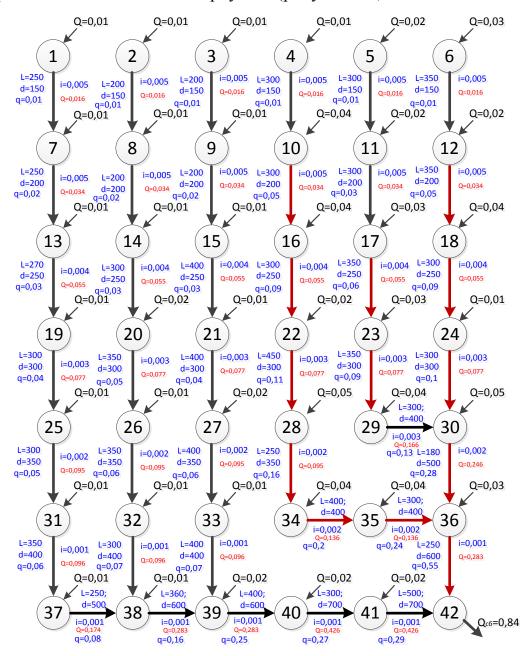


Рисунок 4.5 - Существующая схема системы водоотведения,

где L – длина участка, м; d – диаметр, мм; q – расчетный расход на участке, м 3 /с; Q – величина поступления стоков в систему водоотведения от абонента, м 3 /с; i – гидравлический уклон; Q красным цветом - максимальная

пропущенная способность коллектора, ${\rm m}^3/{\rm c}$; красные участки со стрелками - перегружённые участки.

В 2020г ожидается строительство новой группы жилых зданий, которые будут подключены к узам 1-12 (рисунок 4.5). Проведенные гидравлические расчеты показали, что учет перспективной нагрузки приводит к переполнению участков сети, которые на рисунке 4.5 показаны красным цветом. Требуется их реконструкция. Способ реконструкции назначается параллельная прокладка, а для новых участков сети — новые (кольцующие) коллектора. На рисунке 4.6 представлена избыточная схема, в которой длины участков сети увеличены, согласно сейсмическому воздействию в 9 баллов, вычислены удельные стоимости потоков и сформулированы ограничения на них.

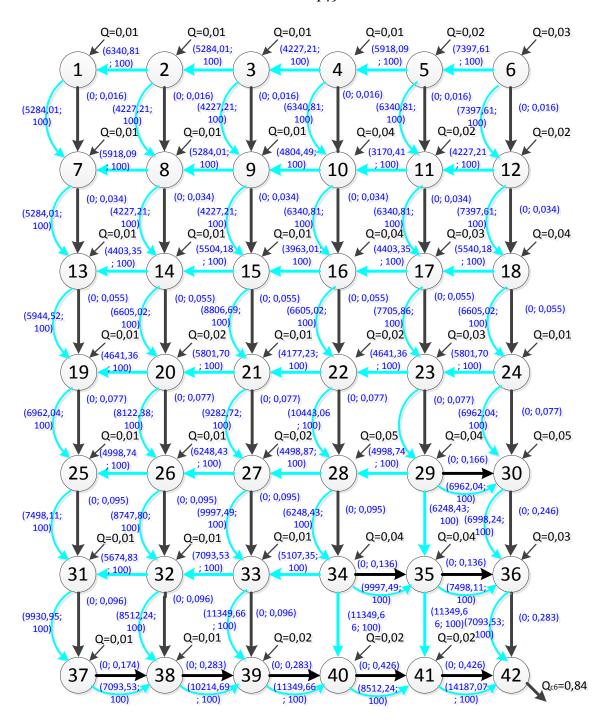


Рисунок 4.6 - Избыточная схема реконструируемой системы водоотведения

В результате проведенных расчетов были получены следующие результаты. Без учета надежности и сейсмостойкости получен вариант сети, который представлен на рисунке 4.7 со стоимостью реконструкции в **176.3 млн.** руб.

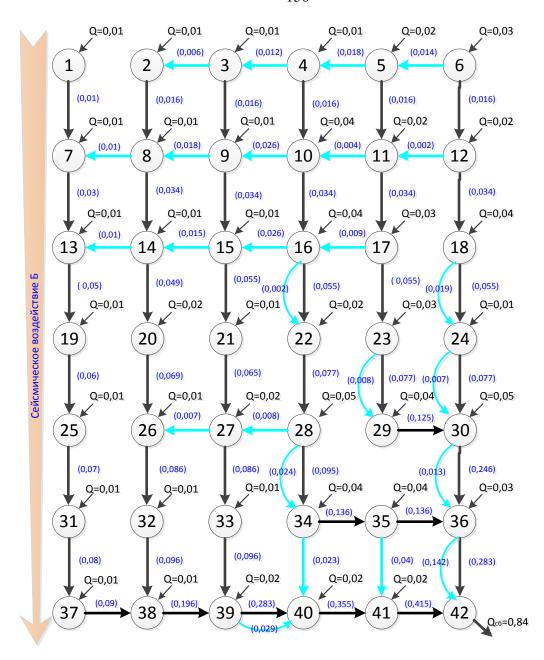


Рисунок 4.7 - Оптимальная схема реконструируемой системы водоотведения с учетом сейсмического воздействия

С учетом надежности и сейсмостойкости получен вариант схемы (рисунок 4.8), который отличается по структуре и затратам (стоимость 306.4 млн. руб.). Вместе с тем по количеству отказов и объемам аварийных стоков он меньше почти в два раза.

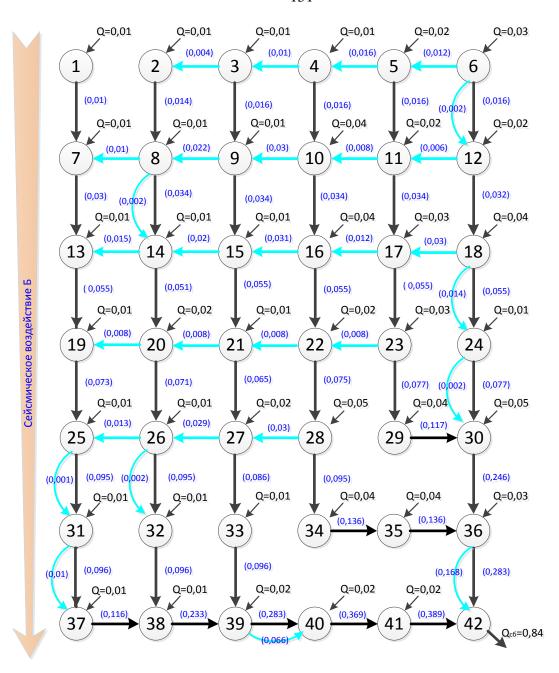


Рисунок 4.8 - Оптимальная схема реконструируемой системы водоотведения с учетом надежности и сейсмостойкости

4.3. Оптимальное управление потоками сточной жидкости

В ходе развития СВО крупных городов появилось значительное количество канализационных насосных станций (КНС), предназначенных для перекачки стоков из одних районов канализования в другие. Для регулирования подачи стоков и распределения их по различным коллекторам построено

большое количество разгрузочных коллекторов с наличием шиберных устройств. Так, например, в г. Москва количество КНС насчитывается в несколько сотен и еще больше количество шиберных устройств. В Иркутске 30 КНС и 15 шиберных устройств. В г. Ангарске имеются всего два шибера, с помощью которых осуществляется перераспределение потоков в случае переполнения отдельных коллекторов.

Таким образом, если имеются КНС и шиберные устройства, то появляется возможность управления ими, например, с целью минимизации затрат электроэнергии или недопустимости нарушения технологических режимов движения стоков, а так же в случае отключения коллекторов на время их прочистки и ликвидации аварийной ситуации [19, 66, 139].

В настоящей работе для решения этих задач предлагается методика, основанная на поиске максимального потока минимальной стоимости. Эта методика позволяет подобрать оптимальные параметры работы шиберных устройств и КНС в зависимости от режимов поступления стоков в систему водоотведения, и от разницы тарифов на электроэнергии в ночные и дневные часы.

На рисунке 4.9 представлена агрегированная схема СВО г. Ангарска, где указаны два шиберных устройства (узел 3 и 8) и 8 канализационных насосных станций, предназначенных для перекачки стоков в систему магистральных безнапорных коллекторов и на КОС. Безнапорных коллекторов 8. Укрупненных абонентов 6. Q_{jt} - объем поступления стоков в систему водоотведения от абонента j в час t, m^3/c . На рисунке 4.9 красным цветом обозначена максимальная пропущенная способность коллекторов, m^3/c ; фиолетовым цветом - стоимость годовых затрат электроэнергии, тыс. руб. на $1m^3/c$. В качестве критерия оптимизации принимаются минимум затрат электроэнергии за сутки. В этом случае математическую постановку задачи оптимизации можно представить в следующем виде:

$$\sum_{t=1}^{24} C_t^{9J/K} = \sum_{t=1}^{24} \sum_{i=1}^n \frac{9.8 \cdot z_t^9 \cdot H_{it} \cdot x_{it}}{\eta_i} \to \min , npu \ \underline{e}_i \le x_{it} \le \underline{e}_i , \qquad (4.16)$$

где: \mathbb{Z}_t^3 - стоимость электроэнергии, руб. за Квт час в зависимости от времени ее потребления (ночные или дневные часы); η_i - коэффициент полезного действия (К.П.Д) i —той насосной станции; H_{it} - напор i —той насосной станции, м в ucc t; x_{it} — расход сточной жидкости i- того участка сети в час t, m^3 /час.

Задача решается поэтапно. Для каждого часа поступления стоков в систему водоотведения от абонентов решается задача поиска максимального потока минимальной стоимости и определяются оптимальные потоки по участкам схемы, в том числе и по участкам- насосным станциям и шиберам:

$$t = 1, ..., T$$

$$C_{t}^{9JJK} = \sum_{i=1}^{n} \frac{9.8 \cdot z_{t}^{9} \cdot H_{it} \cdot x_{it}}{\eta_{i}} \rightarrow \min , \quad npu \quad \underline{e}_{i} \leq x_{it} \leq \underline{e}_{i} . \tag{4.17}$$

$$C = \sum_{t=1}^{T} C_{t}^{9JJK}$$

В таблице 4.2 представлены оптимальные графики работы всех КНС и шиберных устройств.

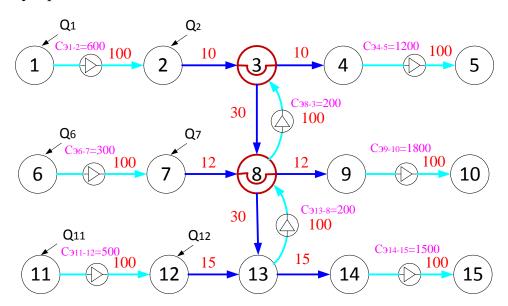


Рисунок 4.9 - Агрегированная схема системы водоотведения г. Ангарска Таблица 4.2 - Формирование графиков работы КНС и шиберных устройств

0 -13/0	No via via	Время, часов							
Q_{i} , M^3/c	№ узла	0-4	4-8	8-12	12-16	16-20	20-24		
Q ₁	1	1	1	2	2	1	2		
Q_2	2	2	4	5	2	2	4		
Q_6	6	1	3	5	4	3	4		

Q 7	7	2	3	6	6	1	1
Q ₁₁	11	3	4	6	5	5	2
Q_{12}	12	2	6	8	7	1	7
HC (участок 8-3), <i>м</i>	7	5	3	6	7	4	
HC (участок 13-8), л	4	0	0	0	3	0	
Шибер узла (3-8), м	0	0	0	0	0	0	
Шибер узла (8-13),	0	1	1	3	0	1	
Затрата электроэне	18100	33000	55400	42600	22500	31200	
$\sum = 202 \ 800$	тыс. руб.						

Предлагается в работе новый подход, который позволяет оптимизировать новые и реконструируемые участки сетей с учетом перспективных нагрузок, надежности, сейсмостойкости и управляемости СВО.

ГЛАВА 5. РЕАЛИЗАЦИЯ И АПРОБАЦИЯ МЕТОДИКИ ОПТИМИЗАЦИИ РАЗВИВАЮЩИХСЯ СИСТЕМ ВОДООТВЕДЕНИЯ

5.1. Разработка программного комплекса для анализа режимов функционирования и оптимизации перспективных схем систем водоотведения

Современные технологии развития городских инженерных СВО в России осуществляются программным методом. Сущность этого метода заключается в итеративном и последовательном принятии решения 0 реконструкции существующих строительстве объектов И новых коммунальной инфраструктуры. На первых этапах этого процесса формируется генеральная стратегия социально-экономического развития города, территории. Далее разрабатывается схема территориального планирования и создается или корректируется генплан, В рамках которого формируется программа комплексного развития инженерной инфраструктуры города, разрабатываются водоснабжения теплоснабжения, отдельно схемы И водоотведения, электроснабжения и др. Разрабатываются сроком на три года производственные и инвестиционные программы предприятий коммунального комплекса, для которых основой является ФЗ № 210. Такой сложный процесс принятия решения требует обработки большого количества информации многочисленных расчетов, в том числе оптимизационных. Поэтому, создание комплексов, обеспечивающих информационную программных вычислительную поддержку процесса принятия решения развитию инженерной инфраструктуры является актуальной задачей. города, настоящей работе предлагается программный комплекс для моделирования и оптимизации режимов водоотведения. движения стоков В системах Программный комплекс под названием TRACE-К включает базу данных в формате MS ACCESS, программу графического отображения и расчетные модули. База данных позволяет хранить, идентифицировать, агрегировать и

представлять информацию о сетях и сооружениях СВО размерностью до 30 тыс. трубопроводных Программа графического отображения участков. позволяет представлять в двух и трех мерном пространстве трубопроводы, смотровые колодцы, насосные станции и др. сооружения, а также обеспечивает возможность интерпретировать результаты расчета в виде световых полей скоростей и расходов, пьезометрических графиков, как в стационарном, так и динамическом режимах движения стоков. Расчетные модули реализуют методику гидравлического расчета напорно-безнапорного движения стоков с учетом возможного выхода стоков на поверхность земли и затопления территории. Не останавливаясь на особенностях организации базы данных и представления исходной и результирующей графического информации, рассмотрим организацию вычислительного процесса в TRACE-K, которая сводится к выполнению следующих этапов.

