627.4
И 889

АКАДЕМИЯ НАУК СССР

СОВЕТ ПО ПРОБЛЕМАМ ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА

ИССЛЕДОВАНИЯ МАКСИМАЛЬНОГО СТОКА, ВОЛНОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ И ДВИЖЕНИЯ НАНОСОВ

00115839

БИБЛИОТЕКА
Новосибирского института
инженеров водного транспорта

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК СССР
Москва 1960

627.42+532.5

РЕДАКЦИОННАЯ КОМИССИЯ:

Член-корреспондент АН СССР В. В. ЗВОНКОВ (ответственный редактор), канд. техн. наук И. А. КУЗНЕЦОВ, профессор В. Т. ТУРЧИНОВИЧ, канд. техн. наук К. Л. ПОПОВА (ученый секретарь)

ПРЕДИСЛОВИЕ

В сборнике рассматриваются главным образом результаты работы ряда авторов, принимавших участие в комиссиях, созданных Советом по проблемам водного хозяйства АН СССР для разработки норм максимальных расходов и волнового воздействия (задание Госстроя по переработке ГОСТ). Одновременно освещаются некоторые вопросы гидравлики взвесенесущих потоков, обсужденные на научном совещании по гидромеханизации земляных и горных работ, организованном Советом.

Статья В. Т. Турчиновича, которой открывается сборник, освещает основные направления научных исследований в области комплексного использования водных ресурсов СССР. Эти исследования разделяются автором на пять разделов, в каждом из них отмечаются основные задачи исследований на период 1959—1965 гг. Намеченные автором научные задачи исходят из исторических решений XXI съезда КПСС и согласованы с соответствующими органами Госплана СССР.

Дальнейший материал сборника распределен на три раздела: 1) вопросы максимального стока; 2) вопросы волнового воздействия; 3) некоторые вопросы гидравлики взвесенесущих потоков.

В первом разделе, в статье И. А. Кузнецова рассматриваются результаты разработки норм максимальных расходов; дается перечень основных методов расчета и оценки достоверности и точности полученных результатов.

В статье В. И. Мокляка даются основные предпосылки расчета максимальных расходов, сопоставляются между собой имеющиеся формулы расчета и рекомендуются зависимости для определения максимальных расходов талых и ливневых вод.

Д. Л. Соколовский делает попытку унификации расчетных формул и показывает, как при помощи некоторых допущений можно получить расчетные формулы, предложенные рядом авторов.

В статье И. Л. Зимонта дается расчетная формула максимального расхода и объема стока дождевых вод с учетом коэффициента стока и выражение для коэффициента стока, полученное автором на основании опытных исследований с искусственным дождеванием естественного бассейна.

П. Ф. Вишневский разбирает вопрос обеспеченности максимальных дождевых расходов.

Ю. М. Георгиевский приводит результаты поверочных расчетов максимальных расходов снеговых паводков, проведенных им по формулам Соколовского, Федорова, Алексеева и Срибного.

В статье Г. В. Железнякова и Б. Б. Данилевича предлагается теоретический способ определения точности измерения расхода воды без проведения дополнительных измерений, и последовательно рассматриваются основные факторы, от которых зависит точность измерения расхода.

Во втором разделе, в статье Н. Н. Джунковского рассматриваются результаты работ комиссии по волновым воздействиям, освещаются новые разделы, предлагаемые комиссией для изменения и дополнения ГОСТ 3255-46. Особое внимание уделено вопросам параметров ветровых волн; освещены основные моменты волнового воздействия в свете современных научных достижений и даются краткие характеристики различных вопросов методики определения волновых воздействий на сооружения и берега.

В статье В. Е. Ляхницкого сообщается о работах Постоянного комитета при Международной ассоциации конгрессов по судоходству — по изучению действия волнения.

В статье Д. Д. Лаппо излагаются результаты теоретических и экспериментальных исследований автора для определения величины волнового давления на отдельно стоящие опоры.

А. М. Жданов дает описание экспериментальных исследований, проведенных Черноморской лабораторией морских сооружений Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства (ЦНИИС) по определению волнового воздействия на сооружения, расположенные в полосе берегового прибоя.

В третьем разделе, в статье Ф. И. Франкля рассматривается имеющий важное научное и практическое значение вопрос о движении взвешенных наносов.

В. Г. Саноян и А. К. Ананян в своей статье делают попытку замкнуть уравнения наносонесущего потока, выведенные Ф. И. Франклем, на основе некоторых экспериментальных фактов, связанных с пульсационными скоростями.

Ф. И. Франкль дает приближенный расчет струйного потенциального течения жидкости, распространяющегося по поверхности твердого тела тонким слоем. Течения такого типа могут происходить при ударе струи гидромонитора о породу.

Сборник предназначен для научных работников и специалистов водного хозяйства и гидротехники, а также для проектных и эксплуатационных организаций, работающих в области водного хозяйства.

В. Т. Турчинович

ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ КОМПЛЕКСНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ СССР на 1959—1965 гг.

ВВЕДЕНИЕ

Поверхностные и подземные водные ресурсы являются одним из основных факторов, определяющих наравне с сырьевыми, топливными и другими ресурсами возможность освоения и развития отдельных районов СССР.

Развитие нашего народного хозяйства всегда сопровождалось широким использованием водных ресурсов для гидро- и теплоэнергетики, водного транспорта, орошения, водоснабжения, рыбного хозяйства и других целей.

Еще более грандиозные задачи в области использования водных ресурсов поставил исторический XXI съезд КПСС. За семилетие предстоит почти вдвое расширить энергетическую и вообще всю материально-техническую базу нашей страны. Претворение в жизнь этой программы требует обеспечения водой крупных тепловых электростанций, промышленности, сельского хозяйства, создания новых гидроэлектростанций, водохранилищ, переброски воды из отдаленных многоводных источников в маловодные районы, перераспределения водных ресурсов на территории СССР, что связано с крупным гидростроительством, большими капиталовложениями и материальными затратами, влиянием водохозяйственного строительства одновременно на ряд отраслей народного хозяйства. Все это требует комплексного подхода к решению возникающих водохозяйственных задач.

Одновременно вопросы рационального размещения производственных, энергетических и других баз страны, ликвидации возможных противоречий и заблаговременного учета интересов различных отраслей народного хозяйства в использовании водных ресурсов нуждаются в скорейшей разработке генеральных схем комплексного использования водных ресурсов всего Союза и отдельных речных бассейнов.

Разработка таких схем является одной из важнейших и первоочередных задач. В их основу должен быть положен баланс потребности и наличия водных ресурсов по бассейнам рек в настоящее время и с учетом дальнейшего развития народного хозяйства и роста населения к 1975—2000 гг.

Определение потребности в водных ресурсах требует углубленного изучения всех наличных природных богатств в бассейне, их географического расположения, современного и перспективного их использования. Подлежит уточнению существующая и перспективная (связанная с ростом производительных сил в бассейне) потребность в воде для производственных, энергетических, воднотранспортных, сельскохозяйственных и других

нужд. При этом должно быть обращено особое внимание на безвозвратные потери воды в комплексе, связанные с ее использованием в технологических процессах,— потери на испарение, инфильтрацию в почвогрунты и т. д.

Определение приходной части воднохозяйственного баланса — покрытия потребности в водных ресурсах — должно быть основано на учете всех технически и экономически доступных поверхностных и подземных вод, а также возможности их зарегулирования и перераспределения по территории страны.

Завершающим этапом должна быть увязка водохозяйственных балансов отдельных бассейнов между собой, составление баланса для страны в целом.

Параллельно с составлением балансов должны разрабатываться варианты схем комплексного использования водных ресурсов, их технико-экономическое сравнение, выбор наиболее рациональных вариантов, которые и должны лечь в основу дальнейшего конкретного проектирования.

Если непосредственная работа по составлению балансов и схем должна быть возложена на проектные организации, то в подготовке основного исходного материала, в подготовке методик проведения отдельных этапов работы должны принять самое деятельное участие наши научные учреждения. К ним сходятся все нити, дающие возможность оценить природные ресурсы отдельных районов и бассейнов; они могут дать правильное, научно-обоснованное направление всей работе.

Необходимо дальнейшее развитие водохозяйственных наук, т. е. наук об учете, балансе, использовании и охране водных ресурсов и борьбе с вредным влиянием вод. Следует в первую очередь обратить внимание на изучение основ комплексного использования водных ресурсов и методики составления бассейновых и других схем такого использования. Вместе с тем, эта сторона водохозяйственных проблем является на данный момент относительно слабо разработанной.

Наши научно-исследовательские организации, часто уделяя большое внимание важным, но частным вопросам, оставляют в стороне комплексные вопросы, выдвигаемые жизнью.

В связи с этим становится настоятельно необходимой определенная перестройка научной работы, определенный пересмотр тематики, сосредоточение внимания на узловых вопросах.

Разрешение узловых вопросов необходимо для перспективного планирования дальнейшего развития комплексного использования наших водных ресурсов как на текущую семилетку, так и на будущее, включая 1975—2000 гг.

Совет по проблемам водного хозяйства АН СССР является (в соответствии с Положением о нем) органом Академии наук СССР, координирующим, обобщающим и направляющим научно-исследовательские работы по вопросам водного хозяйства, проводимые Академией наук СССР, академиями наук союзных республик, филиалами АН СССР и по основным проблемам — ведущими отраслевыми научно-исследовательскими учреждениями и вузами.

В связи с этим Совет должен обобщить и систематизировать основные направления и научные задачи в области перспективного комплексного использования водных ресурсов, рекомендуя их для включения в планы научно-исследовательских работ указанных выше учреждений в период 1959—1965 гг.

Результаты работ, связанных с поставленными задачами, должны предназначаться для конкретного использования их руководящими органами Союза и союзных республик, советами народного хозяйства экономических районов, проектными организациями и др.

ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ КОМПЛЕКСНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ НА 1959—1965 гг.

I. Изучение требований различных отраслей народного хозяйства к водным ресурсам

А. Установление условий использования водных ресурсов населением и отдельными отраслями народного хозяйства

Первым этапом при составлении схем перспективного комплексного использования водных ресурсов должно быть выявление потенциальных водопользователей и водопотребителей в пределах рассматриваемого бассейна. Помимо установления наличных природных богатств, их географического расположения и перспектив их использования, необходимо выделить те объекты, которые используют водные ресурсы, и установить условия их использования.

Здесь подлежат изучению следующие вопросы.

1. Значение водных ресурсов для народного хозяйства и его развития.
2. Условия использования водных ресурсов населением и в коммунальном хозяйстве.
3. Условия использования водных ресурсов в промышленности. Возможности экономии воды. Влияние температуры и качества воды.
4. Условия применения тепло- и гидроэлектростанций, их взаимосвязь и выбор типа станций.
5. Условия работы водного транспорта и лесосплава в различных водохозяйственных и народнохозяйственных условиях на примере основных транспортных направлений СССР. Транспортное освоение малых рек.
6. Пределы технической и экономической применимости орошения и осушения в различных местных условиях СССР. Баланс солевого сброса с орошаемых территорий (Голодная степь, Фергана) и в бассейне реки Сыр-Дарья.
7. Пригородное и приусадебное орошение. Использование сточных вод для орошения.
8. Требования и условия организации рыбного хозяйства в различных типах водоемов страны.
9. Выбор типа рыбопроходных устройств в зависимости от пород рыб и местных условий.
10. Выбор пород рыб для заселения водохранилищ и водоемов в зависимости от требований вод и других условий.

Б. Изучение, систематизация и обоснование норм и требований отдельных отраслей народного хозяйства к количеству, качеству и режиму использования необходимых им водных ресурсов

Требования отдельных отраслей народного хозяйства к количеству и качеству необходимых им водных ресурсов являются основой всякого водохозяйственного проектирования. Несмотря на это, по ряду водопользователей и водопотребителей какие-либо однообразные нормы либо отсутствуют вообще, либо обосновываются статистическими данными, собранными в более или менее случайном порядке.

Отсутствие уточненных норм вносит неопределенность в итоговые подсчеты потребного количества воды, затрудняя составление правильного водохозяйственного баланса, и делает решения, принимаемые подчас по очень крупным объектам, в значительной степени произвольными.

В то же время большая часть норм водопотребления может быть обоснована экспериментальными данными, а в ряде случаев рассчитана теоретически (в частности, расход воды на охлаждение). Недостаточно разработан вопрос о необходимой степени обеспеченности покрытия расходной части баланса. Чрезвычайно важным для составления водохозяйственного баланса является также выделение безвозвратных потерь и возврата использованных вод.

Большое значение для оценки водоиспользования и водопотребления имеет их распределение по времени.

Необходимо решение следующих вопросов.

1. Изучение и обоснование для различных климатических зон норм потребности воды на нужды населения и рабочих отдельных видов промышленности. Нормы расхода воды на поливку проездов, зеленых насаждений и приусадебных участков. Режим водопотребления по времени (безвозвратные потери). Количество и качество сточных вод.

2. Изучение и обоснование для различных местных условий норм водопотребления для предприятий отдельных видов промышленности при прямоточном, оборотном и последовательном использовании воды. Режим водопотребления, безвозвратные потери. Количество и качество возвратных (сточных) вод. Требуемая степень обеспеченности

3. Анализ потребления водных ресурсов тепловыми электростанциями. Безвозвратные потери. Возвратные (сточные) воды. Режим водопотребления. Степень обеспеченности.

4. Анализ работы и режима использования стока гидроэлектростанциями в различных водохозяйственных и энергетических условиях.

5. Исследование возможности повышения использования стока гидроэлектростанциями (дополнительные турбины, регулирование притоков, насосное аккумулирование и т. д.).

6. Использование стока водным транспортом и лесосплавом. Нормы и режим использования, требуемая степень обеспеченности. Мероприятия по экономии расходования воды. Землечерпание и судоподъемники.

7. Анализ расходования воды на орошение в зависимости от климата, культур и других условий. Поливной режим и техника полива. Степень обеспеченности.

8. Нормы расходования воды на нужды рыбного хозяйства, санитарных попусков и др.

II. Изучение количественных и качественных характеристик водных ресурсов

А. Развитие комплексного учета поверхностных и подземных водных ресурсов СССР

В основу проработок по комплексному использованию водных ресурсов должны быть положены достаточно точные количественные и качественные характеристики этих ресурсов. Существующая организация учета водных ресурсов Союза имеет ряд существенных недостатков.

Существующая гидрометрическая сеть СССР сложилась исторически, под влиянием отдельных требований, а не на основе четкого плана общих задач изучения стока, без учета перспектив его использования. Отсутствуют и соответственно ориентированные программы и методики наблюдений. Неудовлетворительно поставлен учет подземных водных ресурсов и в особенности учет связи поверхностных и подземных водных ресурсов.

Совершенно недостаточен учет качества воды поверхностных и подземных источников, их наличного загрязнения и минерализации.

Необходимо изучить вопрос о классификации водоемов и подземных вод с разделением их на категории по виду использования и по качеству воды, с составлением соответствующих карт категории и запасов воды, периодически исправляемых.

Должны быть внедрены новые методы измерений, разработана методика оценки точности измерений.

Необходима разработка следующих вопросов.

1. План организации учета водных ресурсов СССР с перспективным комплексным их использованием. Совершенствование программ и методики наблюдений для согласования их с географическим расположением других видов природных ресурсов и с требованиями народного хозяйства.

2. Классификация поверхностных и подземных источников по виду их использования и качеству воды, с разделением на категории. Составление соответствующих периодически исправляемых карт.

3. Новые методы измерения гидрологических величин. Методы оценки точности измерений.

4. Применение аэрофотосъемки при изучении водных ресурсов и развитие геофизических методов.

Б. Изучение закономерностей формирования поверхностного и подземного стока. Усовершенствование методики гидрологических расчетов и прогнозов

Условия формирования поверхностного и подземного стока изучены недостаточно, что делает возможным просчеты при его оценке. Освоение районов Якутии и крайнего северо-востока Союза требует изучения режима стока в районах вечной мерзлоты.

До настоящего времени отсутствует единая, общепризнанная методика прогноза расхода рек, в частности в условиях отсутствия достаточных наблюдений.

Слабо изучены влияние деятельности человека на сток и методика ее учета. Нерешенным является вопрос влияния изменения режима вод на климат.

Необходима разработка следующих вопросов.

1. Основные факторы, влияющие на поверхностный и подземный сток и его распределение во времени и по территории. Режим стока в районах вечной мерзлоты.

2. Методика прогноза максимальных, минимальных расходов и расходов заданной обеспеченности. Гидрологические расчеты в условиях отсутствия достаточных рядов наблюдений.

3. Изучение термических и ледовых процессов и разработка методики прогноза.

4. Генезис качества воды. Методика прогноза качества воды в реках и водохранилищах, и качества подземных вод.

5. Методика учета влияния деятельности человека на поверхностный и подземный сток.

6. Влияние изменения режима поверхностных и подземных вод на климат, а также влияние циклических колебаний климата на сток рек и пополнение подземных вод.

В. Усовершенствование методики составления водных кадастров и балансов

Методика составления водных кадастров и балансов нуждается в совершенствовании. Необходим учет влияния производственного кругооборота, т. е. изъятия части воды из природного ее круговорота на производ-

ственные и другие нужды, сопровождающегося частичной потерей воды на испарение и т. д. Недостаточно изучен водный баланс подземных вод, бессточных озер и морей (Каспийского, Аральского). Отсутствует кадастр показателей качества воды и баланс «несомого» стока, т. е. примесей, определяющих качество воды.

Необходима разработка следующих вопросов.

1. Учет влияния производственного кругооборота воды на водный кадастр и баланс.

2. Уточнение составляющих (элементов) водного баланса (испарение, транспирация, фильтрация и т. д.). Водный баланс подземных вод.

3. Водный баланс бессточных морей и озер СССР.

4. Кадастр и баланс показателей качества воды.

5. Составление карт количества и качества поверхностных и подземных водных ресурсов СССР.

III. Основы количественного перераспределения и качественного преобразования водных ресурсов

А. Изучение теории и практики регулирования стока. Водохозяйственные расчеты

Несмотря на ряд работ в области теории регулирования стока, в ней остается все же ряд недостаточно изученных вопросов. В частности, недостаточен учет требований отдельных отраслей водного хозяйства к регулированию и методика их увязки. Не доработан вопрос о выборе между объединенным регулированием стока на основной реке и местным регулированием на притоках. Почти совершенно не изучены вопросы регулирования подземного стока и организации водохранилищ подземных вод.

Не изучены достаточно методы борьбы с селями.

Необходима разработка следующих вопросов.

1. Усовершенствование теории регулирования стока.

2. Регулирование поверхностного стока как метода борьбы с паводками и наводнениями.

3. Регулирование подземного стока. Водохранилища. Грунтовые воды верхнего и нижнего бьефов. Водохранилища подземных вод.

4. Изучение методов борьбы с селями.

Б. Изучение водохранилищ как народнохозяйственного объекта

Современные водохранилища для гидроэнергетики, орошения, водоснабжения выделились по своему значению, влиянию на интересы отдельных отраслей народного хозяйства в своеобразный самостоятельный народнохозяйственный объект, требующий детального изучения. В связи с этим должны быть разработаны следующие вопросы.

1. Современное состояние и характер комплексного использования водохранилищ. Классификация водохранилищ по их ведущему значению, цели и режиму регулирования стока.

2. Положительное и отрицательное экономическое влияние создания водохранилищ в различных географических районах страны на интересы населения и отдельных отраслей народного хозяйства и, в частности, на сельское хозяйство. Роль водохранилищ в борьбе с наводнениями.

3. Режим эксплуатации гидроузла и влияние изменения объема и горизонта вод водохранилища на заинтересованные отрасли народного хозяйства и, в частности, на водный транспорт, рыбное хозяйство, водозаборные сооружения промышленных объектов, городов и сельского хозяйства в верхнем и нижнем бьефах.

4. Мероприятия по устранению или смягчению отрицательного влияния водохранилищ. Экономическое обоснование выбора параметров водохранилищ.

5. Требования к подготовке ложа водохранилища.

В. Изучение и дальнейшая разработка методов передачи и переброски стока

Перспективное развитие ряда районов требует переброски в них значительных количеств воды из отдаленных источников. Старый метод передачи воды по напорным водоводам уже не подходит к новым условиям. Требуется переход на подачу воды открытыми каналами и антиреками (перекачка вверх по реке, подпертой рядом плотин). Подведение воды каналами на расстояние нескольких сот километров для промышленных районов и сельского хозяйства в условиях дефицитности воды имеет ряд особенностей, требующих дополнительного изучения (одежда канала, борьба с фильтрацией, зарастанием, зимний режим работы и проч.). Совершенно не изучен режим работы антирек.

В связи со сказанным требуют разрешения следующие вопросы.

1. Изучение и дальнейшая разработка методов переброски воды на дальние расстояния при помощи трубопроводов, каналов и т. д.

2. Технико-экономическое сравнение отдельных методов переброски с установлением условий и пределов применимости.

Г. Основы регулирования качества воды

Вопросы качества воды приобретают в настоящее время все большее значение, образуя своеобразный комплекс. Качество воды в водоеме определяет качество воды, подаваемой из него потребителям, и, в свою очередь, определяется качеством сбрасываемых в него отработанных (сточных) вод. Сказанное ставит задачу регулирования качества воды на различных этапах ее природного и производственного кругооборота, которая должна заменить прежние частные задачи «очистки» питьевых, технических и сточных вод и рассматривать проблему с единых обобщающих позиций.

Должны быть освещены возможные пути регулирования качества воды, их закономерности и условия их применения, включая очистку и обезвреживание сточных вод (использование их в обороте, направление на испарение и т. д.), направление и использование процессов самоочищения, происходящих в открытых водоемах и в подземных водах, улучшение качества воды, направляемой потребителям. В частности, опреснение и обессоливание воды приобретают в последнее время все большее значение.

К числу основных вопросов регулирования качества воды следует отнести:

1) основы методов очистки и обезвреживания сточных вод;

2) основы процессов выделения и преобразования примесей, происходящих в водоеме и в подземных водах; самоочищение водоемов и подземных вод и использование его;

3) основы процессов улучшения качества вод, подаваемых населению, промышленности, теплоэлектростанциям, сельскому хозяйству и т. д.;

4) опреснение и обессоливание воды.

IV. Изучение движения водных масс и их взаимодействия с окружающей средой

А. Уточнение структуры свободного и стесненного потока

В связи с вопросами комплексного использования водных ресурсов необходимо развитие изучения некоторых разделов гидравлики. Сюда в первую очередь относятся следующие общие вопросы.

1. Общие закономерности свободного турбулентного потока.
2. Изучение изменения структуры турбулентного потока под влиянием внешней среды.
3. Усовершенствование лабораторной базы. Новые методы гидравлических исследований и типы аппаратуры.

Б. Изучение гидравлики двухкомпонентного потока (вода — наносы, вода — раствор, вода — газ)

К числу отдельных вопросов гидравлики, дальнейшее изучение которых необходимо, должны быть отнесены вопросы моделирования потоков, осаждения взвеси и заиления водохранилищ и, наконец, смешения сбросных вод с водой рек, водохранилищ, морей. Разработке и изучению подлежат следующие вопросы.

1. Теория и моделирование взвесенесущих потоков.
2. Специальные вопросы гидравлического транспорта твердых материалов (грунта, осадков породы, золы и т. п.).
3. Методы расчета осаждения и отстойных сооружений. Процессы заиления водохранилищ и борьба с ними.
4. Закономерности смешения и разбавления в реках, водохранилищах, морях.

В. Русловые и волновые процессы. Деформация берегов

Изучение русловых и волновых процессов имеет важное значение при размещении отдельных водохозяйственных сооружений, при организации борьбы с эрозией почв и оценке интересов прибрежного населения, сельского хозяйства, промышленности и др.

Подлежат рассмотрению следующие вопросы.

1. Закономерности формирования естественных речных русел и их деформация под влиянием инженерных сооружений. Методы гидравлического моделирования русел.
2. Явления смыва, подмыва и размыва. Явления эрозии почвы и мероприятия по борьбе с ними.
3. Закономерности волнового воздействия на берега рек, водохранилищ, морей и на сооружения.
4. Мероприятия по борьбе с волновой деформацией берегов рек, водохранилищ, морей.

Г. Управление водным режимом территории

Водохранилища и новые каналы являются существенным элементом перспективных схем комплексного использования водных ресурсов. В связи с этим необходимо изучение водного режима в зонах их влияния и мер борьбы с отрицательным влиянием подъема грунтовых вод (подтоплением) в верхнем бьефе и понижением грунтовых вод (иссушением земель) в нижнем бьефе плотин.

Для оценки перспектив орошения отдельных районов важно дальнейшее развитие методики борьбы с заболачиванием и засолением почв.

Подлежат изучению следующие вопросы.

1. Водный режим земель в зонах влияния водохранилищ и каналов. Методы борьбы с вредным влиянием подтопления.
2. Методы борьбы с заболачиванием и засолением орошаемых земель.
3. Методы борьбы с оползневыми явлениями.
4. Методы борьбы с понижением уровня грунтовых вод в нижнем бьефе рек и ухудшением сельскохозяйственных качеств земель поймы.

V. Методы построения схем комплексного использования водных ресурсов

А. Изучение основных принципов и методов комплексного использования водных ресурсов

Значительным пробелом в вопросах комплексного использования водных ресурсов является отсутствие надлежаще разработанной и обоснованной водохозяйственной экономики, нуждающейся практически в выделении ее в отдельную дисциплину. Требует разработки методика оценки экономической выгодности отдельных вариантов схем использования.

Также недостаточно разработаны принципы водохозяйственного планирования. Особенности водохозяйственных схем требуют разработки их на возможно отдаленную перспективу, причем, как правило, размеры использования водных ресурсов должны быть подчинены развитию использования других ресурсов, но возможны и обратные случаи.

Требуют разработки следующие вопросы.

1. Основы водохозяйственной экономики и планирования. Вопросы рационального использования водных ресурсов и увязки с ними размещения и развития производительных сил.

2. Методика распределения капитальных затрат и эксплуатационных расходов между участниками комплекса.

3. Возможные варианты комплексной увязки интересов и требований к режиму водных ресурсов отдельных отраслей народного хозяйства и их технико-экономическая оценка.

4. Экономическое значение комплексного использования водных ресурсов. Основные факторы, определяющие степень технико-экономической выгодности отдельных вариантов комплексного использования водных ресурсов для интересов народного хозяйства в целом. Характер и состав возможного комплекса водных ресурсов в разных природно-экономических районах СССР.

Б. Методика составления бассейновых, межбассейновых и районных схем комплексного использования водных ресурсов

Как показала практика, необходимо дальнейшее развитие методики составления схем комплексного использования водных ресурсов.

Водохозяйственные кадастры и балансы не должны носить оторванный теоретический характер, а должны быть тесно увязаны с практической обстановкой, и с комплексным использованием поверхностных и подземных водных ресурсов. Так, энергетический водный кадастр должен учитывать последствия затопления и связь регулирования стока с интересами водного транспорта, сельского хозяйства и т. д.

Тесная связь водных ресурсов СССР между собой, несоответствие их распределения с распределением других ресурсов делает необходимым составление перспективных водохозяйственных балансов и схем, охватывающих значительные части Союза, например Европейскую часть СССР и т. д.

Переход на каналы, как на основной способ передачи воды, делает необходимым пересмотр экономики передачи воды на дальние расстояния, ибо соотношения между пропускной способностью и стоимостью здесь иные, чем при напорных водоводах.

Важным, назревшим вопросом является разработка основных принципов использования водных ресурсов международного значения.

Требуется разработка следующих вопросов.

1. Методика составления водохозяйственных кадастров и балансов.
2. Методика составления перспективных схем комплексного использования водных ресурсов, их сопоставления, выбора оптимального варианта и использования их при размещении производительных сил.
3. Принципы эксплуатации комплексных схем и гидроузлов в интересах отдельных отраслей народного хозяйства, отдельных совнархозов, союзных республик.
4. Основные принципы использования водных ресурсов международного значения с сопредельными странами.
5. Научные основы кодексов советского и международного водного права.

Раздел I

ВОПРОСЫ МАКСИМАЛЬНОГО СТОКА

В. И. Мокляк

О РАЦИОНАЛЬНОЙ СТРУКТУРЕ ФОРМУЛЫ МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ОТ СНЕГОВЫХ И ДОЖДЕВЫХ ВОД

ОСНОВНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

В основу исследований процессов формирования поверхностного стока часто принимают так называемую генетическую формулу стока. Эта формула отражает зависимость между расходом и основными его факторами: площадью водосбора f до изохроны τ и отдачей стока h_t

$$Q_m = \int_0^t h_t \frac{df}{dt}\, dt, \tag{1}$$

где t — продолжительность добегания стока по русловой сети, определяемая по средней скорости течения потока.

Для отдельных интервалов времени формула (1) запишется так:

для первого интервала времени

$$Q_1 = h_1 \cdot f_1;$$

для второго

$$Q_2 = h_1 f_2 + h_2 f_1; \tag{2}$$

для третьего

$$Q_3 = h_1 f_3 + h_2 f_2 + h_3 f_1$$

и т. д.