1. Ввод исходных данных. На этом этапе выделяются три основных объекта, составляющие модель сети водоотведения: участки, узлы и канализационные насосные станции. Некоторые из них подразделяются на несколько подобъектов (рисунок 5.1).



Рисунок 5.1 - Ввод исходных данных

- **2.** Подготовка исходных данных имеет определенную структуру, особенности которой следующие:
- 2.1. Использование в расчетном модуле имен узлов или кодов не всегда удобно. Имена представляют собой текстовые строки, а коды могут быть изменены в процессе добавления или удаления объектов. Для устранения этих неудобств выполняется сквозная нумерация узлов расчетной схемы. При этом каждый узел получает свой уникальный номер.
- 2.2. Для объединения в единую расчетную схему двух и более гидравлически независимых фрагментов вводится фиктивный узел, который будет связан с основной схемой фиктивными ветвями. Для этого освобождается первый номер в массиве узлов под фиктивный узел. Номера начального и конечного узлов всех участков увеличиваются на 1.
- 2.3. Стоки, которые поступают в систему и стоки, которые сбрасываются в приемные резервуары КНС, имеют одинаковое атмосферное давление, но по высотному положению они различны, то есть имеют разную потенциальную энергию. Поэтому каждая фиктивная ветвь будет иметь действующий напор, равный геодезической отметке притока или сброса стоков. Для дальнейшего определения этого напора выполняется поиск минимальной отметки среди всех узлов сброса, т.е. самого низко расположенного лотка.
- 2.4. Формируются фиктивные участки, которыми будут моделироваться сбросы стоков в канализационные колодцы, притоки стоков в приемные резервуары очистных сооружений, а также возможные выходы стоков на поверхность земли в любом из колодцев эксплуатируемой или анализируемой сети водоотведения (рисунок 5.2).

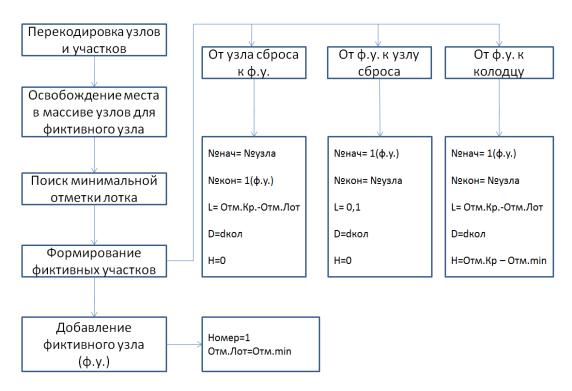


Рисунок 5.2 - Формирование циклической расчетной схемы

- **3. Анализ потокораспределения.** Эта процедура выполняется один или несколько раз до тех пор, пока не останутся только фиксированные сбросы и фиктивные участки с отрицательными расходами и с расходами, меньше чем расчетные их величины. В итоге расходы на фиктивных ветвях укажут на количество стоков, выходящих на поверхность земли, а отрицательные расходы на пассивных ветвях на наличие противотоков.
 - Операции в цикле:
 - Запись в файл исходных данных по узлам и участкам сети.
- Производится расчет потокораспределения с формированием файла результатов расчета.
- Читается и анализируется файл результатов расчета по участкам, в процессе анализа выполняются следующие действия: выполняется поиск фиктивного участка, направленного к колодцу (т.е. номер начального узла участка = 1); если рассчитанная нагрузка, т.е. та, которая может быть пропущена через колодец больше или равна нагрузке, заданной в узле в исходных данных, то выполняется фиксация нагрузки на участке; в узел,

моделируемый этим фиктивным участком, записывается его заданная нагрузка. Участок отмечается для дальнейшего удаления. Цикл повторяется.

- Удаляются отмеченные участки.
- Выполняется анализ итогов расчета.
- Читается файл результатов расчета. В процессе просмотра файла выполняются следующие действия.
- Если участок не является фиктивным (т.е. ни начальный номер, ни конечный не равны 1), то выполняется проверка перевернулся он или нет. Для этого сравниваются начальные и конечные номера узлов участка в исходном массиве и в просматриваемом файле. Нагрузка на участок назначается та, которая получена в результате расчета.
- Если участок является фиктивным и направлен к фиктивному узлу (т.е. номер конечного узла = 1), следовательно, он перевернут и стоки будут истекать из колодца.
- Если участок является фиктивным и направлен от фиктивного узла (т.е. номер начального узла = 1), следовательно, часть стоков будет попадать в колодец, а часть попадет на поверхность земли. При этом, количество стоков, которые будут изливаться на поверхность земли, будут равны разности заданной нагрузки и нагрузки, полученной для этой фиктивной ветви. Последовательность таких операций представлена на рисунке 5.3.

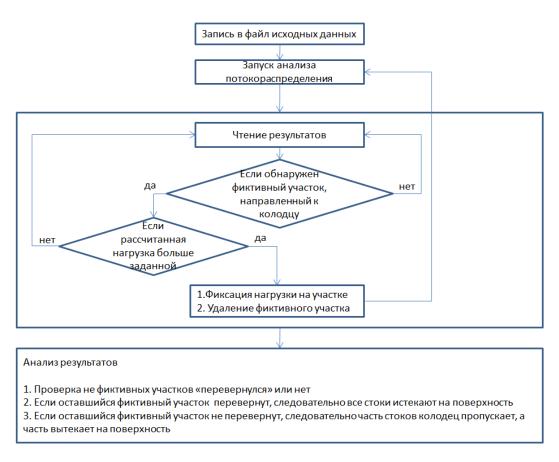


Рисунок 5.3 - Этапы вычисления расходов в системе водоотведения

- **4. Прямой ход вычислений.** Представляет последовательность операций, связанных с определением гидравлических параметров СВО и осуществляется в направлении от висячих вершин к корню дерева.
- 4.1. Работает блок построения дерева кратчайших расстояний. В результате работы этого блока формируются массив, в котором индекс массива номер начального узла участка, а значение в массиве номер конечного узла участка. Имея такую структуру очень удобно организовать итерационный процесс.
- 4.2. Алгоритм движения по ветвям дерева от его корня к вершинам и обратно выполняется с использованием понятия степени вершин. Т.е. для каждой вершины (узла) дерева подсчитывается количество входящих и исходящих ветвей.
- 4.3. Запускается цикл, условием окончания которого является отсутствие входящих ветвей в фиктивный узел (корень дерева). Если узел висячий, то обрабатывается инцидентная ему ветвь. В этом цикле:

1) проверяется участок на наличие насосной станцией, если участок моделирует КНС, то определяется согласно рисунку 5.4 напор, необходимый для пропуска расчетного расхода;

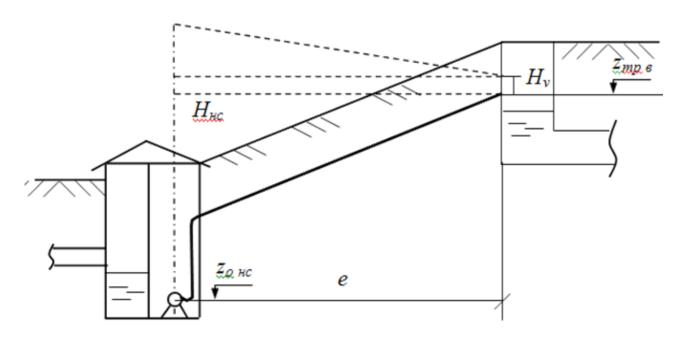


Рисунок 5.4 - Схема определения напора насосной станции

- 2) для самотечных участков производится проверка возможности работы их в напорном режиме, для этого определяется расход стоков, при их транспортировании полным сечением;
- 3) если фактический расход меньше расхода при полном сечении, устанавливается безнапорный режим движения стоков, для которого определяются значения глубин потока в начале и конце трубопровода;
- 4) из гидравлики известно, что при фиксированных значениях расхода Q_i всегда будет наблюдаться равномерное установившееся движение стоков, за исключением участков, в конце которых устраиваются перепады и сбросы стоков, если таковых сооружений нет, то достаточно определить нормальную глубину;
- 5) если же в конце участка имеется перепад или сброс стоков в резервуар или водоем, то в конце участка будет наблюдаться кривая спада и установится критическая глубина, параметры которых вычисляются по следующим формулам:

При
$$i > 0$$
,
$$\frac{i \cdot L}{D} = \frac{h_2}{D} - \frac{h_1}{D} - \frac{h_0}{6D} \cdot \ln \frac{1 + \frac{h_2}{h_0} + \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^2}{1 + \frac{h_1}{h_0} + \left(\frac{h_1}{h_0}\right)^2} \cdot \frac{\left(1 - \frac{h_1}{h_0}\right)^2}{\left(1 - \frac{h_2}{h_0}\right)^2} + \frac{h_0}{\sqrt{3}D} \left(\arctan \frac{2\frac{h_2}{h_0} + 1}{\sqrt{3}} - \arctan \frac{2\frac{h_1}{h_0} + 1}{\sqrt{3}} \right) + \frac{\left(\frac{h_{sp}}{D}\right)^4}{3\left(\frac{h_0}{D}\right)^3} \cdot \ln \frac{\left(\frac{h_2}{D}\right)^3}{\left(\frac{h_0}{D}\right)^3} \cdot \frac{1 - \left(\frac{h_1}{h_0}\right)^3}{1 - \left(\frac{h_2}{h_0}\right)^3};$$
 При $i = 0$,
$$2.3 \frac{Q^2 \cdot L}{K_n \cdot D} = \left(\frac{h_1}{D}\right)^4 - \left(\frac{h_2}{D}\right)^4 + 4\left(\frac{h_{sp}}{D}\right)^4 \cdot \ln \frac{\frac{h_2}{D}}{\frac{h_1}{D}};$$

$$\frac{|\vec{l}| \cdot L}{D} = \frac{h_{\!_{1}}}{D} - \frac{h_{\!_{2}}}{D} + \frac{h_{\!_{0}}}{6D} \cdot \ln \frac{\left(1 + \frac{h_{\!_{2}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{2}}{\left(1 + \frac{h_{\!_{1}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{2}} \cdot \frac{1 - \frac{h_{\!_{1}}}{h_{\!_{0}}} + \left(\frac{h_{\!_{1}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{2}}{1 - \frac{h_{\!_{2}}}{h_{\!_{0}}} + \left(\frac{h_{\!_{2}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{2}} - \frac{h_{\!_{0}}}{\sqrt{3}D} \left(\arctan \frac{2\frac{h_{\!_{2}}}{h_{\!_{0}}} - 1}{\sqrt{3}} - \arctan \frac{2\frac{h_{\!_{1}}}{h_{\!_{0}}} + 1}{\sqrt{3}}\right) + \frac{\left(\frac{h_{\!_{2p}}}{D}\right)^{4}}{3\left(\frac{h_{\!_{0}}}{D}\right)^{3}} \cdot \ln \frac{\left(\frac{h_{\!_{2}}}{D}\right)^{3}}{\left(\frac{h_{\!_{2}}}{D}\right)^{3}} \cdot \frac{1 - \left(\frac{h_{\!_{1}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{3}}{1 - \left(\frac{h_{\!_{2}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{3}} \cdot \frac{1 - \left(\frac{h_{\!_{2}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{3}}{\sqrt{3}D} \right) + \frac{1 - \left(\frac{h_{\!_{2p}}}{D}\right)^{4}}{3\left(\frac{h_{\!_{2p}}}{D}\right)^{3}} \cdot \ln \frac{\left(\frac{h_{\!_{2p}}}{D}\right)^{3}}{\left(\frac{h_{\!_{2p}}}{D}\right)^{3}} \cdot \frac{1 - \left(\frac{h_{\!_{2p}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{3}}{1 - \left(\frac{h_{\!_{2p}}}{h_{\!_{0}}}\right)^{3}} \cdot \frac{1 - \left(\frac{h_{\!_{2p}}}{h_{\!_{2p}}}\right)^{3}}{1 - \left(\frac{h_{\!_{2p}}}{h_{\!_{2p}}}\right)^{3}} \cdot \frac{1 - \left(\frac{h_{\!_{2p}}}{h_{\!_{2p}}}\right)^{3}}{1 - \left(\frac{h_{\!_{2p}}}{h_{\!_{2p}}}\right)^{3$$

В этих формулах принимается глубина в начале участка h_1 =0,9 h_0 , то есть близкое к нормальной глубине h_0 , а глубина в конце получается равной критической h_2 = $h_{\kappa p}$. Далее по этим формулам вычисляется L. Если величина L окажется меньше l_i — длины расчетного участка, то в этом случае глубина в начале участка будет равна h_0 , в конце $h_{\kappa p}$. Если L получилось больше длины участка, что соответствует тому, что кривая спада выйдет за пределы участка и глубина стоков в начале участка будет меньше h_0 , то по этой же формуле при известной L ведется подбор начальной глубины. За начальное значение h_1 принимается критическая глубина на участке. На каждой итерации h_1 увеличивается на 0,001. Условием окончания цикла является достижение h_1 значения равного h_0 . В процессе работы цикла на каждой итерации сохраняется значение начальной глубины, полученное при наименьшей разности правой и левой части формулы. Этапы вычисления представлены на рисунке 5.5.

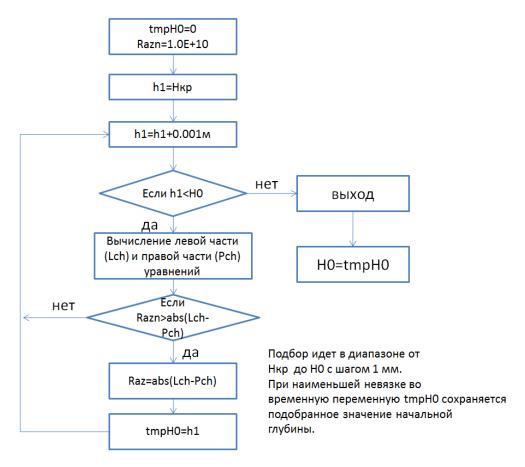


Рисунок 5.5 - Подбор начальной глубины участка

- 6) если фактический расход больше или равен расходу, при полном сечении, значит самотечный трубопровод работает в напорном режиме, в этом случае на расчет оказывает влияние наличие или отсутствие перепада в конце участка:
- если в конце участка перепада нет, то напор в начале участка определяется согласно рисунку 5.6.