Для максимального расхода формула может иметь двоякое начертание в зависимости от соотношения между продолжительностью добегания стока τ и продолжительностью отдачи стока t_c

$$n = \tau : t_c.$$

В том случае, когда $n > 1$ ($\tau > t_c$), формула для максимального расхода в развернутом виде запишется так:

$$Q_m = h_1 f_{j+t_c} + h_2 f_{j+t_c-1} + \ldots\ldots + h_{t_c-1} f_{j+1} + h_{t_c} \cdot f_j. \tag{3}$$

Когда же соотношение $n < 1$ (т. е. $\tau < t_c$), формула для максимального расхода будет иметь вид

$$Q_m = h_j f_\tau + h_{j+1} \cdot f_{\tau-1} + \ldots + h_{j+\tau-1} \cdot f_2 + h_{j+\tau} \cdot f_1. \qquad (3')$$

Здесь h — слой стока, который поступает в русловую систему в отдельные интервалы времени с единицы площади водосбора; f — частные площади, примыкающие к отрезкам русловой сети в пределах смежных изохрон, построенных по средней скорости руслового добегания стока.

Формулы (3) и (3′) являются исходными (в явном или неявном виде) при построении формул максимальных расходов от талых или ливневых вод, которые предложены многими авторами.

Если в формуле (3) каждый член поделить на $a_m \cdot F$ (a_m — наибольшая суммарная отдача стока за принятый интервал времени, в течение которого сохраняется максимальная интенсивность отдачи; F — вся площадь водосбора) и обозначить $\alpha = \frac{h}{a_m}$ и $\beta = \frac{f}{F}$, то можем записать такое уравнение

$$Q_m = (\alpha_1 \beta_{j+t_c} + \alpha_2 \beta_{j+t_c-1} + \ldots + \alpha_{t_c-1} \cdot \beta_{j+1} + \alpha_{t_c} \beta_j) a_m F. \qquad (4)$$

Многочлен в скобках — это безразмерная величина — коэффициент, который зависит от формы графика отдачи стока по принятым интервалам времени (α) и от формы графика ширин бассейна (β). Приравняв

$$\alpha_1 \beta_{j+t_c} + \alpha_2 \beta_{j+t_c-1} + \ldots + \alpha_{t_c-1} \beta_{j+1} + \alpha_{t_c} \beta_j = \varphi, \qquad (5)$$

окончательно будем иметь формулу для максимального расхода в виде

$$Q_m = \varphi a_m F. \qquad (6)$$

Формула (6) используется многими авторами при конструировании расчетных зависимостей для максимальных расходов, особенно ливневого стока. Однако в связи с тем, что не были вскрыты компоненты, от которых зависит величина коэффициента редукции модуля максимального стока φ, предложенные ранее формулы лишены достаточной физической обоснованности.

Формула (6) была использована Д. Л. Соколовским в его исследованиях по максимальному стоку от талых вод в 1937 г. Для коэффициента редукции φ Д. Л. Соколовский [1] установил зависимость

$$\varphi = \frac{1}{(F+1)^{0,25}} \qquad (7)$$

и окончательно рекомендовал формулу

$$Q_m = a_m F^{0,75} \qquad (8)$$

при a_m, принимаемом в $м^3/сек$ с 1 $км^2$ и формулу

$$Q_m = 0{,}28 a_m F^{0,75}, \qquad (8')$$

когда a_m принимается в виде слоя стока в *мм/час*.

Вполне понятно, что формула (8), построенная на использовании только размеров водосборной площади, не учитывает особенностей формирования максимального стока. Вследствие этого Д. Л. Соколовский не смог построить удовлетворительные карты изолиний параметра a_m по данным, вычисленным для отдельных створов обратным путем, исходя из зависимости

(8′). Совершенно очевидно, что если нормировать коэффициент редукции φ, исходя из соотношения $n = \frac{\tau}{t_c}$, то можно получить вполне согласующиеся результаты как для величины a_m, так и в целом для величин максимальных снеговых расходов по большой территории, о чем подробнее сказано ниже.

Нормирование коэффициента редукции φ в зависимости от длины лога, уклона и пр., как это было рекомендовано ранее в формулах максимальных ливневых расходов Кестлина, Николаи, НТК НКПС 1828 г. и др. по указанной выше причине также нельзя считать правильным.

СОПОСТАВЛЕНИЕ ФОРМУЛ

Если в формуле (3) или (3′) предположить, что продолжительность добегания волны по речной сети от истока до расчетного створа будет равняться продолжительности отдачи стока (водоотдачи), т. е. $\tau = t_c$, а график ширин бассейна или ареограмма будет иметь вид прямоугольника, то в этом случае $f_1 = f_2 = \ldots = f_i = f_0 = \frac{F}{\tau}$, и формула запишется так:

$$Q_m = k\frac{F}{\tau}(h_1 + h_2 \ldots + h_{t_c}) = k \cdot \frac{A}{t_c} \cdot F. \qquad (9)$$

$$i = t_c$$

Здесь k — коэффициент размерности; $A = \sum h_i$ — суммарный слой стока за период весеннего половодья или дождевого паводка, *мм*; F — общая площадь водосбора, *км*^{2}.

Принимая во внимание, что при условии $\tau = t_c$ частная водосборная площадь между изохронами равняется $f_0 = \frac{F}{\tau} = vb$ (где v — средняя скорость руслового добегания воды по длине реки за один интервал времени; b — средняя ширина бассейна), формуле (9) можно придать вид

$$Q_m = kAvb, \qquad (10)$$

который также иногда встречается в литературе.

Формула (9) была положена А. В. Огиевским в основу его исследований 1945 г. [2]. С учетом особенностей формирования стока с малых и больших бассейнов (когда $\tau \gtrless t_c$), формула (9) приняла следующий вид

$$Q_m = 0{,}0116\frac{A}{t_c} FK_6K_1K_2K_3, \qquad (11)$$

где

K_6 — коэффициент неравномерности развития бассейна по длине реки;

K — редукционные коэффициенты.

Формула (11) получена в результате обобщения трех частных формул А. В. Огиевского. В случае $\tau > t_c$ в расчет принимаются только коэффициент неравномерности развития бассейна по длине реки K_6 и $K_1 = \frac{t_c}{\tau}$, произведение которых меньше единицы; $K_2 = K_3 = 1$. В случае $1 < \tau < t_c$, в расчет принимается только коэффициент учета неравномерности суточных отдач в период снеготаяния K_2, остальные коэффициенты K_6, K_1 и K_3 приравниваются единице.

Формула (11) отличается от формулы (3) принципиально только тем, что вместо одного редукционного коэффициента $\varphi < 1$, на который корректируется наибольшая часовая отдача a_m, в расчет принимается несколько редукционных коэффициентов K к средней суточной отдаче за период отдачи $a_0 = \frac{A}{t_c}$, из которых одни меньше единицы, когда $\tau > t_c$, другие больше единицы, когда $\tau < t_c$.

БИБЛИОТЕКА
Новосибирского института
инженеров водного транспорта

115839

При построении формул максимальных расходов некоторые авторы исходят из соотношения между элементами гидрографа весеннего половодья или дождевого паводка, которые иногда принимаются по упрощенной схеме. К таким «объемным» формулам могут быть отнесены формулы А. В. Огиевского (1938 г.), Г. А. Алексеева (1953 г.), Л. Т. Федорова (1949 г.), В. И. Мокляка (1957 г.) и некоторые другие.

Если исключить из рассмотрения влияние второстепенных факторов (лесистости, заболоченности и зарегулированности), то объемную формулу в случае, когда $\tau \geqslant 1$ суток, можно записать так

$$Q_m = \frac{S\delta}{T} = \frac{0{,}0116AF\delta}{t_c + \tau}. \tag{12}$$

Здесь S — объем весеннего стока, $м^3$; T — продолжительность половодья, сек; δ — коэффициент формы гидрографа (представляет отношение максимального расхода к среднему расходу за период половодья); t_c и τ в сутках.

А. В. Огиевский [3] в 1938 г. схематизировал гидрограф в виде треугольника и в связи с этим принял $\delta = 2$ и предложил зависимость

$$Q_m = \frac{0{,}023AF}{t_c + \tau}. \tag{13}$$

Л. Т. Федоров [4] в 1949 г. опубликовал формулу, которая в случае отсутствия коэффициентов учета влияния лесистости, заболоченности, зарегулированности имеет вид

$$Q_0 = 0{,}0025A_0BCF^{7/8}, \tag{14}$$

где

Q_0 — средний многолетний максимальный расход весеннего половодья, $м^3/сек$;

A_0 — высота слоя среднего многолетнего стока весеннего половодья, $мм$;

B — геоморфологический параметр, который учитывает аккумуляцию талых вод водосбором и степень его расчлененности;

C — эмпирический коэффициент влияния неодновременности снеготаяния на формирование максимального расхода.

Если принять, как это рекомендует Л. Т. Федоров, продолжительность половодья за постоянную величину $T = t_c + \tau = 60$ суток, то для условий, когда $B = 1$ и $C = 1$, из формулы (12) легко получить формулу (14); для этого необходимо только в формулу (12) подставить

$$\delta = \frac{13}{F^{1/8}}. \tag{15}$$

В 1953 г. Г. А. Алексеев [5] предложил пользоваться формулой (при $\tau > 1$ суток)

$$Q_m = \frac{\gamma AFr}{\sigma + 86{,}4\gamma\tau}, \tag{16}$$

где

σ — коэффициент учета влияния лесистости и заболоченности;

r — коэффициент учета зарегулированности;

γ — климатический параметр, который Алексеев рекомендует принимать равным 0,003.

Если принять, как мы условились, коэффициент учета влияния леси-

стости и заболоченности $\sigma = 1$, коэффициент учета зарегулированности $r = 1$, и поделить числитель и знаменатель на 86,4 γ, то получим

$$Q_m = \frac{0{,}0116AF}{\frac{0{,}0116}{\gamma} + \tau} = \frac{0{,}0116AF}{t_c + \tau}. \qquad (17)$$

В формуле (17) коэффициент формы гидрографа отсутствует, т. е. $\delta = 1$. Это значит, что Г. А. Алексеев в основу построения формулы принял гидрограф, схематизированный в виде прямоугольника. Если принять затем, по Алексееву, $\gamma = 0{,}003$, то получим постоянное значение продолжительности отдачи стока для всей Европейской части Советского Союза

$$t_c = \frac{0{,}0116}{0{,}003} = 3{,}85 \text{ сут.}$$

Следовательно, формула Г. А. Алексеева представляет простое видоизменение общей объемной формулы максимальных расходов (12), в которой $\delta = 1$, а $t_c = 3{,}85$ суток.

В 1957 г. В. И. Мокляк [6] предложил объемную формулу, которая имеет вид

$$Q_m = \frac{0{,}0116AF\delta r}{mt_c + \tau + t_{нр}}. \qquad (18)$$

В отличие от общей формулы (12) В. И. Мокляк учитывает продолжительность неодновременности отдачи стока от снеготаяния $t_{нр}$ на более или менее значительных бассейнах, как это делает Л. Т. Федоров, только по иной схеме. Влияние лесистости и заболоченности учитывается коэффициентом m в виде сомножителя к t_c, аналогично тому, как это принимает Г. А. Алексеев. Коэффициент формы бассейна имеет постоянное значение $\delta = 2{,}8$ при $1 \leqslant \tau \leqslant 11$ суток и переменное большее значение, когда $\tau < 1$ суток или $\tau > 11$ суток.

Как показано выше, большинство формул делится по своей структуре на две группы: на «генетические» (6) и (11) и «объемные» (12). Но легко показать, что между этими двумя группами также имеется тесная связь, и формулы одной группы легко преобразовать в формулы второй группы.

Если принять $\tau = n \cdot t_c$, то формула (12) примет вид

$$Q_m = \frac{0{,}0116AF\delta}{t_c + \tau} = 0{,}0116\,\frac{A}{t_c} \cdot \frac{\delta}{1+n} \cdot F, \qquad (19)$$

т. е. будет аналогичной формуле (11). Различие заключается только в том, что вместо четырех коэффициентов — $K_б$, K_1, K_2 и K_3 — в формуле (19) принимается один сомножитель $\frac{\delta}{1+n}$, которым учитывается изменение модулей максимального стока на всем диапазоне изменения величины n. Таким образом, генетические формулы максимальных расходов и объемные формулы имеют общую теоретическую основу и противопоставлять эти группы формул одна другой нет оснований.

Формулы отдельных авторов отличаются главным образом (если не учитывать принимаемые иногда дополнительные факторы) способами определения компонентов основной формулы и приемами их применения. Так, например, до настоящего времени нет общепризнанной формулы для подсчета скорости добегания v, необходимой при определении τ, и каждый автор рекомендует свою отдельную зависимость. Различные подходы предлагаются также для определения продолжительности отдачи t_c.

По разному учитывается у отдельных авторов влияние лесистости, заболоченности бассейна и влияние зарегулированности стока прудами, водо-

хранилищами и т. п. Преимущественно поэтому величины максимальных расходов, вычисленные по отдельным формулам, не всегда хорошо согласуются между собой.

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЗАВИСИМОСТЬ

Принимая во внимание большую простоту формулы (6) и вместе с тем достаточную теоретическую ее обоснованность, ее можно рекомендовать для определения максимальных расходов как от талых, так и от ливневых вод.

Применительно к территории УССР и Молдавской ССР формула максимальных расходов для талых вод предлагается в виде

$$Q_p = 0{,}278 a_m \varphi F \rho r \lambda, \tag{20}$$

где

Q_P — максимальный расход ($м^3/сек$), отвечающий p%-й обеспеченности;

ρ — коэффициент, которым учитывается общее влияние лесистости, заболоченности бассейна и неодновременность снеготаяния в отдельных частях бассейна;

r — коэффициент зарегулирования (снижения) максимального расхода, который определяется по той или иной приближенной формуле, известной из литературы;

λ — переходный коэффициент, учитывающий обеспеченность максимальных расходов воды, определяется по специально составленной таблице.

Для рек равнинной территории УССР и Молдавской ССР $a_m = 5{,}5$ *мм/час*; для рек Закарпатья $a_m = 10$ *мм/час* (здесь во время снеготаяния выпадают интенсивные дожди); в бассейнах рек Стрый, Свица, Ломница и Быстрица (где дожди, однако, менее интенсивны), $a_m = 6{,}6$ *мм/час*.

Коэффициент редукции модуля максимального стока φ определяется в зависимости от соотношения $n = \frac{\tau}{t_c}$.

При $n > 1 (\tau > t_c)$

$$\varphi = \frac{0{,}28 + 0{,}07n}{1 + 2n};$$

при $n < 1$, но $\tau > 1$ суток

$$\varphi = \frac{0{,}35}{1 + 2n};$$

при $0{,}04 \leqslant \tau \leqslant 1$ суток

$$\varphi = \frac{t_c}{0{,}92 t_c - 0{,}24 + (1{,}94 t_c + 5{,}95)\,\tau}.$$

Величина τ определяется как частное от деления длины реки L (*км*), которая определяется по наиболее длинному притоку от водораздельной линии, на скорость добегания v (*км/сутки*), т. е.

$$\tau = \frac{L}{v}.$$

В свою очередь v определяется по формуле

$$v = aH^{1/3},$$

где

a — коэффициент формы русла и шероховатости его дна и стенок определяется по таблице в зависимости от категории реки;

H — абсолютная высота падения реки.

Величина t_c устанавливается по карте изолиний. Для рек Закарпатья рекомендуется принимать постоянное значение $t_c = 5$ суткам, а для рек Крыма $t_c = 2$ суткам.

Коэффициент ρ определяется по формуле

$$\rho = \frac{t_c + \tau}{mt_c + \tau + t_{нр}},$$

где

m — коэффициент, учитывающий повышенную продолжительность отдачи стока от снеготаяния под влиянием лесистости и заболоченности;

$t_{нр}$ — продолжительность неодновременности отдачи стока от снеготаяния.

Коэффициент m находится по формуле

$$m = 1 + \alpha \frac{f_л}{F} + \frac{f_б}{F}.$$

Здесь α — коэффициент учета состава лесных насаждений;

$f_л$ — площадь в бассейне, покрытая лесом;

$f_б$ — площадь в бассейне под болотом.

Для более или менее значительных бассейнов $t_{нр}$ находится по зависимости

$$t_{нр} = T_н - T_c,$$

где

$T_н$ — условное время начала (конца) отдачи стока возле истока реки;

T_c — то же возле низового (расчетного) створа, устанавливается по специально построенной картограмме.

Для р. Днестр в верхнем его течении неодновременность отдачи стока с правобережной и левобережной частей бассейна учитывается несколько иначе. Для створов, расположенных на р. Днестр и замыкающих водосборную площадь $F > 5000$ *км*^{2}, продолжительность неодновременности отдачи стока от снеготаяния берется $t_{нр} = 0{,}5\ m \cdot t_c$. Для створов с водосборной площадью $1000 < F < 5000$ *км*^{2} величина $t_{нр}$ определяется по интерполяционной формуле

$$t_{нр} = \frac{0{,}5F - 500}{4000} \cdot mt_c.$$

При $F \leqslant 1000$ *км*^{2} $t_{нр} = 0$.

Сопоставление вычисленных по формуле (20) максимальных расходов 3%-ной обеспеченности (при $\lambda = 1$) с расходами, установленными по фактическим данным для 320 створов, расположенных на реках УССР и Молдавской ССР, показало, что количество случаев с ошибками, которые не выходят за пределы 10%, составляет 80% от всех расходов и с ошибками 20% составляет 93%. Только 3% всех случаев имеют ошибки свыше 30%. Ввиду высокой точности формулы (20), она может успешно применяться для практических расчетов при проектировании водосбросных сооружений на реках и водотоках.

ЛИТЕРАТУРА

1. Д. Л. Соколовский. Нормы максимального стока весенних паводков рек СССР. Гидрометеоиздат, 1937.
2. А. В. Огиевский. Основные закономерности в процессах стока на речных бассейнах. Тр. НИУ ГУГМС, серия IV, вып. 13. Гидрометеоиздат, 1945.
3. А. В. Огиевский. Новая формула для вычисления весенних расходов в реках. Метеорология и гидрология, 1938, № 3.
4. Л. Т. Федоров. Метод расчета максимальных расходов снеговых половодий для рек Европейской части СССР. Гидротехническое строительство, 1949, № 8.
5. Г. А. Алексеев. Расчет вероятных максимальных расходов воды и объемов стока снеговых и дождевых паводков. Тр. ГГИ, вып. 38 (92). Гидрометеоиздат, 1953.
6. В. И. Мокляк. Максимальні витрати від талих вод на річках УРСР. Вид. АН УРСР, Київ, 1957.

Д. Л. Соколовский

О СТРУКТУРЕ РАСЧЕТНЫХ ФОРМУЛ МАКСИМАЛЬНЫХ МОДУЛЕЙ СТОКА ВЕСЕННИХ ПОЛОВОДИЙ

Решением Третьего Всесоюзного гидрологического съезда было признано необходимым провести унификацию расчетных формул максимальных расходов, так как большое количество расчетных формул дезориентирует проектировщиков и часто приводит к неправильным расчетам отверстий гидротехнических сооружений. Такая унификация должна основываться на теоретически обоснованной схеме формирования максимальных модулей стока, правильно отражающей основные процессы и факторы максимального стока и подтверждаемой многочисленными опытными данными.

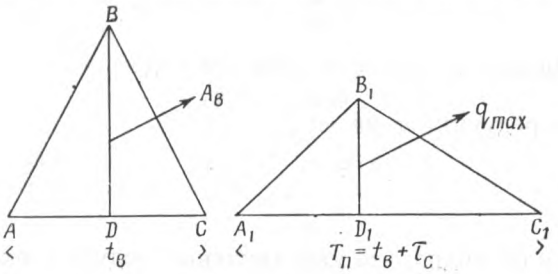


Схема хода водоотдачи (ABC) и хода стока ($A_1B_1C_1$)

В качестве такой схемы, основанной на теории добегания и учете максимальной интенсивности водоотдачи (т. е. максимальной интенсивности снеготаяния или дождя с учетом потерь), может быть предложена следующая. Пусть ABC (см. рисунок.) схематически изображает график водоотдачи, а $A_1B_1C_1$ — гидрограф стока с единицы площади бассейна. Площадь фигуры ABC отражает слой водоотдачи $h_в$, ее высота BD — максимальную интенсивность водоотдачи $A_в$, основание AC — продолжительность водоотдачи $t_в$.

Площадь фигуры $A_1B_1C_1$ отражает слой стока $h = h_в$, высота B_1D_1 — максимальную интенсивность стока с единицы площади или максимальный модуль стока q_{max}, основание — продолжительность стока $T_п$. Из рассмотрения фигуры ABC следует, что

$$A_в = \frac{h_в}{t_в} K'_ф K_р, \qquad (1)$$

где

K_p — коэффициент размерности;

$K'_ф$ — коэффициент формы графика водоотдачи, характеризующий отношение максимальной интенсивности водоотдачи $A_в$ к средней $\overline{A_в} = \frac{h_в}{t_в}$, и равный при треугольной форме графика водоотдачи 2,0, при параболической $> 2{,}0$.

Аналогично, из рассмотрения фигуры $A_1B_1C_1$ можно написать

$$q_{max} = \frac{h}{T_п} K_ф K_р, \tag{2}$$

где $K_ф$ — коэффициент формы гидрографа стока, равный 2,0 при треугольной форме и $> 2{,}0$ при параболической. Так как продолжительность паводка $T_п$ равна, на основании теории добегания, продолжительности водоотдачи $t_в$ и времени суммарного добегания $\tau_с$, можно выражение (2) написать в виде

$$q_{max} = \frac{h}{t_в + \tau_с} K_ф K_р. \tag{3}$$

Сопоставляя выражения (1) и (3) и имея в виду, что $h = h_в$, можно написать

$$q_{max} = A_в \frac{t_в}{t_в + \tau_с} \frac{K_ф}{K'_ф}$$

или, предполагая в первом приближении $K_ф = K'_ф$,

$$q_{max} = A_в \frac{t_в}{t_в + \tau_с} = A_в \frac{1}{1 + \frac{\tau_с}{t_в}}. \tag{4}$$

Выражение (4) можно также представить в виде

$$q_{max} = A_в \varphi, \tag{4-а}$$

где коэффициент редукции φ равен

$$\varphi = \frac{1}{1 + \frac{\tau_с}{t_в}}. \tag{4-б}$$

Из выражения (4) видно, что максимальный модуль стока всегда меньше максимальной интенсивности водоотдачи и тем меньше, чем при данной величине $t_в$ больше время добегания $\tau_с$ и, следовательно, чем больше площадь водосбора F. При $\tau_с \to 0$, или для элементарномалой площадки, $q_{max} \to A_в$, т. е. максимальная интенсивность стока становится равной максимальной интенсивности водоотдачи, при $\tau_с \to \infty$, φ и q_{max} стремятся к нулю.

Выражения (4) и (4-а), отражающие общий закон редукции максимальных модулей стока весенних и дождевых паводков с увеличением времени добегания и, следовательно, площади бассейна F, являются исходными для многих расчетных формул редукционного типа.

Действительно, выражая коэффициент редукции φ в функции от площади бассейна F (которая, в отличие от времени добегания $\tau_с$, легко определяется по картографическим данным) в виде

$$\varphi = \frac{1}{(F+1)^n}, \tag{4-в}$$

можно выражение (4) написать в виде

$$q_{max} = \frac{A_в}{(F+1)^n}, \tag{4-г}$$

где n — показатель степени редукции максимальных модулей стока, легко определяемый по опытным данным. Выражение (4-г) легло в основу наиболее распространенных редукционных формул, выражающих обратную степенную зависимость максимальных модулей стока весенних и дождевых паводков от площади бассейна и в том числе формулу автора (1937 г.) для весенних максимумов.

Имея в виду, что $t_в$ из выражения (1) равно

$$t_в = \frac{h_в}{A_в} K'_ф K_р \tag{1-а}$$

и подставляя $t_в$ в выражение (4), можно получить, принимая $K_ф' = 1{,}0$ и $K_р = 1{,}0$,

$$q_{max} = \frac{A_в}{1 + \frac{A_в \tau_с}{h_в}}. \tag{5}$$

Таким образом, при обозначении $A_в$ через q_0 и, имея в виду, что $h_в = h$ и $\tau_с = \tau$, получаем известную формулу Г. А. Алексеева

$$q_{max} = \frac{q_0}{1 + \frac{q_0}{h}\tau}. \tag{5-а}$$

Наконец, имея в виду, что $A_в$ из выражения (1) может быть представлено в виде

$$A_в = K_в h_в, \tag{6}$$

где

$$K_в = \frac{K'_ф K_р}{t_в}, \tag{6-а}$$

можно выражение (4-г) написать в виде

$$q_{max} = \frac{K_в h_в}{(F+1)^n}, \tag{7}$$

т. е. получаем тип формулы, принятый Л. Т. Федоровым для средних максимальных модулей стока при $K_в = 0{,}0025$ и $n = 0{,}125$ (и при $B = C = 1{,}0$), а также К. П. Воскресенским при $K_в = 0{,}01$ и $n = 0{,}25$.

В действительности, значение $K_в$, как видно из выражения (6-а), может колебаться при $K_р = 0{,}0116$ (при размерности h в *мм*, $t_в$ в сутках и q_{max} в *м³/сек*) и $K_ф = 2{,}0$ от $K_в = 0{,}01$ при $t_в = 2$ суткам (как это принято К. П. Воскресенским для лесостепной и степной зоны) до $K_в = 0{,}0025$ при $t_в = 10$ суткам (как это принято Л. Т. Федоровым для средних максимальных модулей стока рек преимущественно лесной зоны) и до $K_в = 0{,}003$ при $t_в = 8$ суткам (как это принято Г. А. Алексеевым для всей территории СССР).

Таким образом, большинство известных расчетных формул редукционного типа можно получить из одного или двух исходных выражений (1) и (4) при различных комбинациях входящих в них параметров и коэффициентов и различных их значениях, полученных на основании региональных опытных данных. Что касается второго основного типа расчетных формул, именно: объемных формул, то они также основаны на одном исходном выражении в виде (2) или (3).

Так, например, принимая в выражении (3) $K_р = 0{,}0116$ и $K_ф = 2{,}0$, можно написать с учетом выражения (2)

$$q_{max} = \frac{0{,}023h}{t_в + \tau_c},$$

т. е. мы получили формулу А. В. Огиевского 1938 г. Подставляя другие значения или комбинации параметров и коэффициентов, можем получить из выражений (2) или (3) формулу автора для максимальных расходов весенних и дождевых паводков, формулу В. И. Мокляка и ряд других.

Итак, большинство распространенных расчетных формул по существу аналогичны и различаются между собой только значениями и комбинациями параметров и коэффициентов, а часто только их обозначениями. Поэтому задачей дальнейших исследований является не столько разработка новых формул, сколько экспериментальное изучение процессов формирования весенних и дождевых паводков в различных географических районах СССР и разработка на этой основе наиболее рационального типа расчетных формул с региональными параметрами. В заключение приведем некоторые соображения о рациональности приведенных расчетных формул.

Из приведенных выше двух основных типов расчетных формул более рациональной, на наш взгляд, является формула объемного типа, так как она отражает не только максимальную ординату, но и все другие элементы половодий и паводков и поэтому дает возможность построения с той или иной степенью приближения всего гидрографа паводка, что является часто необходимым для расчетов трансформации при прохождении паводков через водохранилище.

Для ряда районов Европейской и Азиатской частей СССР эти формулы показали довольно близкое соответствие наблюденным максимумам паводков.

Однако их широкое применение, особенно в малоисследованных районах СССР, затруднено из-за неточности определения слоя и прежде всего продолжительности половодий, особенно при недостаточности данных.

Поэтому более широкое применение может иметь редукционная формула в виде (4-г) с определением параметра $A_в$, суммарно отражающего особенности формирования максимального стока в данном районе, методом гидрологической аналогии, либо в виде (7) с районированием коэффициента $K_в$.

Формула (4-г) с суммарным параметром $A_в$, отражающим максимальную интенсивность водоотдачи, может обеспечить при правильном определении этого параметра методом гидрологической аналогии бóльшую точность расчета, чем формула (7), так как устраняются или нивелируются ошибки, связанные с неточным определением h или $K_в$.

Кроме того, формула в виде (4-г) применима также для очень малых водотоков, для которых можно принять приближенно $q_{max} \approx A_в$, причем значение $A_в$ может быть определено методом теплового баланса по максимальной интенсивности снеготаяния.

Что касается редукционной формулы вида (5-а), то она, на наш взгляд, не может служить расчетной формулой, так как она описывает, по существу не максимальный модуль стока, а средний максимальный модуль стока за паводок $\bar{q}_{max}$ (принимается $K_ф = 1{,}0$), либо форма графика стока принимается прямоугольной, при которой $K_ф$ также равняется 1,0.

И. Л. Зимонт

ОБ ОСНОВНОЙ РАСЧЕТНОЙ ФОРМУЛЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ МАКСИМАЛЬНОГО ДОЖДЕВОГО СТОКА С МАЛЫХ БАССЕЙНОВ

Вопрос об определении максимального дождевого стока с малых бассейнов имеет большое народнохозяйственное значение. Без правильного определения величины этого стока невозможен обоснованный расчет малых искусственных сооружений, пойменных насыпей, малых гидроэлектростанций, различных водоотводных каналов, осушительных канав и др.

Сложность явления максимального дождевого стока породила большое количество косвенных[1] методов расчета, приводящих иногда к очень различным результатам. Несмотря на все разнообразие этих методов, каждый из них состоит из основной расчетной формулы и способов определения ее параметров.