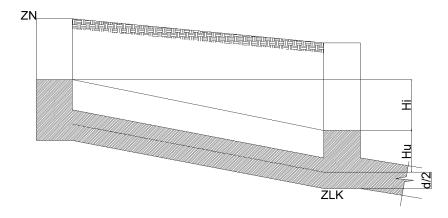


Рисунок 5.6 - Случай напорного режима в самотечном трубопроводе

• если в конце расчетного участка имеется перепад или водослив, то также как и в безнапорном режиме, на конце участка устанавливается критическая глубина, нормальная глубина при этом будет соответствовать полному сечению $h_0=d$, а на расстоянии L будет наблюдаться самотечный установившийся неравномерный режим движения стоков, при этом на участке длиной $l_x = l - L$ будет наблюдаться напорный режим (рисунок 5.7).

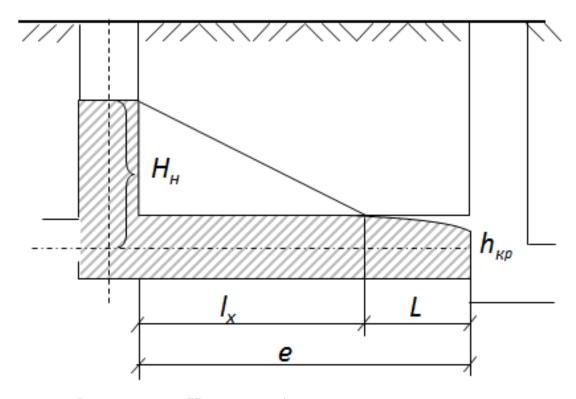


Рисунок 5.7 - Напорно – безнапорный режим движения стоков

- если напор в начале участка будет больше, чем отметка земли, стоки будет истекать из колодца на поверхность земли, в этом случае наполнение в начальном колодце установится на уровне красной отметки земли и, следовательно, расход в трубопроводе уменьшится на величину истечения его на поверхность земли;
- В том случае, если в конце участка нет перепада, то все вычисления производятся согласно рисунку 5.8, в противном случае по схеме, представленной на рисунке 5.9.

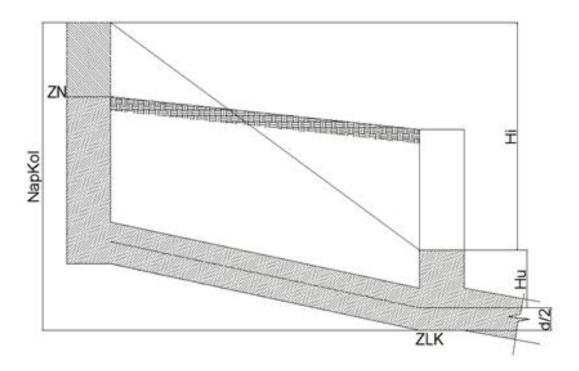


Рисунок 5.8 - Напорный режим с истечением стока на поверхность земли

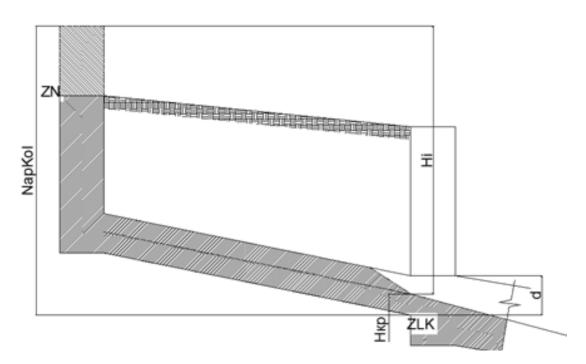


Рисунок 5.9 - Напорно - безнапорный режим с истечением стока на поверхность земли

Общая схема расчета прямым ходом показана на рисунке 5.10, согласно этой схеме при последовательном рассмотрении участков сети, начиная от висячих вершин в направлении к корню дерева, вычисляются расходы,

определяются режимы течения стоков и колодцы, из которых будут истекать стоки на поверхность земли.

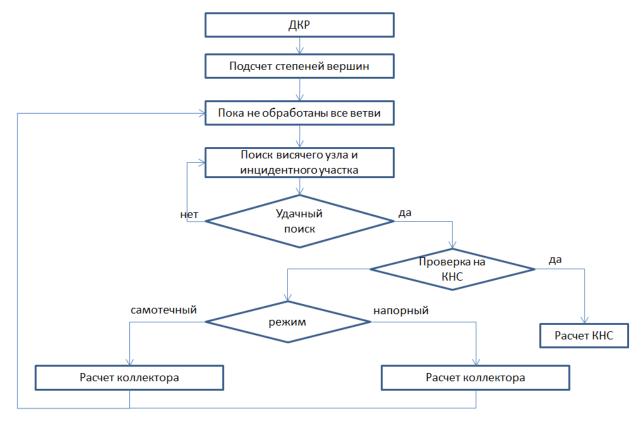


Рисунок 5.10 - Общая схема расчета прямым ходом

- **5. Расчет обратным ходом.** Обратный ход необходим для корректировки расходов, режимов движения стоков и определения объемов стоков, попадающих на поверхность земли. Расчет начинается с подсчета степеней вершин. Проходка по дереву осуществляется от корня дерева (фиктивного узла) к его вершинам. При этом выполняются следующие проверки и корректировки:
- если конечный колодец находится под напором, то вычисляются потери на трение и наполнение в начальном колодце с учетом этих потерь (рисунок 5.11).

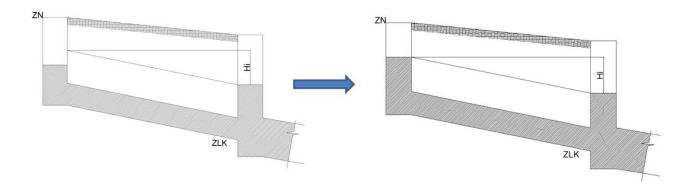


Рисунок 5.11 - Корректировки обратного хода

• если конечный колодец не под напором и уровень воды в нем выше, чем конечная глубина на участке, производится корректировка напора в начальном колодце по схеме, представленной на рисунке 5.12.

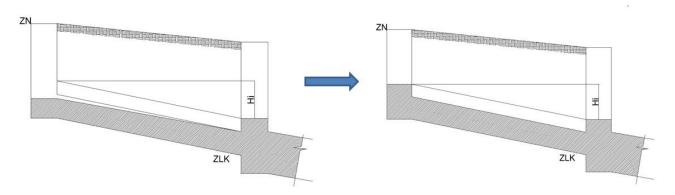


Рисунок 5.12 - Корректировки обратного хода

6. Вывод результатов расчета. Результаты расчетов выводятся в графической форме в виде различных раскрасок сети по скоростному режиму, по наполнению и напорам как в статическом, так и динамическом режимах работы системы водоотведения.

5.2. Применение методики оптимизации при разработке перспективной схемы развития системы водоотведения г. Ангарска Иркутской области

Г. Ангарск имеет численность населения 232 тыс. чел. и относится к городу нефтехимиков. В городе Ангарске организована полная раздельная система канализации, протяженностью 384,4 км сетей диаметрами от 150 до 1300 мм (износ сетей составляет 73,98%), 27 районных насосных станций (КНС), в т. ч. две главных КНС («Южная», «Восточная»). Схема водоотведения представлена на рисунке 5.13.

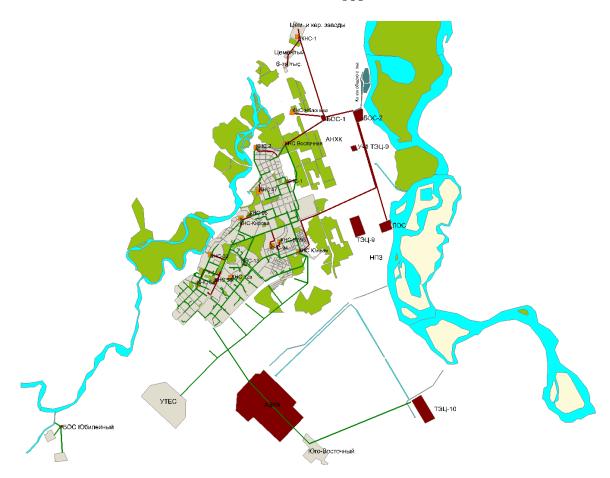


Рисунок 5.13 - Схема водоотведения г. Ангарска

Имеется 2 шиберных устройства в колодцах (район 7а м-на и между м-ми 13 и 6), которые позволяют перераспределять потоки на КНС «Восточная» или «Южная». Проведенные расчеты показали, что при аварийных ситуациях с шиберных устройств избежать помощью ОНЖОМ попадания земли. Также c шиберных устройств поверхность помощью онжом перераспределять образом KHC потоки стоков между оптимальным «Восточная» или «Южная».

С территории северо-восточной и с юго-западной части города Ангарска стоки поступают на КНС «Восточная», производительностью 80 тыс. м³/сутки. От КНС «Восточная» сточные воды подаются на биологические очистные сооружения БОС-1 и БОС-2 по двум напорным коллекторам Ду -1200 мм.

С территории северной части города Ангарска из микрорайонов Майск, Китой стоки поступают на КНС «Яблонька», а затем на БОС-1 и БОС-2. Из микрорайона Цементный, поселка Шеститысячник стоки поступают на ЦКНС- 1 и далее на БОС-1.

Из юго-западной части города Ангарска самотечными и напорными коллекторами сточные воды поступают на КНС «Южная», производительностью 120 тыс. м³/сутки. От КНС «Южная» стоки подаются по двум напорным трубопроводам Ду-900 мм на биологические очистные сооружения БОС-2.

Стоки от микрорайона Юго-Восточный и Ангарской воспитательной колонии поступают в сети ОАО «АЭХК» и далее в сети Юго-Западного района города Ангарска.

В настоящее время остаются неохваченными централизованной системой водоотведения такие районы города Ангарска как мкр. Кирова, мкр. Китой (частично), мкр. Северный (частично), мкр. Байкальск (частично), д. Совхозная. На территории военного городка также отсутствует централизованное водоотведение.

Первый этап работы заключался в оценке существующих режимов работы СВО г. Ангарск. С этой целью были проведены поверочные гидравлические расчеты по методике, изложенной в главе 2. Результаты расчетов графически представлены на рисунке 5.14.

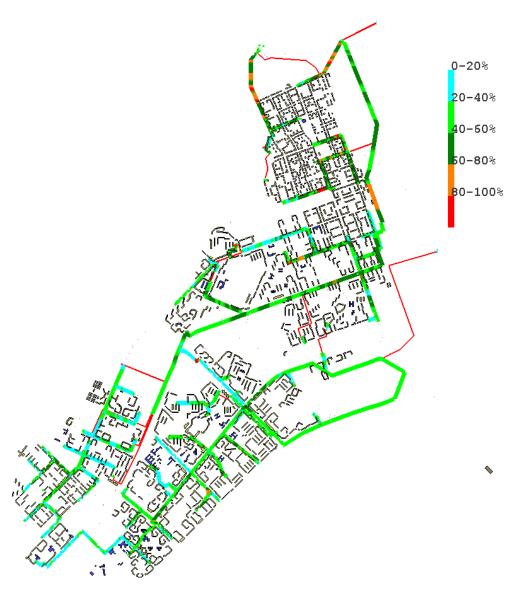


Рисунок 5.14 - Карта наполнений с существующими средними нагрузками

Расчеты показали (и это подтверждено реальными замерами), что небольшое количество участков имеют наполнение более 80%, а большая их часть имеют наполнение до 50% и пропускают необходимый расход. Реконструкция сетей не требуется.

В перспективе предполагается ввод новых строительных объектов по районам города, объединенным в зоны (рисунок 5.15).

Расшифровка нумерации зон с объемом прироста перспективных нагрузок на систему водоотведения представлена в таблице 5.1.

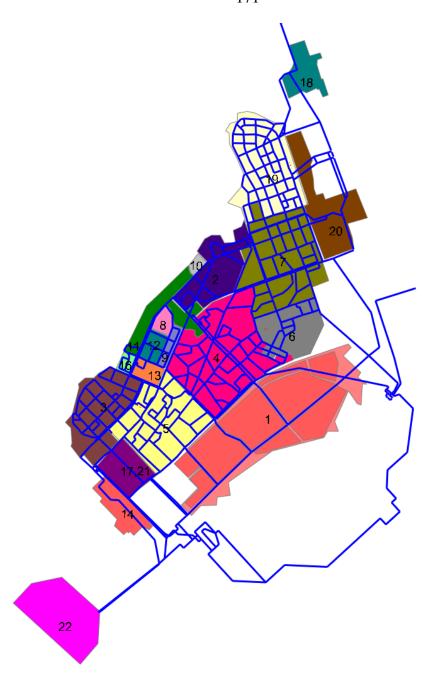


Рисунок 5.15 - Зоны города Ангарска, где предполагается новое строительство

Таблица 5.1 - Строительства новых объектов и перспективных нагрузок на систему водоотведения

№ зоны	Название зоны нового строительства	Водоотведение max, л/сек
1	За ул. Декабристов (кварталы 256, 257, 258, части кварталов 254, 259, 290)	187,315
2	Кварталы 85а,84,95, части квартала 71, микрорайон 29	5,018
3	Кварталы 178, 179, 180, 181, 182, 188, 189, А, Б, 206, 210, 208, 209, 211, 212, 219, 220, 221, 222	8,561
4	Микрорайон 6,6а,7,7а,8,9,10,11,12,12а,13, часть микрорайона 14, квартал 96	11,336

5	Микрорайоны 18,19,22,15,17,17а, кварталы 205,192,177	35,790
6	Байкальск (территория города Ангарска, ограниченная улицами Крупской, 40 лет Октября, проспектом Карла Маркса, улицами Декабристов, Весенняя, переулком Гаражный)	2,389
7	Территория города Ангарска, ограниченная улицами Мира, Макаренко, Насырова, 40 лет Октября, Крупской, Чайковского, Гагарина, Горького, Ворошилова, Ленина, Героев Краснодона, Маяковского, Московской, Ленина	8,177
8	31 микрорайон	27,130
9	35 микрорайон	13,606
10	Квартал 95Б	0
11	Микрорайоны Кирова, 37,36,30,28, части микрорайона 14	79,138
12	32 микрорайон	38,005
13	33 микрорайон	2,745
14	Новый-4	61,170
15	мкр. Юго-Восточный	0,183
16	34 микрорайон	0,637
17	250 квартал	13,910
18	Майск	0,047
19	За Мира, Макаренко	2,448
20	Пром.кварталы 108, 123, 124, 125 квартал	2,358
21	251, 215 кварталы	0,166
22	Утес	39,842
	Итого	539,970

После добавления перспективных нагрузок, за исключением отдаленных по территории новых районов 1; 14 и 22, где сети водоотведения пока отсутствуют, были снова проведены гидравлические расчеты. Расчеты показали, что наполнение в сети водоотведения существенно увеличилось. Большее число коллекторов стали работать практически при 100% наполнении (рисунок 5.16).