Процессу формирования дождевых паводков соответствует формула Д. Л. Соколовского [1], которая при отсутствии на территории бассейна заболоченности, озерности, облесенности и стока неливневого происхождения[2] имеет вид

$$Q_{\max} = 16{,}7\,\frac{H_t \alpha F}{t_{\text{п}}}\,\psi \; м^3/сек, \tag{1}$$

где

$Q_{\max}$ — максимальный расход ливневого стока, $м^3/сек$;

$H_t = at$ — слой осадков (в *мм*) при интенсивности их a (в *мм/мин*) и продолжительности t (в мин.);

$t_{\text{п}}$ — время подъема паводка, мин.;

α — коэффициент стока;

F — площадь бассейна, $км^2$;

ψ — коэффициент формы гидрографа.

Принцип построения формулы (1) вытекает из определения расчетного объема стока путем умножения расчетного количества осадков на коэффициент стока и последующего распределения этого объема в соответствии с очертанием расчетного относительного гидрографа.

Однако в методе Д. Л. Соколовского отсутствует какая-либо зависимость коэффициента стока от факторов, его определяющих. Рекомендация

[1] Непосредственные методы расчета стока возможны лишь на больших бассейнах при наличии гидрометрических данных.

[2] Наличие этих факторов учитывается в формуле либо поправочными коэффициентами, либо дополнительным членом, не меняющим в принципе структуру формулы (1).

Д. Л. Соколовского — определять значения коэффициента стока по следам прохода паводков — не заполняет, к сожалению, этот пробел. Действительно, даже если удалось найти на бассейне след прохода паводка (что в равнинных условиях не всегда возможно), определены (всегда очень приближенно) его обеспеченность, шероховатость русла и величина максимального расхода, то и тогда вычисленное по формуле (1) значение α будет справедливым только для этого случая.

Определение расчетного коэффициента стока путем экстраполяции α для того же самого бассейна неизбежно приведет к ошибке; еще более произвольным будет использование α, найденного для одного бассейна при расчете максимального стока с других бассейнов.

* * *

Попробуем получить выражение для коэффициента стока. Из уравнения водного баланса вытекает, что объем стока равен объему осадков минус объем потерь.

Для условий, которым соответствует формула (1), уравнение баланса можно представить в виде

$$W = 1000\,(H_t - it_i)\,F, \tag{2}$$

где

W — объем стока, *м*³;

i — средняя по площади бассейна и времени интенсивность впитывания, *мм/мин*;

t_i — средневзвешенная по площади стекания продолжительность впитывания, *мин*.

Под коэффициентом стока следует понимать отношение объема стока к объему вызвавших этот сток осадков, т. е.

$$\alpha = \frac{W}{1000 H_t F},$$

а не принимаемое рядом авторов отношение интенсивности стока и осадков, так как выпадение осадков и сток являются разновременными процессами.

Подставляя в последнюю формулу W из формулы (2), получим (после сокращения)

$$\alpha = \frac{H_t - it_i}{H_t}. \tag{3}$$

Подставим искомое выражение для α в формулу (1), тогда получим следующий вид основной расчетной формулы

$$Q_{\max} = 16{,}7\,\frac{H_t - it_i}{t_{\text{п}}}\,F\psi,\ м^3/сек. \tag{4}$$

Эту формулу можно написать и в виде

$$Q_{\max} = \frac{W\psi}{60 t_{\text{п}}},\ м^3/сек. \tag{5}$$

При наличии на бассейне болот, озер, бетонированных поврехностей,

мостовых и других практически нефильтрующих частей бассейна формула (2) видоизменяется так [1]:

$$W = 1000\,(H_t F - it_i F_0),\ м^3, \tag{6}$$

где F_0 — площадь бассейна за минусом площадей его нефильтрующих частей (при отсутствии последних $F_0 = F$).

Как следствие, выражение для α получит вид

$$\alpha = \frac{H_t F - it_i F_0}{H_t F}, \tag{7}$$

и тогда формула (4) примет вид

$$Q_{max} = 16{,}7\,\frac{H_t F - it_i F_0}{t_п}\,\psi,\ м^3/сек. \tag{8}$$

Облесенность и русловое регулирование учитываются в формулах (4) и (8) соответствующим изменением коэффициента ψ. Поэтому вводить дополнительные поправочные коэффициенты нет необходимости, тем более, что это снизило бы точность формул и осложнило бы установление их расчетных параметров.

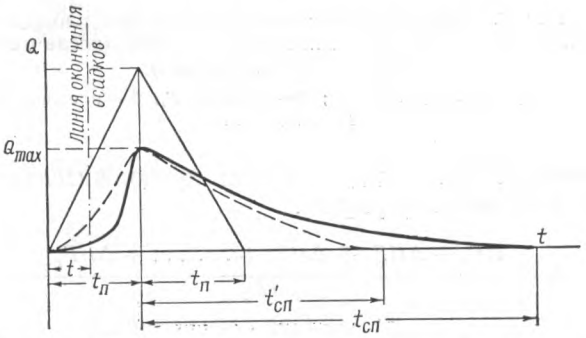


Рис. 1. Фиктивный треугольный гидрограф, имеющий коэффициент $\psi = 1$, и реальные гидрографы, имеющие одинаковые ψ

Расход неливневого происхождения в формулы (4) и (8) не включен, так как при ливневом паводке этот расход невозможен из-за появления при высоком горизонте обратных кривых депрессии.

По аналогии с формулой Д. Л. Соколовского принцип построения предлагаемых формул (4), (5) и (8) заключается в определении объема стока путем вычитания из количества осадков общего количества впитываемой воды и последующего распределения этого объема в соответствии с очертанием гидрографа.

Из структуры формулы (5) вытекает, что коэффициент ψ является отношением фактического значения Q_{max} к его значению при фиктивном равнобедренном треугольном гидрографе с основанием 2 $t_п$ и тем же объемом стока.

Одинаковое значение коэффициента ψ для гидрографов различной формы (например, представленных на рис. 1) исключает необходимость придания жесткого очертания расчетному гидрографу.

Величина t_i, входящая в предыдущие формулы, может быть найдена с учетом того обстоятельства, что во время выпадения осадков впитывание

[1] Как известно, болота и озера оказывают регулирующее действие на сток; влияние этого действия на W и Q_{max} учитывается коэффициентами K (см. ниже) и ψ.

их происходит на всей площади бассейна (если ливневая туча полностью перекрывает бассейн); с момента же окончания их выпадения, в период стекания воды с наиболее удаленной точки бассейна, т. е. его опорожнения, происходит постепенное уменьшение площади впитывания.

Поэтому если разбить время опорожнения бассейна на равные интервалы Δt и обозначить соответствующие концам этих интервалов площади стекания (а, следовательно, и впитывания) через F_1, F_2.... F_{n-1} (рис. 2),

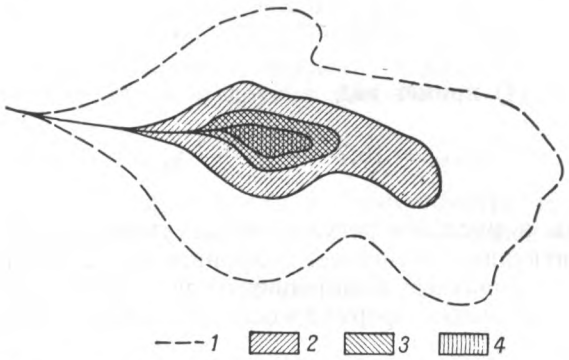


Рис. 2. План бассейна с нанесением на него площадей впитывания через равные интервалы времени (после окончания выпадения осадков)

1 — граница водосбора F; *2* — площадь F_1; *3* — площадь F_2; *4* — площадь F_3

то средневзвешенная по площади стекания продолжительность впитывания приближенно[1] выразится формулой

$$t_i = \frac{tiF_0 + \Delta tiF_1 + \Delta tiF_2 + \ldots\ldots + \Delta tiF_{n-1}}{iF_0} =$$

$$= t + \Delta t \frac{(F_1 + F_2 + \ldots\ldots + F_{n-1})}{F_0}.$$

Числитель последней формулы (до его преобразования) выражает собой весь объем воды от осадков, впитываемых бассейном.

Интервал Δt представляет собой, как указывалось, отношение времени опорожнения бассейна к числу интервалов, т. е.

$$\Delta t = \frac{t_н + t_{сп} - (t - t_0)}{n} \text{ мин.},$$

где

$t_{сп}$ — время спада паводка, мин.;

t_0 — запаздывание начала стока в створе бассейна против начала выпадения осадков, мин.;

n — число интервалов.

Подставляя Δt в предыдущую формулу, получим:

$$t_i = t + (t_п + t_{сп} - t + t_0) \frac{(F_1 + F_2 + \ldots\ldots + F_{n-1})}{nF_0} \text{ мин.} \qquad (9)$$

Очевидно, что величина $K = \frac{(F_1+F_2+\ldots\ldots+F_{n-1})}{nF_0}$ не зависит от абсолютных размеров бассейна; она зависит от образующегося в процессе стека-

[1] Подробнее см. в работе И. Л. Зимонта [4].

ния соотношения скоростей опорожнения бассейна по его площади и от конфигурации последнего.

Указанное соотношение скоростей зависит в свою очередь от макро- и микрорельефа, вида почвенного и растительного покрова, а также от озерности и заболоченности; отсюда следует, что величина K может быть определена для каждого типа бассейна.

Подстановка полученного выражения для t_i в формулу (7) дает возможность вскрыть все факторы, от которых зависит коэффициент стока и, как следствие, более обоснованно определять этот коэффициент.

* * *

Формулы (5) и (8) являются более общими из большинства аналогичных формул.

Действительно, если пренебречь потерями после окончания дождя, то $t_i = t$ и тогда при отсутствии на бассейне болот, озер и других нефильтрующих частей, т. е. при $F_0 = F$, формула (8) получит вид

$$Q_{max} = 16{,}7\frac{H_t - it}{t_п}F\psi = 16{,}7\frac{at - it}{t_п}F\psi = 16{,}7\,(a - i)\frac{t}{t_п}F\psi.$$

Приняв для расчета $t = t_п$ и обозначая $F\psi = f$, получим известную структуру формул Б. А. Риппаса, Г. Д. Дубелира, М. М. Протодьяконова, Е. В. Болдакова, Н. Н. Чегодаева и др. [2]:

$$Q_{max} = 16{,}7(a - i)f, \quad м^3/сек. \tag{10}$$

Если потери близки к нулю (что имеет место, например, для паводков Приморья Дальневосточного края), т. е. $i = 0$, то формула (8) примет вид

$$Q_{max} = 16{,}7\frac{H_t}{t_п}F\psi = 16{,}7a\frac{t}{t_п}F\psi.$$

Приняв для расчетных случаев $t = t_п$ и $\psi = 1$, получим структуру формул П. Ф. Горбачева, Г. А. Зака, Н. Н. Белова и др. [3] (при $\alpha = 1$)

$$Q_{max} = 16{,}7aF \quad м^3/сек. \tag{11}$$

Если же считать $t < t_п$ и отношение $\frac{t}{t_п}$ рассматривать как коэффициент замедления стока β, то формула (8) при $i = 0$ и $\psi = 1$ получит вид

$$Q_{max} = 16{,}7a\beta F \quad м^3/сек, \tag{12}$$

т. е. вид известных формул Кестлина — Л. Ф. Николаи, НТК — 1928 г. [2], и др.

* * *

Формулы (4), (5) и (8) по принципу своего построения отражают водный баланс в количественном и качественном отношении и имеют физически обоснованные параметры. Как следствие, эти формулы могут отразить процессы формирования паводков на бассейнах как от естественных, так и от расчетных осадков. Последнее дает возможность, опираясь на фактические материалы по осадкам, стоку и потерям: а) уточнить структуру предлагаемых расчетных формул, б) установить путем экстраполяции расчетные значения параметров (i, K, ψ, $t/t_п$, $t_п/t_{сп}$ и др.) и уточнять их по мере накопления натурных данных, в) установить возможную точность определения расчетных максимальных расходов[1].

[1] Подробнее об этом см. в работе И. Л. Зимонта [5].

№ опыта	Дата	N, шт.	F, м²	$H_t F$, л	H_t, мм	t	t_o,	$t_п$,	$t_{сп}$,
1	22.IX	6		8355	29,7	10′00″	3′47″	3′46″	18′17″
2	23.IX	5	282	12090	42,9	16 41	2 18	5 10	21 52
3	24.IX	5		17133	60,9	27 47	2 15	6 08	35 17
4	28.IX	9	417	41373	99,3	34 08	3 06	6 07	41 02
5	28.IX	8		18600	62,2	19 32	2 11	6 25	31 03
6	1.X	8	299	22580	75,2	27 14	2 40	6 14	32 41
7	1.X	8		22520	75,0	23 54	2 31	5 59	32 20
8	1.X	8		2570	7,6	3 12	1 52	2 12	16 18

Примечание: Здесь $V_{оп}$ — скорость опорожнения бассейна; остальные обозначения известны.

С этой целью в первую очередь должны быть использованы материалы стоковых станций. Дополнением должны служить материалы, полученные в результате искусственного дождевания бассейнов в полевых и лабораторных условиях. Ценность таких материалов заключается в возможности производить количественный и качественный анализ всех элементов водного баланса.

Использование этих материалов облегчит анализ других данных по стоку и будет способствовать созданию физически обоснованного метода расчета максимального ливневого стока.

* * *

Опираясь на предлагаемые формулы, работники Управления гидрометеослужбы ДВК (Е. Л. Хасин и др.) провели обработку материалов Бомнакской (1938—1952 гг.) и Валдайской (1948—1949 гг.) стоковых станций. Обработке подверглись данные по 55 стокообразующим дождевым выпадениям (с учетом однопиковых паводков) и данные по 71 искусственному дождеванию. Результаты обработки этих материалов изложены в работе автора [6].

Для получения материалов водного баланса в 1955 г. на территории Московской опытно-исследовательской дождевальной станции (под г. Коломной, Московской области) были проведены под руководством автора летние полевые эксперименты с искусственным дождеванием естественного бассейна.

Для экспериментов был выбран луговой бассейн площадью около 500 м², со средним уклоном склонов 200‰ и русла 21‰ и с подстилающей породой — легким и средним суглинком. Дождевание бассейна было осуществлено короткоструйной дождевальной установкой КДУ-41 с десятью насадками, расположенными на протянутом в три нитки трубопроводе. В зависимости от направления ветра в опытах менялось число работающих насадок (N) и, как следствие, менялась фактическая площадь бассейна (F). Расход подаваемой воды определялся по диафрагме с дифференциальным ртутным манометром. Поверхностный сток в замыкающем створе бассейна фиксировался при помощи треугольного водослива и самописца уровней «Валдай». Процесс опорожнения бассейна фиксировался 33-мя специально сконструированными датчиками замыкания и 27-шлейфовой тензометрической установкой «Геофизика» типа ОТ-24-51. Все это впервые позволило построить изохроны опорожнения для реального бассейна. Данные обработки материалов экспериментов приведены в табл. 1.

Таблица 1

нтов, проведенных автором в 1955 г.