Рисунок 5.16 - Карта наполнения с учетом перспективных нагрузок

На рисунке 5.17 показаны красным цветом участки, которые будут работать в напорном режиме. Очевидно, для нормализации режимов работы СВО эти участки необходимо переложить на участки с большими диаметрами. Результаты расчетов этого варианта представлены в таблице 5.2. При этом стоимость работ составит 54 761.64 тыс. руб. (в ценах 2014 года).

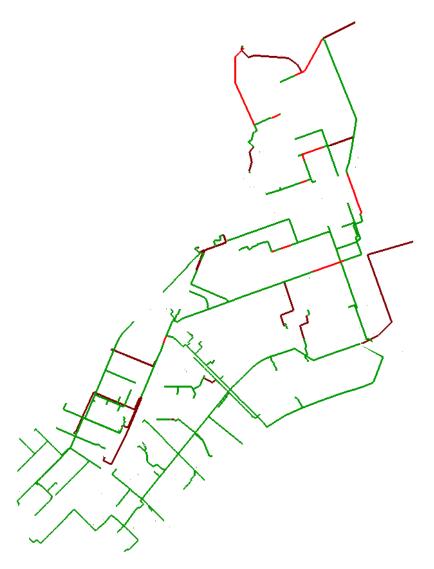


Рисунок 5.17 - Участки сети, требующие замены на большие диаметры Таблица 5.2 - Расчеты затрат на перекладку трубопроводов

№ п/п	Ду, существ ующие участки, мм	Длина, <i>м</i>	Ду, новые участк и, мм	Итого, тыс. руб. (в ценах 2014 года)	№ п/п	Ду, существ ующие участки , мм	Длина, <i>м</i>	Ду, новые участк и, мм	Итого, тыс. руб. (в ценах 2014 года)
1	350	20,12	600	181,35	50	250	26	500	191,94
2	350	30,46	600	274,52	51	300	49,66	500	366,59
3	350	99,81	600	899,44	52	300	50,57	500	373,3
4	350	48,75	600	439,35	53	300	43,46	500	320,85
5	350	49,66	600	447,5	54	350	24,04	600	216,65
6	350	31	600	279,36	55	350	30,61	600	275,84

7	350	44	600	396,51	56	350	41,94	600	377,96
8	350	45	600	405,52	57	350	45,98	600	414,34
9	350	45	600	405,52	58	350	46,82	600	421,91
10	350	11,94	600	107,6	59	350	49,65	600	447,41
11	350	40	600	360,46	60	350	23,41	600	210,95
12	350	46	600	414,53	61	350	22,47	600	202,51
13	350	45	600	405,52	62	350	41,11	600	370,46
14	350	45	600	405,52	63	350	37	600	333,43
15	350	32	600	288,37	64	350	29,73	600	267,93
16	350	30	600	270,35	65	350	24,35	600	219,44
17	350	31,14	600	280,66	66	350	33,84	600	304,93
18	350	50,93	600	458,97	67	350	49,98	600	450,4
19	350	26,17	600	235,85	68	350	33,24	600	299,56
20	300	42,54	500	314,07	69	350	23,09	600	208,05
21	300	55,04	500	406,29	70	350	19,92	600	179,55
22	300	41,63	500	307,32	71	350	31,38	600	282,82
23	300	55,04	500	406,29	72	350	19,72	600	177,73
24	300	39,4	500	290,83	73	350	29,53	600	266,11
25	350	50,92	600	458,88	74	350	50,61	600	456,04
26	350	18,97	600	170,98	75	350	50,12	600	451,66
27	350	44,6	600	401,9	76	350	33,12	600	298,47
28	350	45,54	600	410,4	77	350	55,07	600	496,29
29	300	26,57	500	196,15	78	350	49,24	600	443,77
30	300	30,68	500	226,46	79	350	50,12	600	451,66
31	1000	24,35	1400	516,02	80	350	49,24	600	443,77
32	1000	47,76	1400	1 012,05	81	350	50,12	600	451,66
33	300	34,44	500	254,23	82	350	39,82	600	358,88
34	200	92,2	400	462,16	83	350	49,65	600	447,41

35	350	7,62	600	68,63	84	1000	65,92	1300	1 291,38
36	350	37,64	600	339,22	85	150	21,02	300	89,36
37	1000	50,92	1400	1 079,05	86	1100	26,93	1600	656,82
38	1000	7,28	1400	154,27	87	1100	53,49	1600	1 304,77
39	1000	41,44	1400	878,06	88	1100	73,74	1600	1 798,69
40	1000	100,9	1400	2 138,13	89	1100	47,54	1600	1 159,66
41	1000	28,46	1400	603,09	90	1100	44,6	1600	1 087,91
42	1000	48,7	1400	1 032,04	91	1100	46,49	1600	1 133,97
43	1000	52,2	1400	1 106,17	92	1100	79,06	1600	1 928,48
44	1000	49,04	1400	1 039,19	93	1100	14,87	1600	362,64
45	1000	48,7	1400	1 032,04	94	1100	36,77	1600	896,94
46	150	14,32	300	60,85	95	1100	68,95	1600	1 681,92
47	150	27,31	300	116,09	96	1100	124,65	1600	3 040,70
48	150	53,23	300	226,23	97	1100	28,79	1600	702,35
49	150	13	300	55,25	98	1000	58,19	1300	1 139,86
Итог	Γ 0								54 761,64

Для поиска оптимального варианта реконструкции были проведены расчеты по методике поиска максимального потока минимальной стоимости, предлагаемой в диссертации. Согласно результатам расчета, оптимальным оказался вариант с параллельной прокладкой. На рисунке 5.18 показаны кружками участки, где требуется параллельная прокладка. Стоимость этого варианта представлена в таблице 5.3.

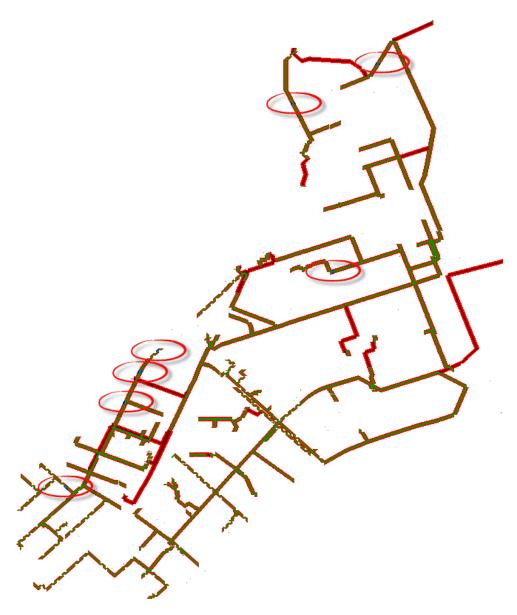


Рисунок 5.18 - Вариант с параллельной прокладкой дополнительных коллекторов

Таблица 5.3 - Расчеты затрат на параллельную прокладку коллекторов

№ п/п	Диаметр, <i>мм</i>	Итого, тыс. руб. (в ценах 2014 года)
1	160	89,676
2	200	202,722
3	250	249,759
4	200	138,207
5	225	182,468
6	180	115,635
7	180	153,861
Итого		1 132,32

Экономия составляет 53 629.32 тыс. руб. Вариант параллельной прокладки в 50 раз экономичнее перекладки.

Подключение новых районов канализования требует обоснования трассы. Параметров новых коллекторов и выбора точек подключения к существующей сети. Как требует СП и методические указания трасса должна назначаться исходя из наикратчайшего расстояния до точек сброса или до КОС. Такая трасса была обозначена и она показана красным цветом на рисунке 5.19.

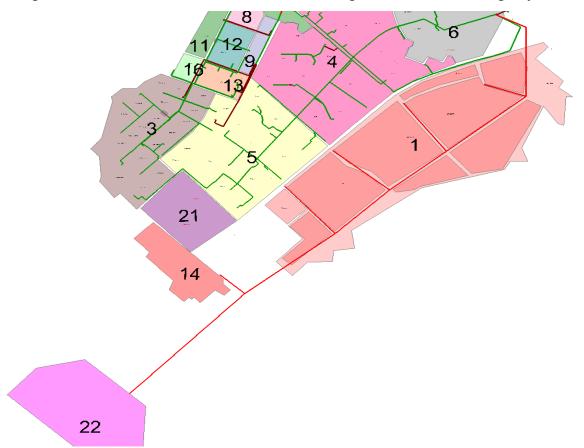


Рисунок 5.19 - Проектный вариант трассировки системы водоотведения от трех новых микрорайонов 1, 14, 22

В таблице 5.4. представлены расчеты стоимости строительства данного варианта.

Таблица 5.4 - Расчеты затрат по проектному варианту трассировки

№ п/п	Длина, <i>м</i>	Диаметр, <i>мм</i>	Описание	Итого, тыс. руб. (в ценах 2014 года)
1	2266,43	280	К СНТ «Утес»	3012,232
2	1576,69	315	За ул. Декабристов	1727,249
3	1030,70	400	За ул. Декабристов	5977,857
4	1001,70	450	За ул. Декабристов	5545,564
5	1412,00	500	За ул. Декабристов	7090,588
6	1121,01	560	За ул. Декабристов	10565,717
7	462,89	560	За ул. Декабристов	11117,415
8	984,82	225	За ул. Декабристов	976,266

9	1006,57	200	За ул. Декабристов	853,279
10	1026,64	180	За ул. Декабристов	725,859
11	607,16	180	За ул. Декабристов	425,983
Итого				48 018,009

Произведем поиск наилучших трассы и параметров новой СВО по предлагаемой в работе методики оптимизации. Для этого наметим избыточную схему прокладки новых коллекторов с учетом их возможных подключений к существующей системе водоотведения. После оптимизации выбран вариант трассы, который показан зеленым цветом на рисунке 5.20.

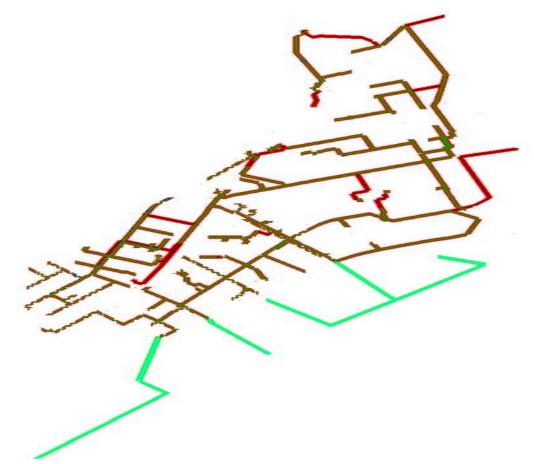


Рисунок 5.20 - Оптимальный вариант трассировки новых коллекторов В таблице 5.5 представлены расчеты стоимости затрат на строительство варианта устройства новых коллекторов.

Таблица 5.5 - Расчеты затрат по оптимальному варианту

№ п/п	Диаметр, <i>мм</i>	Итого, тыс. руб. (в ценах 2014 года)
1	450	2989,692
2	250	612,118
3	400	6011,171
4	280	3012,232

5	280	1066,129
6	280	1532,897
7	280	2412,810
8	400	4131,941
9	200	867,783
10	180	596,031
11	180	451,460
12	160	76,593
13	200	173,084
14	250	213,522
15	200	118,259
16	225	157,377
17	180	100,035
18	180	131,405
Итого		24 654,54

Экономия составляет 3 363.46 тыс. руб. или на 50% меньше стоимости проектного варианта. Суммарная экономия применения предлагаемых в работе методик только по г. Ангарску составляет 56 932 тыс. руб.

5.3. Оптимизация перспективной схемы развития системы водоотведения г. Байкальска Иркутской области

На рисунке 5.21 представлена общая схема хозяйственно-бытовой канализации г. Байкальска. В г. Байкальске с населением в 13 тыс. чел все микрорайоны обеспечены централизованной хозяйственно - бытовой канализацией, сточные воды от жилой застройки поступают в самотечные сети и далее по напорному коллектору на МУП КОС г. Байкальска.

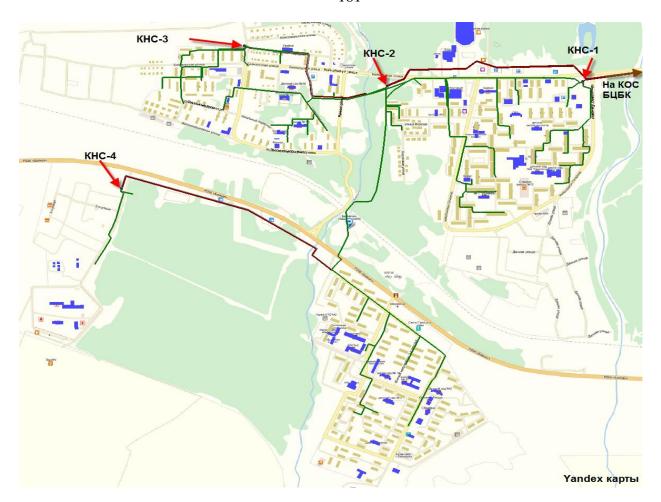


Рисунок 5.21 - Схема магистральных коллекторов системы водоотведения г. Байкальска

На рисунке 5.21 самотечные коллектора показаны зеленым цветом, напорные – бордовым. Из-за сложности рельефа и значительного удаления очистных сооружений от города хоз. бытовые сточные воды г. Байкальска на очистные сооружения подкачиваются четырьмя насосными станциями (рисунок 5.21).

Расчетная схема СВО включает в себя 438 участков и 434 узла, протяженностью сетей более 18 км и представлена на рисунке 5.22. Карта наполнений представлена на рисунке 5.23, из которой следует, что самотечные коллектора работают в допустимых по скоростям и наполнениям режимах.

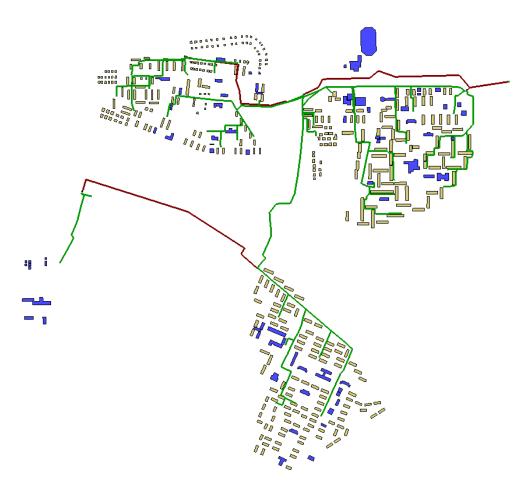


Рисунок 5.22 - Расчетная схема водоотведения г. Байкальска

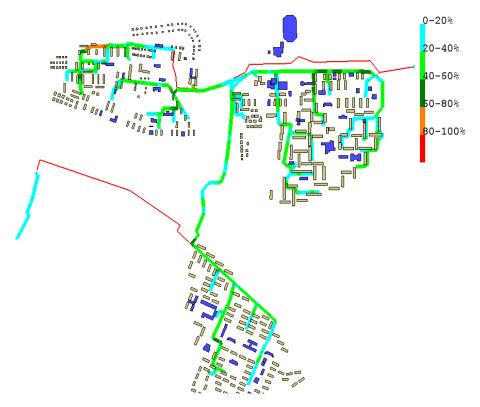


Рисунок 5.23 - Карта наполнений канализационной сети при максимальном водопотреблении

По данным генплана в южной части города (отмечена на рисунке 5.24) за счет нового строительства нагрузка увеличится в 5 раз. В этом случае часть коллекторов будет перегружена (на рисунке 5.25 участки с красным цветом).

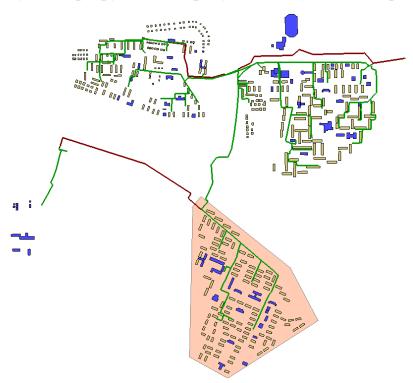


Рисунок 5.24 - Район перспективной застройки

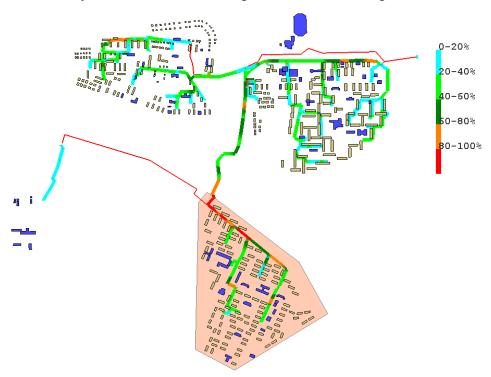


Рисунок 5.25 - Карта наполнений с учетом перспективной нагрузки в южной части города

Перекладка этих участков на новые с большими диаметрами потребует финансовые затраты в размере **93 686.4 тыс. руб.**

Для поиска оптимального решения была намечена избыточная схема, которая включала и вариант переброски стоков в нижний район длиной 750 м с уклоном 0.004 (рисунок 5.26)

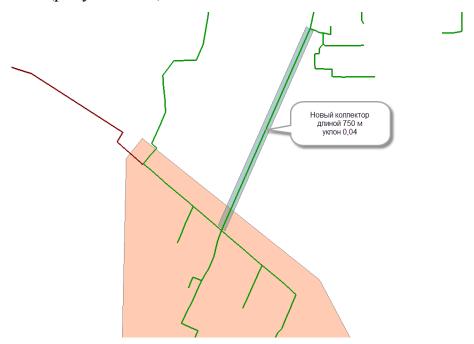


Рисунок 5.26 - Прокладка нового коллектора

В результате проведенных расчетов по методике поиска максимального потока минимальной стоимости вместо перекладки 11 коллекторов выбран вариант параллельной прокладки двух коллекторов и строительство нового разгрузочного коллектора (рисунок 5.27). Стоимость этого варианта составила 46 735.23 тыс. руб., что почти на 50 % экономичнее варианта ручного счета.

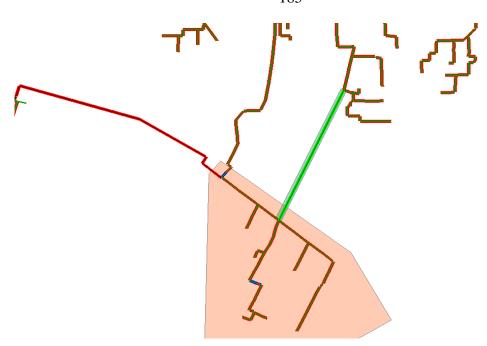


Рисунок 5.27 - Вариант параллельной прокладки двух коллекторов показаны синим цветом

5.4. Оптимизация перспективной схемы развития системы водоотведения на примере г. Шелехова Иркутской области

Население г. Шелехов составляет 43 тыс. человек. Схема СВО включает в себя 336 участков и 336 узлов. Протяженность сетей более 23 км (рисунок 5.28).



Рисунок 5.28 - Схема канализационной сети г. Шелехова

Планируется развитие города за счет строительства новых районов (рисунок 5.29).

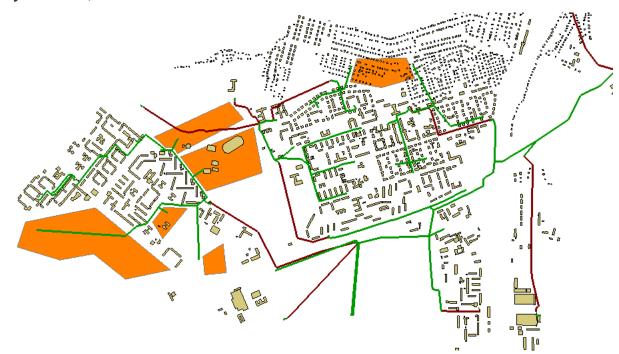


Рисунок 5.29 - Районы перспективной застройки (показаны оранжевым цветом) Сеть становится перегруженной, о чем свидетельствует карта наполнений, показанная на рисунке 5.30.

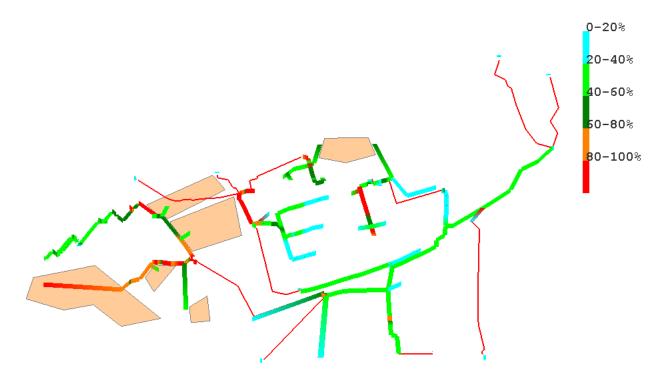


Рисунок 5.30 - Карта наполнений (красными тонкими линиями показаны напорные коллектора, жирным перегруженные)

Вариант перекладки перегруженных безнапорных и напорных трубопроводов по затратам составил 54 645.65 тыс. руб. После проведения расчета по предлагаемой в диссертации методике перекладке выбран вариант с параллельной прокладкой дополнительных коллекторов, этот вариант показан на рисунке 5.31.

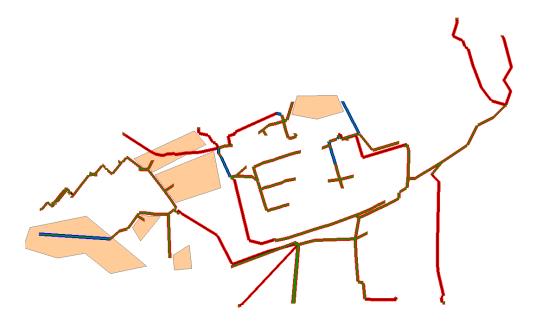


Рисунок 5.31 - Участки, с параллельной прокладкой показаны синим цветом Стоимость этого варианта составляет **12 147.8 тыс. руб.,** что так же почти на 50% дешевле перекладки на новые коллектора.

Представлены полученные на основе этих методик и программ результаты обоснования перспективных схем развития систем водоотведения городов Иркутской области: Ангарска, Байкальска, Шелехова. Показана экономическая эффективность предлагаемых подходов и методик, которая, по сравнению с проектными решениями, составляет по каждому объекту в среднем 10 млн. руб.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Таким образом, на основании выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

- **1.** Проведенный анализ технического состояния систем водоотведения и имеющихся подходов и методов к их проектированию и моделированию подтвердил необходимость дальнейшего развития методики оптимизации систем водоотведения с учетом повышения их надежности и сейсмостойкости.
- **2.** Для оценки состояния существующих и реконструируемых систем водоотведения и их пропускной способности предложены математические модели потокораспределения с учетом появления напорного, напорнобезнапорного движения стоков и выхода их на поверхность земли.
- 3. На основе критерия затрат жизненного цикла сделана математическая постановка задачи оптимизации развивающихся систем водоотведения, исследована целевая функция и область допустимых решений, показано, что оптимальной структурой ДЛЯ новых систем водоотведения разветвленная сеть, ДЛЯ реконструируемых систем водоотведения оптимальными возможны и кольцевые решения.
- 4. Для решения задач развития и обоснования перспективных схем водоотведения в работе предложена методика, основанная на предварительном построении избыточных проектных схем и поиске на них максимального потока минимальной стоимости (метод Форда Л.Р., Фалкерсона Д.Р.), показана эффективность существующих, ee при оптимизации новых реконструируемых систем водоотведения И отдельных самотечных коллекторов.
- **5.** Проведенные в работе исследования показали, что учет фактора надежности и сейсмостойкости оказывает существенное влияние на выбор структуры и параметров систем водоотведения. При этом в качестве критерия оценки надежности и сейсмостойкости предлагается количественный

показатель — объем стоков за жизненный цикл системы водоотведения, который в результате отключения аварийных участков попадает на поверхность земли и в водоемы без очистки. С учетом данного критерия на основе алгоритма поиска максимального потока минимальной стоимости в работе предложена методика оптимального синтеза систем водоотведения с учетом их надежности и сейсмостойкости, показана ее эффективность на примерах расчета реальных существующих и реконструируемых систем водоотведения.

- **6.** Предлагаемые в работе методики анализа режимов функционирования систем водоотведения и оптимизации их развития и реконструкции с учетом повышения надежности и сейсмостойкости, реализованы в виде программного комплекса TRACE-BK, который написан на языке СИ++, имеет графический интерфейс, базу данных и хорошо конвертируется в среду AutoCAD и др. графические системы.
- 7. Программный комплекс ТРАСЕ-ВК уже применяется в Водоканалах городов Иркутской области, в г. Твери, а также в Грузии (г. Тбилиси) для расчета режимов, поиска перегруженных участков и засоров в сети. На основе Трасе ВК разработаны схемы развития систем водоснабжения и водоотведения городов Иркутск, Ангарск, Шелехов, Байкальск и др.

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ

АЭХК: Ангарский электролизный химический комбинат

БОС: Биологические очистные сооружения

БПК: Биохимическое потребление кислорода

ВОС: Водоочистные сооружения

ВСЖД: Восточно-Сибирская железная дорога

ЖКХ: Жилищно-коммунальное хозяйство

КНС: Канализационные насосные сооружения

КОС: Канализационные очистные сооружения

МУП: Муниципальное унитарное предприятие

СВО: Системы водоотведения

ЦВМ "Раздан-2": Цифровая вычислительная машина "Раздан-2"

ЦКНС: Центральная канализационная насосная станция

ЭВМ "Минск-22": Электронно-вычислительная машина "Минск-22"

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- 1. Абрамов, Н.Н. Водоснабжение / Н.Н. Абрамов М.: Стройиздат, 1974. 480 с.
- 2. Абрамов, Н.Н. Надежность систем водоснабжения / Н.Н. Абрамов М.: Стройиздат, 1979. 231 с.
- 3. Абрамов, Н.Н. О проблемах надежности систем водоснабжения / Н.Н. Абрамов Тр. МИСИ им. В.В. Куйбышева. М.: Издательство МИСИ, 1973. 138 с.
- 4. Абрамов, Н.Н. Расчет водопроводных сетей / Н.Н. Абрамов М.: Стройиздат, 1976. 304 с.
- 5. Абрамов, Н.Н. Теория и методика расчета систем подачи и распределения воды / Н.Н. Абрамов М.: Стройиздат. 1972. 287 с.
- 6. Абрамович, И.А. К вопросу об инфильтрации притоков в коллекторы городской канализации / И.А. Абрамович, Е.М. Глух Водоснабжение и канализация населенных мест: Сб. науч. трудов. М.: ЦНИИЭП инженерного оборудования, 1981. С. 22-29.
- 7. Абрамович, И.А. Новая стратегия проектирования и реконструкции систем транспортирования сточных вод / И.А. Абрамович Прак. Пособие. Харьков: Основа, 1996. 300с.
- 8. Абрамович, И.А. Повышение достоверности расчета сетей водоотведения / И.А. Абрамович Водоснабжение и санитарная техника. 1985. №3. С. 4-5.
- 9. Абрамович, И.А. Строительство системы канализации глубокого заложения в Харькове / И.А. Абрамович Водоснабжение и санитарная техника. 1973. №10. С. 34-35.
- 10. Абрамович, И.А. Эксплуатация сетей канализации с глубоким заложением сетей / И.А. Абрамович Совершенствование эксплуатации сетей водоснабжения. М.: ЦНИИЭП инженерного оборудования, 1987. С. 12-13.