$t_п + t_{сп} - t + t_б$	n	K	W, *л*	t_i	i, *мм/мин*	Q_{max}, *л/сек*	ψ	$t_п / t_{сп}$	$t_п / t_{сп}$	$\frac{V_{оп}}{\text{склон}}$ лог, *см/сек*
			7175	10′17″	0,41	13,29	0,418	2,65	0,21	
14 48	14	0,0192	7792	16′58″	0,90	8,39	0,334	3,22	0,23	
			13421	28′04″	0,47	8,90	0,242	4,52	0,17	
16 07	16	0,0276	30800	34′35″	0,74	25,48	0,304	5,60	0,15	$\frac{20 \div 2}{4,5 \div 0,7}$
			15019	19′58″	0,60	15,80	0,405	3,05	0,21	
16 09	16	0,0271	15121	27′40″	0,90	8,00	0,205	4,38	0,19	
			18155	24′20″	0,60	13,44	0,274	4,00	0,19	
			1999	3′38″	0,53	10,57	0,705	1,45	0,14	

Обработка материалов стоковых станций и полевых экспериментов при помощи предлагаемых формул показала возможность проверки их структуры и установления значений расчетных параметров.

ЛИТЕРАТУРА

1. Д. Л. Соколовский. Гидрологические расчеты при устройстве мостовых переходов. Гидрометеоиздат, 1945.
2. Д. Л. Соколовский. Речной сток. Гидрометеоиздат, 1952.
3. Н. Н. Белов. Рационализация методов расчета канализационных сетей и некоторых сооружений на них. Диссертация. ЛИИЖТ, 1938.
4. И. Л. Зимонт. Расчет максимального ливневого стока по методу Государственного гидрологического института (ГГИ) при отсутствии следов прохождения паводков. Тр. Хабаровского ин-та инж ж.-д. транспорта, 1950, вып. V.
5. И. Л. Зимонт. Основные принципы расчета максимального ливневого стока. Тр. Хабаровского ин-та инж. ж.-д. транспорта, 1950, вып. V.
6. И. Л. Зимонт. Принципы построения генетического метода расчета максимального ливневого стока с малых бассейнов. Сообщ. Дальневосточного филиала АН СССР, 1958, вып. 9.

П. Ф. Вишневский

ВАРИАЦИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ДОЖДЕВЫХ РАСХОДОВ НА ТЕРРИТОРИИ УКРАИНСКОЙ ССР

Гидротехнические сооружения на реках и малых водотоках рассчитываются, как известно, на пропуск максимальных расходов воды заданной обеспеченности или средней повторяемости в течение какого-либо периода времени, когда расход в реке может быть равен расчетному или больше его.

Определение обеспеченности наблюденных максимальных дождевых расходов при расчетах имеет большое практическое значение. Принятие для расчета той или иной обеспеченности регламентируется существующими нормами и техническими условиями для расчета максимальных расходов [1].

При наличии гидрометрических наблюдений максимальные расходы различной обеспеченности могут быть вычислены по теоретической кривой обеспеченности, построенной по этим наблюдениям. Для построения кривой обеспеченности максимальных расходов необходимо иметь статистические параметры: средний максимальный расход Q_0, коэффициент вариации C_v и коэффициент асимметрии C_S.

Расчеты по кривым обеспеченности будут тем точнее, чем точнее будут определены параметры этих кривых, что непосредственно зависит от длины ряда наблюдений. Имеющиеся систематические периоды лет наблюдений за дождевыми максимумами в пределах Украинской ССР преимущественно непродолжительны для достаточно точного определения C_v и C_S.

На многих реках Украины часто встречается в одном году формирование нескольких, почти равнозначных дождевых паводков. Поэтому для изучения статистических параметров целесообразно использовать дождевые паводки всего периода наблюдений. Это даст возможность более обоснованно построить кривую обеспеченности максимальных дождевых расходов воды.

С целью использования всей совокупности дождевых максимумов для исчисления C_v и C_S предварительно была выполнена большая и трудоемкая работа по выборке для каждого створа всех наблюдавшихся в каждом году дождевых паводочных максимумов и составлению статистических рядов наблюдений. При выборке дождевых максимумов важно было установить нижний предел, от которого начинают выборку, так как выбор нижнего предела для максимума влияет на число отмеченных паводков. Теоретически наилучший нижний предел для выборки максимумов тот, при котором число паводков будет наибольшим, потому что при этом получается наибольшее число данных и наиболее точный результат.

При изучении повторяемости наибольшее практическое значение имеют большие паводки. Поэтому желательно не принимать во внимание малые

паводки, если это можно сделать, не уменьшая слишком сильно количество рассматриваемых данных.

Нижний предел для выборки паводочных дождевых максимумов устанавливается с таким расчетом, чтобы в выборку вошли все годы наблюдений. Включаемый в совокупность для изучения C_v и C_S дождевой максимум должен представлять какое-либо практическое значение для возможных в будущем или уже существующих водохозяйственных мероприятий на изучаемой реке. Кроме того, все исследуемые дождевые максимумы должны оказывать в большей или меньшей мере существенное влияние на режим стока реки. Поэтому включать в совокупность для рассмотрения дождевых максимумов все, даже незначительные подъемы в расходе реки, практически нецелесообразно.

Рекомендуемый некоторыми авторами критерий для установления нижнего предела величины ливневого паводка при выборке, например [2], а именно удвоенная величина среднего многолетнего расхода воды или средний многолетний расход воды в данном створе, для изучаемых нами рек не приемлем. Этот критерий недостаточно гибок, чтобы учесть наибольшее возможное количество имеющих практическое значение паводков.

Так, например, если применительно к рекам бассейна Прута и Днестра принять за нижний предел для выборки дождевых максимумов средний многолетний расход или удвоенную величину среднего многолетнего расхода, то в выборку попадает очень большое количество малых, практически не имеющих значения паводков. Здесь в годы с высокой меженью даже при незначительных дождевых осадках формируются дождевые паводки с максимумами выше удвоенной величины среднего многолетнего расхода, так как они накладываются на уже высокие расходы межени. Объемы же таких паводков незначительны.

Наоборот, в годы с низкой меженью даже значительные по объему паводки в выборки не попадают, так как величина их максимальных расходов часто меньше среднего многолетнего расхода, а тем более удвоенного среднего многолетнего расхода.

На реках Приазовья, например, если принять за нижний предел средний многолетний расход или удвоенную его величину, в выборку не войдут дождевые паводки более чем за 20% лет наблюдений. В настоящих исследованиях нами за наинизший для выборки расчетный максимум (низший предел) условно принят самый низкий годовой дождевой максимум за весь период наблюдений.

Начиная с условно принятого нижнего предела, были выбраны дождевые максимумы по многим створам на реках УССР и получены соответствующие статистические выборки. Второстепенные пики одного и того же паводка не учитывались, т. е. считались расходами на подъеме или спаде паводков. Трудоемким при изучении вариации максимальных дождевых расходов оказалось составление статистических выборок из данных гидрометрических наблюдений. Коэффициенты вариации вычислялись по известным формулам математической статистики для всех рядов, имевших свыше 10 членов, а коэффициенты асимметрии — только для рядов от 50 и более членов в ряду. При ряде с числом членов, меньшим 50, коэффициент асимметрии определялся подбором на «клетчатке» вероятности путем сопоставления теоретической кривой обеспеченности (при вычисленном C_v) с эмпирическими точками. Обеспеченность эмпирических точек определялась по формуле

$$P\% = \frac{m}{n+1}100, \qquad (1)$$

где $P\%$ — эмпирическая обеспеченность максимальных расходов;

m — порядковый номер расхода в ряду, расположенном в порядке убывания их величин;

n — число членов в ряду.

Критерием для принятия коэффициента асимметрии являлось наилучшее соответствие кривой обеспеченности эмпирическим точкам. Однако вследствие большой асимметрии кривых распределения ливневых максимумов такой подбор часто являлся затруднительным. Параллельно для некоторых створов были вычислены коэффициенты вариации по коротким рядам, причем принимался только один наибольший в году ливневой максимум.

В табл. 1 приведены вычисленные коэффициенты вариации и асимметрии максимальных дождевых расходов для отдельных створов рек УССР. Рассматривая эти коэффициенты, можно прежде всего отметить большую пестроту полученных величин. Даже в однохарактерных микрорайонах величины коэффициентов вариации изменяются значительно.

Наибольшие коэффициенты вариации (до 3,00) получены для рек Приазовья. Наименьшие значения коэффициентов вариации (0,39—0,44) имеют реки Закарпатья. Величины коэффициентов вариации, вычисленные с учетом всех паводков по длинным (условным) рядам получаются, как правило, более высокие, чем по коротким при одном паводке в году. Наиболее устойчивые и относительно небольшие коэффициенты вариации имеют реки в районе Карпат. Здесь величины их, вычисленные по длинным и коротким рядам, составляют в основном 0,60—0,75.

Относительная устойчивость коэффициентов вариации для района Карпат обосновывается тем, что здесь реки получают более равномерное питание за счет частых и обильных дождей. Наличие в районе Карпат более равномерных статистических рядов из максимальных дождевых расходов, чем для всей остальной равнинной части территории УССР, подтверждает то, что основными факторами, влияющими на коэффициент вариации дождевых максимумов, являются интенсивность и продолжительность дождей. Другие факторы стока сказываются в значительно меньшей мере и перекрываются влиянием указанных метеорологических факторов.

Таким образом, более устойчивые и по абсолютным величинам меньшие коэффициенты вариации дождевых максимумов получаются для тех районов, которые более равномерно орошаются дождевыми осадками.

Значительная пестрота в величинах C_v по территории УССР объясняется в основном тем, что принятые ряды для вычисления C_v относительно непродолжительные и охватывают разные периоды наблюдений по отдельным створам.

Кроме того, здесь имеет значение, вероятно, и то обстоятельство, что исходные данные в значительной своей части неоднородны, так как некоторые максимальные расходы являются среднесуточными, а некоторые срочными (пиковыми).

Пиковые расходы больше среднесуточных в полтора-два раза и даже более; для малых площадей водосборов превышение пикового расхода над среднесуточным более значительное, чем для больших площадей. Кроме того, некоторые дождевые максимумы подвержены в какой-то степени искусственному зарегулированию прудами и водохранилищами, широко распространенными на реках Украины.

В связи с тем, что принятые нами ряды для вычисления коэффициентов вариации по продолжительности различны, точность полученных величин C_v также различна. Известно, что для вычисления коэффициента вариации, равного единице, с ошибкой в 15% необходимо иметь ряд наблюдений из 65 членов, а при значении C_v больше единицы — еще более продолжительный ряд. Использованные нами статистические ряды наблюдений редко превышают 65 членов.

Таблица 1

Коэффициенты вариации и асимметрии максимальных дождевых расходов на реках Украинской ССР

Река	Пункт	Площадь бассейна, км²	Максимальный наблюденный расход, м³/сек (дата)	Период наблюдений, годы	Количество паводков	Статистические параметры			
						при включении в расчет всех паводков		при включении в расчет одного наибольшего в году паводка	
						C_v	C_S	C_v	C_S
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
				Бассейн Тиссы					
Черная Тисса	г. Белин	540	266 (10.VIII 1955)	1936, 1940—1943, 1946—1955	29	0,67	3,00	0,52	3,00
Вишо	с. Петрово	1540	640 (9.VII 1933)	1930—1943	31	0,75	3,00	0,74	3,00
Тересва	с. Дубовое	757	640 (20.V 1941)	1938—1943, 1946—1955	38	0,75	3,00	0,73	3,00
Мокранка	с. Русска Мокра	214	122 (1. V1951)	1946—1955	27	0,59	2,80	0,56	2,80
Теребля	с. Бовцары	435	354 (25.X 1931)	1929—1943, 1946—1955	49	0,75	3,00	0,57	3,00
Латорица	с. Домбок	1474	461 (23.VIII 1940)	1931—1943	34	0,61	2,60	0,49	2,60
Латорица	с. Чоп	2720	241 (1.V 1941)	1924—1943	—	—	—	0,39	1,30
Уж	с. Заречево	1280	514 (27.X 1952)	1946—1955	23	0,68	2,00	0,47	2,00
»	с. Ворочев	1820	603 (23.VIII 1940)	1922—1924, 1932—1933, 1937—1938, 1940—1943	—	—	—	0,44	1,35
»	г. Ужгород	1970	674 (11.V 1951)	1946—1955	26	0,65	0,80	0,45	0,80
				Бассейн Прута					
Прут	г. Яремче	597	793 (10.VIII 1955)	1923—1924, 1926—1929, 1950—1955	92	1,23	3,90	0,78	>3,00
»	г. Черновцы	68	5000 (8,9. VII 1911)	1895—1911, 1919—1924, 1926—1935, 1945—1955	182	1,09	2,30	0,79	2,60
Каменка	с. Дора	18,1	17,1 (30.VII 1955)	1946—1955	—	—	—	0,89	>3,00
Михидра	с. Липованы	144	45,3 (19.IX 1955)	1946—1955	—	—	—	0,82	>3,00
				Бассейн Днестра					
Днестр	с. Стрелки	384	266 (1.VIII 1927)	1913—1918, 1920, 1925—1929	99	0,93	2,71	0,63	2,60
»	с. Карналовичи	895	311 (28.VI 1925)	1900—1913, 1915—1917, 1923—1929, 1940	158	0,94	2,03	0,59	2,05
»	с. Розвадов	5470	1010 (3.IX 1941)	1898—1902, 1904—1914, 1916—1926, 1932—1946	171	0,61	2,63	0,60	2,90
»	с. Залесцы	8825	3080 (3.IX 1941)	1895—1914, 1916—1929, 1941—1943, 1945, 1950—1954	155	0,89	4,02	0,89	>3,00
»	г. Галич	14660	4860 (3.IX 1941)	1895—1915, 1917, 1918, 1920—1929, 1941, 1942, 1945—1955	221	0,79	3,80	0,74	>3,00
»	г. Залещики	24600	4120 (1.VII 1913)	1895—1914, 1917—1918, 1920—1929, 1948—1955	—	—	—	0,59	2,70
Тисменица	г. Дрогобыч	250	318 (2.IX 1941)	1922—1929, 1940—1943, 1945—1955	—	—	—	1,05	3,00
Стрый	с. Новый Кропивник	1150	1280 (2.IX 1941)	1930, 1931, 1933—1955	—	—	—	0,87	>3,00

Таблица 1 (*продолжение*)

Река	Пункт	Площадь бассейна, км²	Максимальный наблюденный расход, м³/сек (дата)	Период наблюдений, годы	Количество паводков	Статистические параметры			
						при включении в расчет всех паводков		при включении в расчет одного наибольшего в году паводка	
						C_v	C_S	C_v	C_S
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Стрый	х. Межиброды	2400	1750 (2.IX 1941)	1929—1941, 1951—1955	—	—	—	0,60	>3,00
Свича	с. Журавно	1490	786 (31.VIII 1927)	1896—1917, 1922—1929, 1953—1955	—	—	—	0,47	1,70
Ломница	с. Пукасовцы	1520	850 (31.VIII 1927)	1895—1913, 1921—1929, 1954—1955	—	—	—	0,54	3,00
Бистрица Надворянская	г. Надворная	600	288 (8.VII 1911)	1900—1907, 1909—1915	—	—	—	0,54	2,90
Золота Липа	г. Бережаны	669	185 (26.VI 1948)	1940—1941, 1945—1955	—	—	—	1,48	>3,00
Смотрич	с. Цыбулевка	1790	54,5 (31.VII 1955)	1931—1940, 1942, 1945—1955	—	—	—	0,74	>3,00
Ушица	с. Кривчаны	1370	116 (13.VIII 1955)	1930—1955	—	—	—	0,94	3,00
Каменка	г. Каменка	387	51,9 (28.VI 1939)	1927—1941, 1945—1954	—	—	—	1,15	>3,00
Бык	г. Кишинев	1040	222 (8.VII 1948)	1945—1955	—	—	—	1,93	>3,00
			Бассейн Южного Буга						
Южный Буг	с. Лелетка	4000	126 (2.V1937)	1926—1946	—	—	—	0,81	>3,00
Згар	г. Литин	692	62,3 (3.V 1937)	1931—1956	—	—	—	1,99	>3,00
Ров	с. Демидовка	1160	65,4 (2.V 1937)	1916—1918, 1922—1941, 1944—1956	—	—	—	0,96	>3,00
Синица	с. Любашевка	86,0	12,2 (13.IV 1940)	1931—1945, 1954—1956	—	—	—	1,51	>3,00
Соб	с. Зозов	92,5	12,4 (6.VII 1955)	1945—1956	—	—	—	1,56	>3,00
Уманка	г. Умань	275	30,5 (13.IV 1940)	1937—1941, 1943—1954	—	—	—	1,06	3,00
Черный Ташлык	с. Тарасовка	2230	162 (30.VIII 1947)	1932—1956	—	—	—	1,77	>3,00
Гнилой Еланец	с. Женево-Криворожье	1220	45,4 (1.VII 1954)	1936—1941, 1944—1956	—	—	—	1,05	>3,00
			Бассейн Припяти						
Турия	г. Ковель	1480	76,2 (22.V 1941)	1922—1933, 1939—1941, 1943, 1946—1955	40	1,10	>3,00	1,21	>3,00
Стырь	г. Луцк	7200	175 (4.V 1941)	1923—1941, 1943—1945	79	0,71	3,13	0,73	>3,00

Таблица 1 (*продолжение*)

Турия	г. Ковель	1480	76,2 (22.V 1941)	1922—1933, 1939—1941, 1943, 1946—1955	40	1,10	>3,00	1,21	>3,00
Стырь	г. Луцк	7200	175 (4.V 1941)	1923—1941, 1943—1945	79	0,71	3,13	0,73	>3,00

Таблица 1 (*продолжение*)

Река	Пункт	Площадь бассейна, км²	Максимальный наблюденный расход, м³/сек (дата)	Период наблюдений, годы	Количество паводков	Статистические параметры при включении в расчет всех паводков		Статистические параметры при включении в расчет одного наибольшего в году паводка	
						C_v	C_S	C_v	C_S
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Горынь	г. Ямполь	1400	64,0 (13.VIII 1955)	1935—1941, 1943—1949, 1952—1955	97	0,79	5,00	0,95	>3,00
»	с. Оженин	5860	285 (21.VII 1948)	1945—1955	43	1,23	4,04	1,17	>3,00
»	с. Горынь	27040	1080 (24.VI 1924)	1923—1933, 1935—1940, 1945—1955	61	1,24	3,50	1,10	>3,00
Южная Случь	х. Данцев	2480	174 (23 VII 1949)	1926—1941, 1945—1955	103	1,13	6,32	1,23	>3,00
» »	с. Ивашковка	6770	579 (10.VII 1933)	1927—1941, 1945	56	1,37	3,95	1,38	>3,00
» »	г. Сарны	13300	2180 (22.VII 1948)	1923—1933, 1941, 1943, 1945—1955	75	1,78	4,47	1,50	>3,00
Тня	с. Броники	920	358 (19.VII 1948)	1945—1955	25	2,04	>3,00	1,97	>3,00
Уж	г. Полесское	5690	759 (20.VII 1948)	1915—1955	135	2,22	6,50	2,03	>3,00
				Бассейн Десны					
Тускарь	г. Курск	2380	34,6 (18.VII 1944)	1936—1939, 1942—1955	—	—	—	0,53	⩾3,00
Убедь	с. Кудровка	973	37,8 (8.VIII 1927)	1926—1940	50	0,77	1,74	0,63	1,80
Головесня	с. Покошичи	29,5	28,0 (24.VII 1935)	1930—1941, 1944—1955	98	0,71	1,89	1,16	>3,00
				Правые притоки Днепра					
Тетерев	г. Житомир	5270	314 (2.V 1937)	1924—1942, 1944—1955	96	1,30	3,23	1,13	>3,00
Ирша	с. Пинязевичи	2600	334 (19.VII 1948)	1926—1933, 1935—1955	73	1,64	2,71	1,61	>3,00
Здвиж	с. Гавронщина	837	39,0 (30.IV 1937)	1937—1940, 1942—1955	38	1,30	>3,00	1,30	>3,00
Ирпень	с. Мостище	2840	113(13,14.VIII 1948)	1912—1919, 1924—1948, 1954	53	1,41	3,40	1,35	>3,00
Топорец	пос. Немешаево	5,6	2,92 (27.VII 1938)	1936—1938, 1940, 1947—1953	—	—	—	1,64	>3,00
Мокрая Сура	с. Сурско-Литовское	2520	132 (24.V 1929)	1926—1942, 1945	—	—	—	2,03	>3,00
Висунь	с. Березнеговатое	1810	31,6 (17.VII 1938)	1926—1940, 1944—1950, 1952, 1953, 1955	—	—	—	1,30	>3,00
				Левые притоки Днепра					
Сула	с. Зеленковка	427	27,7 (26.VI 1932)	1931—1941, 1944—1955	50	1,22	3,54	1,23	>3,00
Терн	с. Будки	840	6,16 (23,24.IV 1936)	1936—1941, 1944—1955	48	0,90	>3,00	0,66	3,00
Псел	г. Сумы	7770	57,4 (8.VIII 1941)	1924—1941, 1947—1955	69	0,74	2,02	0,67	3,00
Ворсклица	с. Березовка	1460	16,9 (10.V 1941)	1930—1941, 1944—1955	88	0,97	2,00	0,74	>3,00
Мерла	г. Краснокутск	1290	34,5 (3.VI 1933)	1926—1941, 1944—1946	35	1,26	>3,00	1,04	3,00
Волчья	с. Александрополь	728	21,5 (3.VIII 1932)	1931—1940, 1944—1946	50	1,56	3,16	1,14	>3,00
»	с. Андреево-Клевцово	6070	90,8 (22.VI 1941)	1930—1941, 1944—1955	65	2,09	6,93	1,87	>3,00

Таблица 1 (*окончание*)

Река	Пункт	Площадь бассейна, км²	Максимальный наблюденный расход, м³/сек (дата)	Период наблюдений, годы	Количество паводков	Статистические парамстры			
						при включении в расчет всех паводков		при включении в расчет одного наибольшего в году паводка	
						C_v	C_S	C_v	C_S
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Бассейн Северного Донца									
Харьков	с. Большая Даниловка	955	38,4 (19·VI 1955)	1939—1941, 1944—1946, 1951—1955	57	0,93	3,50	1,58	>3,00
Казенный Торец	с. Райское	936	19,0 (24.VII 1935)	1928—1941, 1944—1948, 1951—1955	68	0,77	2,54	0,78	>3,00
Кривой Торец	с. Алексеево-Дружковка	1530	128 (1.VIII 1931)	1928—1941, 1944, 1948, 1951—1955	112	1,50	6,10	1,27	>3,00
Красная	с. Красная Поповка	2500	61,9 (15.VII 1931)	1925—1938, 1948, 1952, 1955	90	1,62	7,90	1,58	>3,00
Лугань	с. Владимировка	751	68,0 (14.VII 1931)	1930—1941, 1945—1955	132	1,60	5,85	1,11	>3,00
Ломоватовка	ст. Алмазная	31,1	24,3 (21.VII 1934)	1933—1940, 1945—1955	47	1,50	>3,00	0,92	>3,00
Большая Каменка	с. Сорокино	989	91,8 (20.VI 1941)	1929—1941, 1945, 1946	103	1,17	4,92	1,16	>3,00
Калитва	с. Ольховый Рог	3350	152 (22·V 1929)	1927—1938, 1946, 1954	55	2,34	4,97	2,05	>3,00
Реки Приазовья									
Молочная	г.Молочанск	1290	26,5 (18.V 1932)	1915—1918, 1932—1941, 1944—1950, 1952—1955	74	1,60	2,62	1,04	>3,00
Обиточная	г.Ногайск	1300	88,2 (10.VIII 1937)	1937—1940, 1944—1955	65	2,59	6,74	1,74	>3,00
Берда	г.Осипенко	1620	129 (10.VIII 1937)	1915—1918, 1925—1941, 1944—1955	154	1,24	3,17	1,02	>3,00
Кальмиус	п. Приморское	3700	304 (21.VI 1941)	1926, 1927, 1929—1941, 1944—1946, 1949—1955	135	1,92	7,10	1,41	>3,00
Кальчик	г.Жданов	1260	366 (20.VI 1941)	1932—1941, 1944—1955	122	2,65	(77,6)	2,90	>3,00
Крынка	с.Новоселовка	582	102 (13.VII 1931)	1929—1941, 1944—1955	213	1,70	12,5	1,08	>3,00
»	п.Садовая База	2590	194 (14.VII 1931)	1926—1938, 1950—1955	142	2,32	5,80	1,51	>3,00
Булавин	г.Енакиево	266	(81,2) (14.VII 1931)	1929—1932, 1935—1940, 1944—1948	107	3,00	(26,2)	1,91	>3,00
Реки Крыма									
Кача	с. Комсомольское	525	153 (2.IX 1928)	1915—1941, 1947, 1950—1954	—	—	—	1,27	>3,00
Черная	с. Родниковское	56	126 (10.VI 1949)	1926—1941, 1946—1954	—	—	—	1,37	>3,00
Учан-Су	г. Ялта	37	60,0 (10.VI 1949)	1931—1954	—	—	—	1,28	>3,00
Салгир	г. Симферополь	321	53,4 (18.VII 1926)	1914—1941, 1943—1954	—	—	—	0,80	1,35
Биюк-Карасу	г.Белогорск	275	27,7 (14.VI 1933)	1919—1954	—	—	—	0,66	2,20

Поэтому какие-либо выводы в отношении коэффициентов вариации можно сделать, учитывая возможность значительных отклонений от действительности ввиду характера исходных данных. В отношении величин коэффициентов асимметрии картина становится еще более разительной, чем для коэффициентов вариации. Из вычисленных для 39 створов коэффициентов C_S для 29 створов абсолютные их значения получились значительно больше 3,00 (см. табл. 1) и в большинстве своем находятся в пределах 4,0—7,0. Для некоторых единичных случаев коэффициенты C_S получили исключительные значения: 77,6 (р. Кальчик — г. Жданов), 26,2 (р. Булавин — г. Енакиево) и 12,5 (р. Крынка — п. Новоселовка).

Для створов, где ряд наблюдений состоял менее чем из 50 членов и коэффициент асимметрии не вычислялся по формуле, была попытка установить величину коэффициента асимметрии путем подбора на «клетчатке» вероятности. Оказалось, что в пределах до $C_S = 3{,}00$ для рек почти всей территории УССР, исключая Днестр, Прут, бассейн Тиссы и некоторые левые притоки Днепра, теоретические кривые обеспеченности на «клетчатке» вероятности не совпали с фактическими точками. Для этих рек значения C_S получаются более 3,00. Для бассейна Тиссы, Днестра и Прута и некоторых левых притоков Днепра значения C_S бывают и меньше 3,00.

Соотношение между C_S и C_v колеблется от 1,26 до 29,2; наиболее часто повторяющееся соотношение — от 2,50 до 4,50.

Существующие таблицы ординат для построения теоретической биноминальной кривой обеспеченности рассчитаны для абсолютных значений $C_S = 3{,}00$ или для соотношения $C_S = 3C_v — 4C_v$ при наибольшем $C_v = 1{,}2$. При построении кривой обеспеченности значение C_S ограничивалось величиной 3,00, что явно дает весьма условную кривую обеспеченности, особенно для верхнего предела, наиболее интересного для нашей задачи.

Рассмотренные нами статистические ряды из максимальных дождевых расходов на реках УССР характеризуются прежде всего значительной изменчивостью и имеют большую положительную асимметрию. При этом для ряда рек, расположенных в различных физико-географических районах, зарегистрированные наибольшие максимальные расходы значительно отличаются по своей величине от остальных. Отдельные экстремальные точки на кривой обеспеченности, построенной на «клетчатке» вероятности, отходят от основной группы точек, расположенных ниже, и кривую обеспеченности меньше 10—5% практически сколь-нибудь уверенно провести нельзя (рис. 1, 2, 3). Вычисленные среднеарифметические значения («нормы») из наблюденных максимальных дождевых расходов за относительно непродолжительный период измерений вследствие преобладания в рядах наблюдений сравнительно низких величин дождевых максимумов получились преимущественно заниженными. Многолетняя обеспеченность «нормы» резко не совпадает с обеспеченностью в 50%.

В результате анализа зафиксированных на территории УССР максимальных дождевых расходов оказывается, что имеющиеся ряды наблюдений для большинства створов недостаточны для уверенного определения как норм дождевых максимумов, так и расходов той или иной расчетной обеспеченности.