- 11. Абрамович, И.А. Проветривание канализационных коллекторов глубокого заложения в период эксплуатации / И.А. Абрамович, В.Д. Лишбергов Водоснабжение и санитарная техника. 1975. №3. С. 18-19.
- 12. Абрамович, И.А. Некоторые вопросы корректировки норм проектирования / И.А. Абрамович, Г.Н. Семчук Водоснабжение и санитарная техника. 1995. №12. С. 15-16.
- 13. Абрамович, И.А. Надежность систем канализации больших городов / И.А. Абрамович, В.Ф. Шкундин М.: ГОСИНТИ. 1975. 20с.
- 14. Абрамович, И.А. Методика оптимизации уклонов коллекторов городской канализации / И.А. Абрамович, В.А. Штейнберг Основные направления водоотведения очистки сточных вод и обработки осадка. Труды Всесоюз. научно-техн. Конф. Харьков: Основа, 1982. С. 43-46.
- 15. Абрамович, И.А. Некоторые направления построения графиков водоотведения для системы городской канализации / И.А. Абрамович, В.А. Штейнберг Основные направления водоотведения очистки сточных вод и обработки осадков. Труды Всесоюз. научно-техн. Конф. Харьков: Основа, 1982. С. 25-29.
- 16. Алексеев, В.С. Повышение надежности систем водоснабжения в чрезвычайных ситуациях / В.С. Алексеев Водоснабжение и санитарная техника. 2001, № 5.1. С.2-4.
- 17. Алексеев, М. И. Концепция нормативного обеспечения экологической безопасности поверхностных вод / М. И. Алексеев, Л.И. Цветкова, Е.В. Неверова Дзионак Водоснабжение и санитарная техника. 2012. № 6. С.12-14.
- Алексеев, М. И. Определение показателей надежности объекта при посезонно изменяющейся интенсивности отказов / М. И. Алексеев, Ю.А. Ермолин Водоснабжение и санитарная техника. 2007. № 5. С.11-13.
- 19. Алексеев, М.И. Оптимизация процесса водоотведения в крупных городах / М.И. Алексеев, Ю.А. Ермолин Монография М.: Издательство АСВ, 2013. -184 с.

- 20. Алексеев, М. И. Эксплуатация систем водоснабжения и канализации / М. И. Алексеев, В.Д. Дмитриев, Б.Г Мишуков Учебное пособие. М.: Высшая школа. 1993. 60 с.
- 21. Алексеев, М.И. Вероятностные характеристики времени наработки между отказами восстанавливаемых объектов водопроводно-канализационного хозяйства / М.И. Алексеев, Ю.А. Ермолин Водоснабжение и санитарная техника. 2009. № 5. С.26-28.
- 22. Алексеев, М.И. Использование оценки надежности стареющих канализационных сетей при их реконструкции / М.И. Алексеев, Ю.А. Ермолин Водоснабжение и санитарная техника. 2004. №5. С. 21-23.
- 23. Алексеев, М.И. Надежность систем водоотведения / М.И. Алексеев, Ю.А. Ермолин СПб.: Гос. архит. строит. ун-т., 2010. 166 с.
- 24. Алексеев, М.И. Гидравлический расчет сетей водоотведения / М.И. Алексеев, Ф.В. Кармазинов, А.М. Курганов Справочное пособие: Л.: СПИСУ. 1997. 128 с.
- 25. Алексеев, М.И. Метод декомпозиции и эквивалентирования канализационной сети / М.И. Алексеев, Ю.А. Ермолин Водоснабжение и санитарная техника, 2012. №11. С.7-10.
- 26. Альтшуль, А.Д. Гидравлические сопротивления / А.Д. Альтшуль М.: Недра, 1982. 224 с.
- 27. Арутюнян, К.Г. Предложения по уточнению строительных норм и правил, касающихся проектирования канализационных сетей / К.Г. Арутюнян, Н.М. Григоров Водоснабжение и санитарная техника, 1976. №2. С.28-31.
- 28. Бахвалов, Н.С. Численные методы / Н.С. Бахвалов М.: Наука. 1973. Т.1. 632 с.
- 29. Благонравов, А.И. Математическая модель канализационной сети / А.И. Благонравов, М.С. Гоухберг, А.И. Козлов Новые методы и сооружения для водоотведения и очистки сточных вод. Л.: СПИСУ 1981. С. 124-129.

- 30. Бородин, В.И. К вопросу об оптимизации систем водоотведения / В.И. Бородин Материалы Всерос. молодежн. науч.-практ. конф. «Инженерное оборудование населенных мест и зданий». Иркутск.: ИрГТУ. 2007. С. 59-61.
- 31. Бородин, В.И. Оптимизация параметров новых и реконструируемых систем водоотведения / В.И. Бородин Вестник ИрГТУ. Иркутск. 2007. №2. С. 27-35.
- 32. Ботук, Б.О. Канализационные сети / Б.О. Ботук, Н.Ф. Федоров Учебное пособие. М.: Стройиздат, 1976. 272 с.
- 33. Венцель, Е.С. Теория вероятностей / Е.С. Венцель М.: Высш. шк., 2001. 575 с.
- 34. Венцель, Е.С. Задачи и упражнения по теории вероятностей. Учебное пособие для вузов. 3-е изд., стер. / Е.С. Венцель, Л.А. Овчаров - М.: Высш. шк., 2000. 366 с.
- 35. Воронов, Ю.В. Реконструкция и интенсификация работы канализационных сооружений / Ю.В. Воронов, В.П. Саломеев, А.Л. Ивчатов М.: Сройиздат, 1989. 224 с.
- 36. Гальперин, Е.М. Надежностные расчеты кольцевых водопроводных сетей / Е.М. Гальперин Водоснабжение и санитарная техника. 2003. № 3. С.26-29.
- 37. Гальперин, Е.М. Надежность и экономичность кольцевых водопроводных сетей / Е.М. Гальперин Водоснабжение и санитарная техника. 1991. №5. С. 7-9.
- 38. Гальперин, Е.М. Надежность функционирования кольцевой водопроводной сети / Е.М. Гальперин Водоснабжение и санитарная техника. 1987. №4. С. 4-5.
- 39. Гальперин, Е.М. Определение надежности функционирования кольцевой водопроводной сети / Е.М. Гальперин Водоснабжение и санитарная техника. 1989. №6. С.11-13.

- 40. Гальперин, Е.М. Пути повышения надежности функционирования канализационной сети / Е.М. Гальперин Водоснабжение и санитарная техника. 2014. №1. С.63-69.
- 41. Гальперин, Е.М. Численное моделирование аварийного состояния системы подачи и распределения воды / Е.М. Гальперин Изв. вузов: Строительство и архитектура. 1984. №2. С. 103-106.
- 42. Гальперин, Е.М. Надежность систем водоснабжения и водоотведения / Е.М. Гальперин, В.И. Полуян, В.Н. Чувилин Водоснабжение и санитарная техника. 2006. №9. Ч 2. С.38-41.
- 43. Гальперин, Е.М. Надежность канализационной сети и пути ее повышения / Е.М. Гальперин, А.Е. Сидорова Водоснабжение и санитарная техника. 2000. №12. С.14-16.
- 44. Гальперин, Е.М. Выбор показателей надежности канализационной сети / Е.М. Гальперин, А.К. Стрелков Водоснабжение и санитарная техника. 2003. №3. С.10-13.
- 45. Гальперин, Е.М. Надежность водоотводящих сетей города / Е.М. Гальперин, А.К. Стрелков Водоснабжение и санитарная техника. 2013. №3. Ч 1. С.20-26.
- 46. Гехман, А.С. Расчет, конструирование и эксплуатация трубопроводов в сейсмических районах / А.С. Гехман, Х.Х. Зайнетдинов -М.: Стройиздат, 1988. 184 с.
- 47. Голик, Н.И. Оптимальное проектирование систем канализации / Н.И. Голик Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1980. 168с.
- 48. Голик, Н.И. Разработка рациональных методов проектирования систем канализации с помощью ЭВМ / Н.И. Голик Автореф дисс. на соиск. уч. степени к.т.н, Одесса. 1978. 21с.
- 49. Гордеев, М.А. Автоматизация систем водоснабжения и водоотведения / М.А. Гордеев, Г.С. Попкович М.: Стройиздат. 1986. 392с.
- 50. Государственные сметные нормативы. Укрупненные нормативы цены строительства. НЦС 81-02-14-2012.

- 51. Гюнтер, Л.И. Предложения по уточнению СНиП II-31-74 и II-32-74 в части расходов и неравномерности водопотребления и водоотведения (1 редакция) / Л.И. Гюнтер, К.Г. Арутюнян, М.П. Майзельс М.: НИИКВиОВ, АКХ РСФСР, 1979. 48с.
- 52. Данилов, Д.Т. Эксплуатация канализационной сети / Д.Т. Данилов М.: Стройиздат, 1977. 127с.
- 53. Дерюшев, Л.Г. Надежность систем водоснабжения и водоотведения / Л.Г. Дерюшев Водоснабжение и санитарная техника. 2000, №12, С.6-9.
- 54. Дерюшев, Л.Г. Показатели надежности трубопроводных систем водоснабжения и водоотведения / Л.Г. Дерюшев Водоснабжение и санитарная техника. 2001. №12. ч.1. С. 6-9.
- 55. Дерюшев, Л.Г. О вопросах оценки надежности трубопроводных систем водоснабжения. Надежность водопроводных систем: Тез. докл. / Л.Г. Дерюшев, А.В. Минаев М.: МДНТП, 1988. С. 34 41.
- 56. Дерюшев, Л.Г. Оценка надежности систем водоснабжения / Л.Г. Дерюшев, А.В. Минаев Водоснабжение и санитарная техника. 1988. № 11. С. 4-5.
- 57. Евдокимов, А.Г. Моделирование и оптимизация потокораспределения в инженерных сетях / А.Г. Евдокимов, А.Д. Тевяшев, В.В. Дубровский М: Стройиздат, 1990. 368 с.
- 58. Ермолин, Ю.А. Оптимальное управление канализационной сетью по критерию минимума энергозатрат / Ю.А. Ермолин Изв. Вузов: Строительство и архитектура. 1983. №6. С. 48-51.
- 59. Ермолин, Ю.А. Надежность городских систем водоотведения / Ю.А. Ермолин, М.И. Алексеев Водоснабжение и санитарная техника. 2001. №9. С.24-25.
- 60. Ермолин, Ю.А. Надежность канализационных сетей: цели, задачи и методология исследования / Ю.А. Ермолин, М.И. Алексеев Водоснабжение и санитарная техника. 1996, № 10, С.2-5.

- 61. Ермолин, Ю.А. Алгоритм локализации мест повреждения канализационной сети / Ю.А. Ермолин, Н.В. Пальгунов, Л.Ф. Скребин Водоснабжение и сан. техника. 1989. №3. С. 18-21.
- 62. Забощиков, О.В. Определение расчетных расходов сточных вод при расчете бытовых канализационных сетей населенных мест / О.В. Забощиков, А.И. Сергеев Водоснабжение и санитарная техника, 1971. №69. С. 138-150.
- 63. Зайцев, И.Д. К вопросу оптимизации трубопроводных сетей на стадии проектирования / И.Д. Зайцев, В.Г. Вайнер Экономика и математические методы. 1979. Т15. Вып.1. С. 171-176.
- 64. Игнатчик, С.Ю. Обеспечение надежности и энергосбережения при расчете сооружений для транспортирования сточных вод / С.Ю. Игнатчик Водоснабжение и санитарная техника. 2010. №8. С.56-63.
- 65. Игнатчик, С.Ю. Расчет надежности, безопасности и инвестиционной эффективности сетей водоотведения / С.Ю. Игнатчик Водоснабжение и санитарная техника. 2011. №12. С.57-67.
- 66. Игнатчик, С.Ю. Энергосбережение и обеспечение надежности при реконструкции канализационных насосных станций / С.Ю. Игнатчик Водоснабжение и санитарная техника. 2012. №12. С.37-43.
- 67. Ильин, Ю.А. Определение показателей экологической безопасности канализационных очистных сооружений / Ю.А. Ильин, В.С. Игнатчик, С.Ю. Игнатчик Водоснабжение и санитарная техника. 2013. №3. Ч 1. С.11-17.
- 68. Ильин, Ю.А. Расчет надежности подачи воды / Ю.А. Ильин М.: Стройиздат, 1987. 317с.
- 69. Калицун, В.И. Водоотводящие системы и сооружения: Учеб. для вузов / В.И. Калицун М.: Стройиздат. 1987. 336 с.
- 70. Калицун, В.И. Гидравлический расчет водоотводящих сетей. Справочное пособие / В.И. Калицун - М.: Стройиздат. 1987. 72 с.

- 71. Калицун, В.И. Гидравлика, водоснабжение и канализация: Учеб. для вузов / В.И. Калицун, Ю.М. Ласков М.: Стройиздат, 2000. 417 с.
- 72. Карелин, Я.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей из пластмассовых труб круглого сечения / Я.А. Карелин, В.Н. Яромский, О.Я. Евсеева М.: Стройиздат, 1986. 68с.
- 73. Койда, Н.У. Технико-экономических расчет канализационной сети с помощью ЭЦВМ / Н.У. Койда, Н.Ф. Федоров Л.: Стройиздат, 1971. 119 с.
- 74. Константинов, Ю.М. Гидравлический расчет сетей водоотведения / Ю.М. Константинов, А.А. Василенко, А.А. Сапухин, Б.Ф. Батченко Киев: Будівельник, 1987. 120с.
- 75. Кремер, Н.Ш. Теория вероятностей и математическая статистика / Н.Ш. Кремер М.: ЮНИТИ-ДАНА, 2004. 573 с.
- 76. Куранов, Н.П. Оценка безопасности и риска аварий гидротехнических сооружений / Н.П. Куранов, Н.Н. Розанов, Е.А. Тимофеева, Т.Г. Войнич-Сяноженский Водоснабжение и санитарная техника. 2012. №12. С.16-22.
- 77. Курганов, А.М. Расчет дождевых сетей канализации на ЭВМ ЕС: Метод. указания для студентов / А.М. Курганов, М.И. Алексеев Л.: ЛИСИ. 1983. 51c.
- 78. Курганов, А.М. Расчет канализационных сетей для отведения бытовых и производственных строчных вод на ЭВМ ЕС: Метод. указания для студентов / А.М. Курганов, М.И. Алексеев Л.: ЛИСИ. 1983. 46с.
- 79. Ленденев, В.С. Расчет и оптимизация развивающихся систем водоотведения. Дисс. на соиск. уч. степени к.т.н. / В.С. Ленденев Л.:ЛИЖТ. 1989. 143с.
- 80. Лобачев, В.Г. Новый метод увязки колец при расчете водопроводных сетей / В.Г. Лобачев Санитарная техника. 1934. № 2. С. 8-12.
- 81. Лобачев, В.Г. Приемы расчета водопроводных сетей / В.Г. Лобачев Л.: МКХ РСФСР. 1950. 80с.

- 82. Медведев, Т.П. Канализация городов ФРГ. / Т.П. Медведев Л.: Стойиздат, 1982. 168 с.
- 83. Найманов, А.Я. Особенности оценки надежности кольцевой водопроводной сети / А.Я. Найманов Водоснабжение и санитарная техника. 2006, № 12. С.11-16.
- 84. Нгуен, Т.А. Разработка методики оптимизации перспективных схем развития систем водоотведения / Т.А. Нгуен. Р. В. Чупин Труды VI-й международной научно-практической конференции, «Ресурсоэнергосберегающие технологии в жилищно-коммунальном хозяйстве и строительстве» сентябрь 2015 г. Иркутск: ИРНИТУ, 2015, 23 с.
- 85. Нгуен, Т.А. Планировка и застройка жилого района Лисиха в городе Иркутске / Т. А. Нгуен, А.Г. Большаков, Е.В. Пуляевская Сб.: Научная инициатива иностранных студентов и аспирантов российских вузов. Материалы международной научно-практической конференции. (24-26 мая 2011). Томск. С. 172-174.
- 86. Никаев, М.А. Совершенствование проектирования водоотводящих сетей / М.А. Никаев М.: Стройиздат, 1984. 48с.
- 87. Николаев, В.Г. Влияние характеристик насосов на энергопотребление канализационных насосных станций и качество очистки сточных вод / В.Г. Николаев Водоснабжение и санитарная техника. 2009. № 10. ч 2 с. 3-10.
- 88. Обухов, Е.С. Аварии канализационных коллекторов и борьба с ними / Е.С. Обухов М. Л.: Госстройиздат. 1939. 116 с.
- 89. Орлов, В.А. Стратегия и методы восстановления подземных трубопроводов / В.А. Орлов, В.А. Харькин М.: Стройиздат. 2001. 96с.
- 90. Рекомендации по расчету систем сбора, отведения и очистки поверхностного стока с селитебных территорий, площадок предприятий и определению условий выпуска его в водные объекты. М.: ФГУП НИИВОДГЕО. 2006. 132с.

- 91. Родин, В.Н. Распределение числа отказов элементов канализационных сетей / В.Н. Родин, Я.А. Карелин, М.М. Султанов Сб. науч. трудов. Водоснабжение и канализация населенных мест М.: Стройиздат, 1981. С. 23-28.
- 92. Розин, В.Н. К вопросу определения расчетной нагрузки начальных участков канализационной сети / В.Н. Розин, Шопенский и др. Водоснабжение и канализация населенных мест, жилых и общественных зданий. М.: Стройиздат, 1980. С. 40-41.
- 93. Селезнев, А.Н. Оценка и обеспечение надежности трубопроводов канализационной сети / А.Н. Селезнев, С.А. Алексеев, С.К. Максимов Водоснабжение и санитарная техника. 2001. №10. С.21-22.
- 94. СНиП 2.04.03-85 «Канализация. Наружные сети и сооружения». М.:,1886. 87с.
- 95. Федорец, А.А. Дифференциальные уравнения установившегося движения в трубопроводах при неравномерном изменении путевого расхода / А.А. Федорец Изв. Вузов: Архитектура и строительство. 1976. №10. С. 114-119.
- 96. Федорец, А.А. Установившееся движение жидкости в открытых руслах с неравномерным увеличением расхода вдоль потока / А.А. Федорец Изв. Вузов: Архитектура и строительство. 1976. №4. С. 102-105.
- 97. Федоров, Н.Ф. Канализационные сети и сооружения / Н.Ф. Федоров Л.: М.: Госстройиздат, 1961. 315с.
- 98. Федоров, Н.Ф. Новая программа расчета бытовой канализационной сети / Н.Ф. Федоров Санитарная техника: Л.: ЛИСИ. 1970. С. 83-84.
- 99. Федоров, Н.Ф. Новые исследования и гидравлические расчеты канализационных сетей / Н.Ф. Федоров М.: Л.: Госстройиздат, 1956. 258 с.
- 100. Федоров, Н.Ф. Городские подземные сети и коллекторы / Н.Ф. Федоров, С.Ф. Веселов Учебник для вузов. М.: Стройиздат, 1972. 303 с.
- 101. Филд, Р. Проблема переполнения общесплавной системы канализации / Р. Филд Гражданское строительство. 1973. №2. С. 27-32.

- 102. Форд, Л.Р. Потоки в сетях / Л.Р. Форд, Д.Р. Фалкерсон М.: Мир, 1963. 216 с.
- 103. Харькин, В.А. Разработка системного подхода и оптимизация эксплуатации безнапорных водоотводящих сетей. Дисс. на соиск. уч. степени д. т. н. / В.А. Харькин М.: МГСУ, 2005. 196с.
- 104. Xy, Т. Целочисленное программирование и потоки в сетях / Т. Xy М.: Мир, 1974. 520 с.
- 105. Черников, Н.А. Теоретические и методологические принципы совершенствования нормативной базы в области водоотведения. Автореф. дисс. на соиск. ученой степени д-ра техн. Наук / Н.А. Черников С-П: Питер. Унив. путей сообщения, 2003. 41с.
- 106. Чечик, Е.И. Выбор оптимального профиля канализационной сети с использованием ЭЦВМ / Е.И. Чечик, С.А. Одельская, Р.Я. Цаль Водоснабжение и санитарная техника. 1968. №6. С. 30-34.
- 107. Чупин, В.Р. Оптимизация развивающихся систем подачи и распределенияводы. Автореф. дисс. д-ра техн. наук. / В.Р. Чупин М.: ВНИИВОДГЕО, 1991. 41 с.
- 108. Чупин, В.Р. Напорно безнапорное движение стоков в системах водоотведения кольцевой структуры / В.Р. Чупин, А.М. Зеленин, Р.В Чупин Материалы международной научно-практической конференции: Строительный комплекс Росси. Наука. Образование. Практика. Улан-Удэ. Издат. ВСГУТУ. 2012. С. 137-143.
- 109. Чупин, Р.В. Оптимизация развивающихся систем водоотведения / Р.В. Чупин Иркутск: Изд-во ИрГТУ, 2015. 418 с.
- 110. Чупин, В. Р. Оптимизация параметров систем ливневой канализации / В.Р. Чупин, Е.С. Мелехов, Т.А. Нгуен Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. №1(6) 2014. С.73-80.
- 111. Чупин, В.Р. Оптимизация развивающихся систем водоотведения / В.Р. Чупин, В.С. Ленденев Изв. Вузов: Архитектура и строительство. 1987. № 6. С. 102-106.

- 112. Чупин, В.Р. Оптимизация реконструируемых систем водоотведения / В.Р. Чупин, В.С. Ленденев Водоснабжение и санитарная техника. 1988. №5. С. 14-17.
- 113. Чупин, В.Р. Моделирование и оптимизация трубопроводных систем коммунального хозяйства / В.Р. Чупин, Д.И. Майзель, Р.В. Чупин Вестник ИрГТУ. 2008. Т.1. № 1. С.169-180.
- 114. Чупин, В.Р. Оптимальная реконструкция систем водоотведения / В.Р. Чупин, И.В. Майзель, Р.В. Чупин, Т.А. Нгуен Извести ВУЗов: Инвестиции. Строительсто. Недвижимость ИрГТУ. №5.(10). 2014. С. 86-103.
- 115. Чупин, В. Р. Оптимизация развивающихся систем водоотведения / В.Р. Чупин, И.В. Майзель, Р. В. Чупин, Т.А. Нгуен Сб.: Инновационные системы отведения и очистки поверхностного стока с урбанизированных территорий. Материалы международной научно-практической конференции. Петрозаводск. 12-14 ноября. Изд.: «Свое издательство», 2014. 156 с. (С. 105-127.).
- 116. Чупин, В.Р. Выработка рекомендаций по минимизации последствий от аварийных ситуаций в системах водоснабжения / В.Р. Чупин, М.Б. Малевская Водоснабжение и санитарная техника. 1994. №4. С. 8-9.
- 117. Чупин, В.Р. Развитие методики гидравлических расчетов систем водоотведения / В.Р. Чупин, Е. С. Мелехов, Р.В. Чупин Вода и экология. 2010. №1. С. 3-11.
- 118. Чупин, В.Р. Напорное движение стоков в безнапорных коллекторах / В.Р. Чупин, Е.С. Мелехов, Р.В. Чупин Водоснабжение и санитарная техника. 2010 .№7. С. 15–24.
- 119. Чупин, В.Р. Оптимизация совместной работы канализационных насосных станций на общий напорный коллектор / В.Р. Чупин, Е.С. Мелехов, Р.В. Чупин Вестник ИрГТУ. №2. 2013. С.114-118.
- 120. Чупин, В. Р. Разработка схемы системы водоснабжения и водоотведения агломерации городов: Иркутска, Ангарска и Шелехова / В. Р. Чупин, Т.А. Нгуен Сб.: Научная инициатива иностранных студентов и

- аспирантов российских вузов. Материалы международной научнопрактической конференции. (25-27 апреля 2012). Томск. С. 180-184.
- 121. Чупин, В. Р. Уровень моделирования, оптимизации и анализа режимов функционирования систем водоотведения (СВО) / В.Р. Чупин, Е.С. Мелехов, Т.А. Нгуен Вестник стипендиатов ДААД. 2013. Т. 1. № 1-1 (10). С. 35-41.
- 122. Чупин, Р. В. Выбор оптимальных схем проектируемых систем водоотведения / Р. В. Чупин, Т. А. Нгуен Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. №6 (11) 2014. С.92-103.
- 123. Чупин, Р.В. Движение стоков в кольцевых каналах прямоугольного сечения / Р.В. Чупин Вестник ИрГТУ. №11. 2013. С.114-118.
- 124. Чупин, Р.В. Комплексная оптимизация систем водоотведения поверхностного водостока и ливневой канализации / Р.В. Чупин Извести ВУЗов: Инвестиции. Строительство. Недвижимость ИрГТУ. №2.(3). 2014.
- 125. Чупин, Р.В. Напорное Безнапорное движение стоков в системах водоотведения кольцевой структуры / Р.В. Чупин Интернациональный журнал MOTROL. Vol. 16. No 5. 2014. Lublin. Polish. C. 3-15.
- 126. Чупин, Р.В. Схемно-структурная оптимизация систем водоотведения поверхностного водостока и ливневой канализации / Р.В. Чупин Водоочистка. Водоподготовка. Водоснабжение. 2015. №1. С. 54-58.
- 127. Чупин, Р.В. Повышение надежности проектируемых и реконструируемых систем водоотведения / Р.В. Чупин, А.А. Бобер Журнал: Вестник ИрГТУ. 2012. №9. С. 111-119.
- 128. Чупин, Р.В. Потокораспределение в системах водоотведения кольцевой структуры / Р.В. Чупин, А.М. Зеленин Материалы международной научно-практической конференции: Строительный комплекс России. Наука. Образование. Практика. Улан-Удэ. Издат. ВСГУТУ. 2012. С. 125-128.
- 129. Чупин, Р.В. Оптимизация многоуровневых систем водоснабжения и водоотведения / Р.В. Чупин, И.В. Майзель Вестник ИрГТУ 2011. №9 (56) с 90-100.

- 130. Чупин, Р.В. Развитие теории и практики моделирования и оптимизации систем водоснабжения и водоотведения / Р.В. Чупин, Е.С. Мелехов Иркутск.: Изд. ИрГТУ. 2011. 323 с.
- 131. Чупин, Р.В. Разработка информационной системы моделирования режимов движения стоков в системах водоотведения / Р.В. Чупин, Е.С. Мелехов Вестник ИрГТУ. №12. 2012. С.148-155.
- 132. Чупин, Р.В. Моделирование режимов работы городских систем водоотведения / Р.В. Чупин, Е.С. Мелехов Вестник Иркутского гос. тех. ун-та. 2010. № 2(42). С.141-149.
- 133. Чупин, Р.В. Повышение пропускной способности системы водоотведения поверхностного водостока / Р.В. Чупин, Е.С. Мелехов Водоочистка. Водоподготовка. Водоснабжение. 2010. №9. С.42-48.
- 134. Чупин, Р.В. Развитие методики гидравлических расчетов систем дождевой канализации / Р.В. Чупин, Е.С. Мелехов Водоочистка. Водоподготовка. Водоснабжение. 2010. №4. С.32-36.
- 135. Чупин, Р.В. Обоснование параметров проектируемых систем водоотведения / Р.В. Чупин, Т. А. Нгуен Сб.: Инновационные системы отведения и очистки поверхностного стока с урбанизированных территорий. Материалы международной научно-практической конференции. Петрозаводск. 12-14 ноября. Изд.: «Свое издательство», 2014. 156 с. (С. 132-145.).
- 136. Чупин, Р.В. Оптимальная реконструкция систем водоотведения / Р.В. Чупин, Т.А. Нгуен Водоснабжение и санитарная техника. 2015 № 2. С. 58-66.
- 137. Чупин, Р.В. Безнапорное движение стоков в системах водоотведения кольцевой структуры / Р.В. Чупин, Т.И. Шишелова, А.А. Бобер Фундаментальные исследования, №11. Ч.6. 2012. С.1480-1486.
- 138. Чупин, Р. В. Оптимизация систем водоотведения с учетом их надежности и сейсмостойкости / Р.В. Чупин, Т.А. Нгуен, Н.Б. Беликова Вестник Иркутского гос. тех. ун-та. №4. 2015. С.110-116.

- 139. Чупин, Р. В. Оптимальное управление потоками сточной жидкости / Р.В. Чупин, Т.А. Нгуен, Н.Б. Беликова Вестник Иркутского гос. тех. ун-та. №9. 2015. С.99-108.
- 140. Шацило, Г.К. Исследования в области механизации гидравлических и технико-экономических расчетов производственных и бытовых канализационных сетей / Г.К. Шацило Дисс. на соиск. уч. степени к.т.н., Л.: 1975. 21с.
- 141. Шацило, Г.К. Механизация расчета бытовой канализационной сети со станциями перекачки / Г.К. Шацило и др. Санитарная техника Л.: 1970. №1. С. 142-143.
- 142. Шигорин, Г.Г. Некоторые данные о колебаниях притока сточных вод / Г.Г. Шигорин Водоснабжение и санитарная техника. 1936. №2. С. 71-73.
- 143. Яковлев, С.В. Водоотводящие системы промышленных предприятий / С.В. Яковлев, Я.А. Карелин, Ю.М. Ласков, Ю.В. Воронов Учебник для ВУЗов. М.: Стройиздат, 1990. 511с.
- 144. Яковлев, С.В. Водоотведение и очистка сточных вод / С.В. Яковлев, Я.А. Карелин, Ю.М. Ласков, В.И. Калицун Учеб. для вузов. М.: Стройиздат, 1996. 591с.
- 145. Яковлев, С.В. Водоотведение и очистка сточных вод / С.В. Яковлев, Ю.В. Воронов Учебник для вузов: М.: АСВ. 2002. 704 с.
- 146. Яковлев, С.В. Самоочищение канализационной сети / С.В. Яковлев, В.И. Калицун Водоснабжение и санитарная техника. 1970. №7. С. 4-7.
- 147. Balaji, B. A cost estimate model for sewerage system / B. Balaji, P. Mariappan and S. Senthamilkumar ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, VOL. 10, NO. 8, MAY 2015. p.3327-3332.
- 148. Bernat, J.D. Minimization of Sewage Network Overflow / Bernat Joseph-Duran, Michael N. Jung, Carlos Ocampo-Martinez, Sebastian Sager and Gabriela Cembrano The EU Project EFFINET (FP7-ICT-2011-8-31855) Octorber, 2013, p.19.

- 149. Burch, N. Automating Layouts of Sewers in Subdivisions / N. Burch, R. Holte, M. Müller, D. O'Connell, J. Schaeffer Department of Computing Science, University of Alberta, Canada, p.6.
- 150. Chabal, L. Sewerage pumping station optimization under real conditions / L. Chabal, S. Stanko GeoScience Engineering Volume LX (2014), No.4, p. 19-28, ISSN 1802-5420.
- 151. Curtis, T.G. An ARC/INFO Processor for the Storm Water Management Model (SWMM) / T.G. Curtis, W.C. Huber, (1993), SWMM AML Proc. 1993 Runoff Quantity and Quality Modeling Conference, Reno, NV, (NTIS, in press), U.S. EPA, Athens, GA, 30605. p. 154.
- 152. Development plan for water supply and sewerage infrastructure / Prepared by: Experts Group for Water Supply and Sewerage (GEUK) Peja, April 2008, 49p.
- 153. Dijrstra, E.W. A not on two problems in connection with graphs / E.W. Dijrstra Numerische Mathematik, 1959, 1., p. 269.
- 154. Dond, H. Optimized sewer design cuts cost / H. Dond Water and Sawege. 1980. Referense Number. p. 35.
- 155. Donigian, A.S. Modeling of Nonpoint Source Water Quality in Urban and Non-Urban Areas / A.S. Donigian, Jr. and W.C. Huber, EPA/600/3-91/039, U.S. EPA, Athens, GA, (1991) 30605. p. 54.
- 156. Ford, L.R. Network flow theory. Rand Corporation Report / L.R. Ford Jr., 1946, p. 923.
- 157. Giraldo, J.M. Nonlinear optimization for improving the operation of sewer systems: the Bogotá Case Study / J.M. Giraldo, S. Leirens, M.A. Diaz-Granados, J.P. Rodriguez International Environmental Modelling and Software Society (iEMSs) 2010 International Congress on Environmental Modelling and Software Modelling for Environment's Sake, Fifth Biennial Meeting, Ottawa, Canada, 8p.

- 158. Grau, A. Tedmische Bestimmungen Problematik bei der Aufstellung nech 918 b WHG / A. Grau, D. Kohlhoff, K. Retter Korrespondens Abwasser, 1980. -№ 1. p. 72.
- 159. Holas, J. Development Plan of Water Supply and Sewerage in the Hradec Králové Region / J. Holas, Head of the GIS department Hradec Králové Region PROJECTS, the BEST 2006, p. 38-40.
- 160. Huber, W.C. Storm Water Management Model, Version 4 / W.C. Huber, and R.E. Dickinson User's Manual, EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), U.S. EPA, Athens (1988), GA, 30605. p. 23.
- 161. Huber, W.C. Deterministic Modeling of Urban Runoff Quality / W.C. Huber, In: H.C.Torno et. al. (eds.) Urban Runoff Pollution, Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Urban Runoff Pollution, Montpellier, France. Springer-Verlag, New York (1986), Series G: Ecological Sciences, p. 167-242.
- 162. Huber, W.C. Experience with the U.S. EPA SWMM Model for Analysis and Solution of Urban Drainage Problems, Proceedings, Inundaciones / W.C. Huber Y Redes De Drenaje Urbano, J. Dolz, M. Gomez, and J.P. Martin, eds., Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales Y Puertos, Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona, Spain (1992), p.199-220.
- 163. Huber, W.C. Storm Water Management Model (SWMM) / W.C. Huber, J.P. Heaney, and B.A. Cunningham Bibliography, EPA/600/3-85/077 (NTIS PB86-136041/AS), U.S. EPA, Athens, GA, September 1985. p. 35-43.
- 164. Mauricio-Iglesias, M. Self-optimising control of sewer systems / M. Mauricio-Iglesias, I. Montero-Castro, A. L. Mollerup, G. Sin Preprints of the 10th IFAC International Symposium on Dynamics and Control of Process Systems The International Federation of Automatic Control December 18-20, 2013. Mumbai, India, c.708-712.
- 165. Muleta, M.K. Multi-objective optimization for optimal design of urban drainage systems / M.K. Muleta and P.F. Boulos World Environmental and Water Resources Congress 2007: pp. 1-10.

- 166. Muniyappa, N.C. Improving the performance of Public Water Utilities A case study of Bangalore / N.C. Muniyappa Presentation, India, 14p.
- 167. Nagoshe, S. R. Optimization of sewerage network by dynamic programming / S. R. Nagoshe, R. K. Rai, K. N Kadam Proceedings of 3 rd IRF International Conference, 10 th May-2014, Goa, India, ISBN: 978-93-84209-15-5, p.120-125.
- 168. Paul, A.J. Jr. Generation of directed trees and 2 trees without duplication / A.J. Jr. Paul IEEE trans. (1967), CT-14. p. 354.
- 169. Racoviteanu, G. Using Bentley Software Solutions for the Calculus and Optimization of Sewer Networks / G. Racoviteanu, S. Perju, L. Stroia Technical University of Civil Engineering Bucharest, Department of Sanitary Engineering and Water Protection, Conferentiar, 9p.
- 170. Shah, N.K. City Development Plan, Karjat Water Supply and Sanitation / Narendra Shah Dissertation, Indian Institute Of Technology Bombay, 2011, 111p.
- 171. Skehan, C.A. Exploring spatial optimization techniques for the placement of flow monitors utilized in RDII studies / Christopher A. Skehan Submitted to the faculty of the University Graduate School in partial fulfillment of the requirements for the degree Master of Science in the Department of Geography, Indiana University, July 2010, 32p.
- 172. Sousa, J. An optimization approach to wastewater systems planning at regional level / J. Sousa, A. Ribeiro, M. C. Cunha, A. Antunes IWA Publishing 2002 Journal of Hydroinformatics, 04-2-2002, p. 115-123.
- 173. Storm water management model manual. Verssion II. National environmental Research Center Office of Research and Development U.S. Environmental Protection Agency by Waym C. Huber, James P. Heang and others. 1975. p. 27-34.
- 174. Vojinovic, Z. Optimising Sewer System Rehabilitation Strategies between Flooding, Overflow Emissions and Investment Costs / Z. Vojinovic, A. Sánchez and W.J. Barreto 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK, 2008, p.1-10.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Приложение 1



Муниципальное унитарное предприятие «Водоканал» г. Иркутска

664081, г. Иркутск, ул. Станиславского,2 Телефон: (3952) 21-47-99 Сервисный центр: (3952) 21-46-46 Факс: (3952) 21-46-45 E-mail: secretar@irkvkx.ru www.irkvkx.ru

СПРАВКА

О внедрении результатов диссертационной работы НГУЕН Т.А. на тему «Разработка методики оптимизации перспективных схем развития систем водоотведения» в практику эксплуатации и реконструкции систем водоотведения г. Иркутск

Вычислительный комплекс Трасе - ВК внедрен в МУП Водоканал г. Иркутск и был использован при разработке программы комплексного развития коммунальной инфраструктуры, схемы водоснабжения и водоотведения г. Иркутск на период 2014 -2030 гг. Схема утверждена и принята к исполнению.

Программный комплекс позволяет оперативно рассчитывать наполнение и скорости движения воды и стоков в трубопроводах из различных материалов, коллекторах различного сечения, открытых каналов с различными откосами и облицовкой при различных нагрузках и режимах поступления стоков от абонентов. При этом моделируются возможные режимы переполнения самотечной системы и выхода стоков на поверхность земли. При сопоставлении расчетных и фактических наполнений в колодцах систем водоотведения и глубин в открытых каналах можно оперативно определять места образования засоров, степень заиливания и зарастания коллекторов и каналов.

Методика и программный комплекс будут использоваться в системе диспетчерского управления при анализе последствий от различных коммутаций в системе водоснабжения и водоотведения, а также при анализе решений по их развитию и реконструкции. С помощью предлагаемых методик и программ проведены поверочные расчеты проектов развития систем водоснабжения и водоотведения, проведена их корректировка и получены обоснование решения для инвестиционных программ Водоканала.

В дальнейшем, предлагаемые методические разработки и программный комплекс будут применяться при выдаче технических условий на подключение новых абонентов к сетям водоснабжения и водоотведения. Методические и алгоритмические подходы разработаны Нгуен Туан Ань в ходе его диссертационных исследований.

Директор

В.Н. Пискайкин

муниципальное унитарное предприятие *«ВОООКАНАЛ»*

666034, Иркутская область, г. Шелехов, Култукский тракт, 3 тел. (39550) 6-30-96, факс (39550) 6-16-94 e-mail: post@shelvoda.ru, сайт: shelvoda.ru

	2000	
	№	
На №	OT	

СПРАВКА

О внедрении результатов диссертационной работы НГУЕН Т.А. на тему «Разработка методики оптимизации перспективных схем развития систем водоотведения» в практику эксплуатации и реконструкции систем водоотведения г. Шелехов

Вычислительный комплекс Трасе - ВК внедрен в МУП Водоканал г. Шелехов и был использован при разработке программы комплексного развития коммунальной инфраструктуры, схемы водоснабжения водоотведения г. Шелехов на период 2013 -2025 гг. Схема утверждена и принята к исполнению. Программный комплекс позволяет оперативно рассчитывать наполнение и скорости движения воды и стоков в трубопроводах из различных материалов, коллекторах различного сечения, открытых каналах с различными откосами и облицовкой при различных нагрузках и режимах поступления стоков от абонентов. При этом моделируются возможные режимы переполнения самотечной системы и выхода стоков на поверхность земли. При сопоставлении расчетных и фактических наполнений в колодцах систем водоотведения и глубин в открытых каналах можно оперативно определять места образования засоров, степень заиливания и зарастания коллекторов и каналов. Методика и программный комплекс будут использоваться в системе диспетчерского управления при анализе последствий от различных коммутаций в системе водоснабжения и водоотведения, а также при анализе решений по их развитию и реконструкции. С помощью предлагаемых методик и программ проведены поверочные расчеты проектов развития систем водоснабжения и водоотведения, проведена их корректировка и получены обоснованные решения для инвестиционных программ Водоканала. В предлагаемые методические разработки и программный комплекс будут применяться при выдаче технических условий на подключение новых абонентов к сетям водоснабжения и водоотведения. Методические и алгоритмические подходы разработаны Нгуен Туан Ань в ходе его диссертационных исследований.

Директор



В.Н. Колесников



МУНИЦИПАЛЬНОЕ УНИТАРНОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ города Ангарска

"АНГАРСКИЙ ВОДОКАНАЛ"

665830, г.Ангарск, ул.Мира-2a, a\я 101 тел\факс: (3955) 52-34-84 E-mail: ydk@ayk.irtel.ru

Байкальский Банк Сбербанка России г.Иркутск p/c40702810318310100183 к/c30101810900000000007 ИНН 3801006828 БИК 042520607 КПП 380101001

09. 10. 2015₹ No 3413 Ha № 0T

СПРАВКА

О применении результатов диссертационных исследований НГУЕН Т.А.в практике эксплуатации и проектирования систем водоснабжения и водоотведения г. Ангарска

Методика анализа и интенсификации режимов функционирования самотечных систем водоснабжения и водоотведения, а также ее программная реализация в виде вычислительного комплекса Трасе- ВК внедрена в МУП города Ангарска «Ангарский Водоканал».

Программный комплекс позволяет оперативно рассчитывать наполнение и скорости движения воды и стоков в трубопроводах из различных материалов, коллекторах различного сечения, открытых каналов с различными откосами и облицовкой при различных нагрузках и режимах поступления стоков от абонентов. При этом моделируются возможные режимы переполнения самотечной системы и выхода стоков на поверхность земли.

При сопоставлении расчетных и фактических наполнений в колодцах систем водоотведения и глубин в открытых каналах можно оперативно определять места образования засоров, степень заиливания и зарастания коллекторов и каналов. Методика и программный комплекс будут использоваться в системе диспетчерского управления при анализе последствий от различных коммутаций в системе водоснабжения и водоотведения, а также при анализе решений по их развитию и реконструкции.

С помощью предлагаемых методик и программ проведены поверочные расчеты проектов развития систем водоснабжения и водоотведения, проведена их корректировка и получены обоснование решения для инвестиционных программ Водоканала.

В дальнейшем, предлагаемые методические разработки и программный комплекс будут применяться при выдаче технических условий на подключение новых абонентов к сетям водоснабжения и водоотведения.

Методические и алгоритмические подходы разработаныНгуенТуан Ань в ходе его диссертационных исследований.

И.о. директора

АНГАРСКИЙ ВОДОКАНАЛ А.М. Зеленин