Можно отметить, что в чередовании высоких максимальных расходов имеются случаи, когда высокие максимумы относятся к сравнительно короткому ряду наблюдений, тогда как при более длительном ряде наблюдений таких максимумов не было. Следовательно, имеющиеся ряды наблюдений не равнозначны по вероятности наступления высоких дождевых расходов. Это обстоятельство делает еще более затруднительным надежную оценку повторяемости высоких дождевых расходов по имеющимся корот-

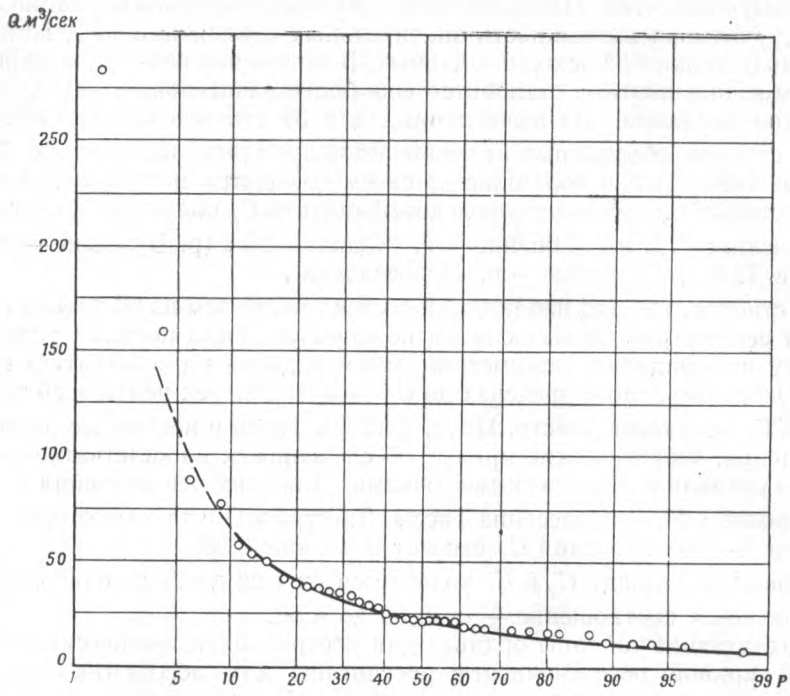


Рис. 1. Кривая обеспеченности максимальных ливневых расходов р. Горынь у п. Оженин $C_v = 1{,}23$; $C_S = 4{,}04$

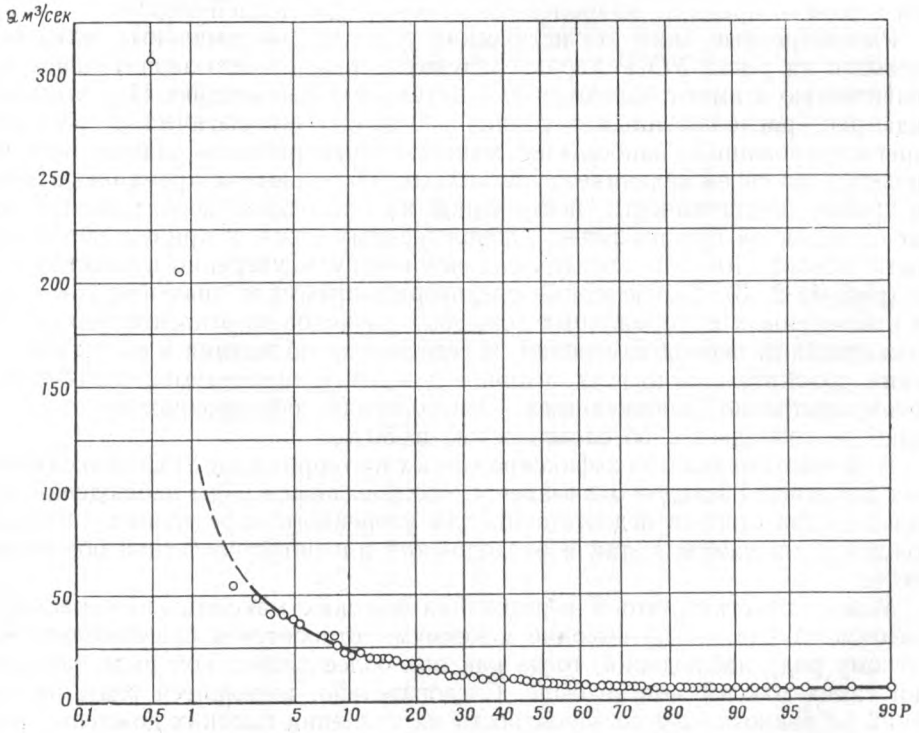


Рис. 2 Кривая обеспеченности максимальных ливневых расходов р. Кальмиус у п. Приморское. $C_v = 1{,}92$; $C_S = 7{,}10$

ким рядам наблюдений. Расчет максимальных дождевых расходов по кривым обеспеченности для таких пунктов может привести к неверным результатам. Однако в размещении коэффициентов вариации и асимметрии дождевых максимумов по карте территории Украинской ССР можно с некоторым приближением отметить закономерные порайонные их изменения. Выделяется, например, район Карпат (бассейны рек Тиссы, Днестра и Прута) с наименьшими величинами C_v и C_S. Наибольшие значения C_v и C_S дождевых максимумов характерны для рек в южной половине УССР (включая

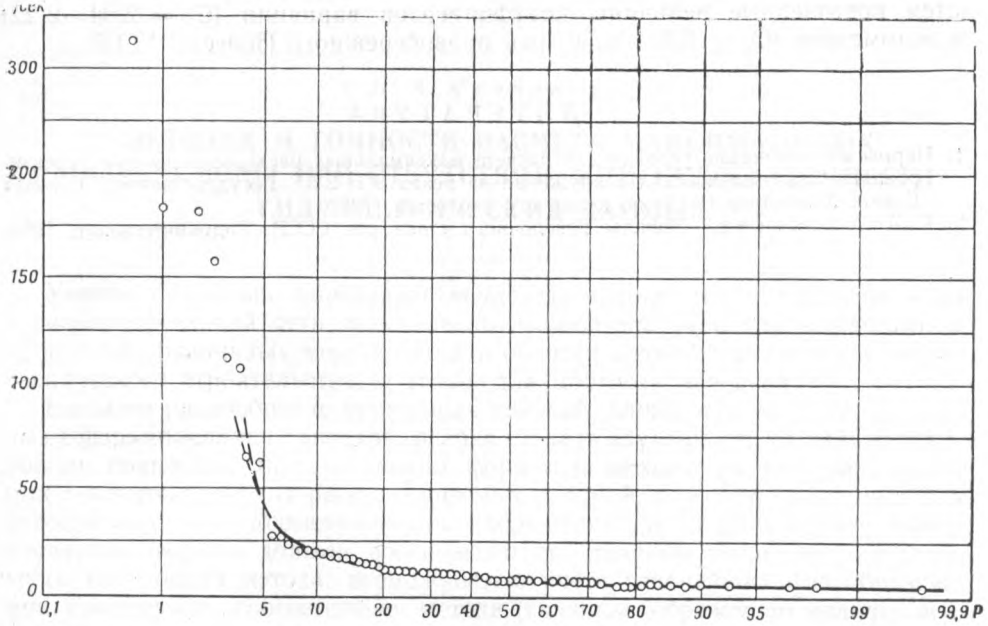


Рис. 3. Кривая обеспеченности максимальных ливневых расходов р. Крынка у п. Амвросиевка (Благодатное). $C_v = 1{,}96$; $C_S = 5{,}10$

реки Крыма), особенно в районах орошения. Несколько меньшие величины C_v и C_S дождевых максимумов, чем для южных рек, но значительно большие, чем для рек района Карпат, имеют реки северной половины УССР. При этом особо можно выделить повышенные величины C_v и C_S для рек Правобережного Полесья.

ВЫВОДЫ

В итоге исследований статистических параметров максимальных дождевых расходов можно сделать следующие основные выводы.

1. Имеющиеся по рекам большинства районов УССР ряды наблюдений дождевых максимальных расходов недостаточны для уверенного вычисления параметров кривых обеспеченности и соответственно расходов расчетной обеспеченности.

2. Удовлетворительные результаты расчета дождевых максимумов на реках УССР по кривым обеспеченности могут быть получены только для пунктов с периодом наблюдений не менее 20 лет на реках района Карпат (бассейны рек Тиссы, Днестра и Прута).

3. В характере изменчивости величин статистических параметров максимальных дождевых расходов по территории УССР можно отметить следующие закономерности: а) наименьшие величины коэффициентов вариации

(C_v = 0,39—0,44) и коэффициентов асимметрии (C_S = 0,80—1,70) получаются в бассейне рек Тиссы, Днестра и Прута; б) наибольшие величины коэффициентов вариации (C_v = 2,65—3,00) и коэффициентов асимметрии (C_S = 12,5—77,6) характерны для рек южной половины УССР (включая реки Крыма), особенно для рек Приазовья и юго-восточной территории УССР; несколько меньшие величины коэффициентов вариации и асимметрии (C_v = 1,41—1,64, C_S = 3,23—3,40), чем для рек южной половины УССР, характерны для северной половины УССР, при этом особо выделяются повышенные величины коэффициентов вариации (C_v = 2,04—2,22) и асимметрии (C_S = 6,32—6,50) рек правобережного Полесья УССР.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нормы и технические условия для расчета максимальных расходов воды при проектировании гидротехнических сооружений на реках. СН-2-57. Государственный Комитет Совета Министров СССР по делам строительства, 1957.
2. Г. А. Алексеев. Расчеты паводочного стока рек СССР. Гидрометеоиздат, 1955.

И. А. Кузнецов

О МЕТОДАХ И ТОЧНОСТИ РАСЧЕТА МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ ПРИ ОТСУТСТВИИ ИЛИ НЕДОСТАТОЧНОСТИ ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ ДАННЫХ

Умение правильно определить величины максимальных расходов воды в гидрографической сети имеет очень важное значение для выработки и проведения различных мероприятий в области водного хозяйства и гидротехнического строительства, а также для прогноза паводков.

Большое разнообразие природных условий, сложность явлений, связанных с формированием паводков, разная степень изученности бассейнов обусловили появление многочисленных формул и методов расчета максимальных расходов воды для рассматриваемых условий, т. е. при отсутствии или недостаточности гидрометрических наблюдений. В данном случае выбор расчетных формул должен обосновываться степенью теоретической строгости построения метода, возможностью учета главнейших фаз образования максимумов, соответствием метода (главным образом по количественным показателям) многочисленным наблюдениям за стоком и прохождением максимальных расходов.

Достоверность получаемых расчетных данных максимальных расходов может быть охарактеризована контрольными расчетами по разным формулам и сопоставлением результатов расчета с данными натурных наблюдений. Большая работа в этом направлении была проведена группой научных и проектных учреждений в связи с разработкой норм и технических условий для расчета максимальных расходов воды при проектировании гидротехнических сооружений на реках.

В итоге изучения, систематизации и критической оценки существующих методов выполнены сопоставительные расчеты по формулам, наиболее обоснованным и широко применяемым в практике (см. таблицу).

Принятые обозначения параметров в формулах и краткие указания о способах их определения

Общие параметры

Q_P — максимальный расход расчетной обеспеченности $P\%$, *м³/сек*;

v — скорость движения паводка, *км/сутки*;

F — общая площадь водосбора (определяется по имеющимся данным — справочным материалам, картам, планам), *км²*;

L — длина главного водотока (определяется по данным аналогично F), *км*;

I — средневзвешенный продольный уклон главного водотока (определяется по справочным данным или профилям);

τ — время добегания воды по длине водотока от водораздела до расчетного створа, сутки

$$\tau = \frac{L}{V};$$

$f_л$ — коэффициент лесистости водосбора

$$f_л = \frac{F_л}{F};$$

f — коэффициент заболоченности водосбора

$$f_л = \frac{F_б}{F};$$

f_0 — коффициент озерности водосбора: $f_0 = \frac{F_0}{F}$;

r — коэффициент зарегулирования максимального расхода озерами, водохранилищами, прудами (определяется расчетом).

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ПАРАМЕТРЫ (ПО ОТДЕЛЬНЫМ МЕТОДАМ)

Для снеговых расходов

По методу 1:

F_1 — площадь бассейна главного водотока, *км*²

$$F_1 = F - F_{\text{приток}};$$

B — расчетная средняя ширина бассейна, *км*

$$B = \frac{F_1}{L};$$

j — средняя крутизна бассейна (определяется по карте и классификации рельефа);

H — среднемноголетняя высота слоя запасов воды в снеге и осадков в период снеготаяния (определяется по карте изолиний), *мм*;

φ — параметр неравномерности снеготаяния (определяется в зависимости от τ и H по таблице);

λ — параметр лесистости бассейна (определяется по таблице в зависимости от состава леса, $f_л$ и L);

b — множитель повторяемости расходов (определяется по формулам или таблицам);

γ — параметр горного регулирования, обусловленный влиянием вертикальной зональности

$$\gamma = \left(1 - \frac{SF_г}{F}\right)^{1/6}$$

S — коэффициент уклона и высоты бассейна;

$F_г$ — площадь горного бассейна;

m — параметр шероховатости и формы русла (определяется по таблице в зависимости от характера русла);

ψ — коэффициент паводочного стока при максимальном расходе 1%-ной обеспеченности (определяется расчетом, по натурным данным или по аналогии).

По методу 2:

h_p — слой снегового стока обеспеченности $P\%$ (определяется по карте или по аналогии), *мм*;

σ — параметр, учитывающий влияние лесистости и заболоченности водосбора

$$\sigma = 1 + \alpha f_л + \beta f_б,$$

где α и β принимаются в зависимости от характера лесов и болот; ε — коэффициент, характеризующий соотношение между слоем стока h_P и максимальной суточной интенсивностью стока с элементарной площадки $q_{ор}$ ($q_{ор}$ определяется из выражения

$$q_{ор} = \frac{86{,}4\,\varepsilon h_p}{\sigma}\ мм/сутки).$$

По методу 3:

$\overline{Q}$ — среднемноголетний максимальный расход воды, *м³/сек*;

$q_{макс}$ — среднемноголетний максимальный модуль стока, *л/сек км²*;

A — среднемноголетний весенний сток (определяется по карте изолиний), *мм*;

B — параметр, учитывающий геоморфологические особенности речных бассейнов и условия снеготаяния (определяется по карте);

C — коэффициент, учитывающий неодновременность и направление распределения весеннего снеготаяния (определяется по таблице в зависимости от времени);

f_1 — коэффициент, учитывающий влияние лесистости

$$f_1 = 1 + \alpha f_л,$$

(α принимается в зависимости от характера леса);

f_2 — коэффициент, учитывающий влияние заболоченности

$$f_2 = 1 + f_б.$$

По методу 4:

δ — коэффициент формы гидрографа паводка (определяется расчетом по формулам в зависимости от τ);

W — объем весеннего стока, *м³*;

T — продолжительность половодья, сутки;

h — слой весеннего стока (определяется по карте изолиний), *мм*;

σ — коэффициент, учитывающий влияние лесистости и заболоченности

$$\sigma = 1 + \alpha f_л + f_б$$

(α принимается в зависимости от состава леса);

$t_с$ — продолжительность водоотдачи в сутках (определяется по карте изолиний);

$t_{нр}$ — неоднородность отдачи стока, в сутках (определяется по карте изолиний).

Для дождевых расходов

По методу 1:

H_T — количество осадков за время расчетного дождя продолжительностью T часов, *мм*

$$H_T = S(60\,T)^{1/8} \text{ и } S = A + B \lg N;$$

H_0 — начальный слой осадков, идущий на увлажнение почвы и зависящий от степени ее увлажнения (определяется по таблице в зависимости от района), *мм*;

η — коэффициент стока (определяется в зависимости от района по таблице);

δ — коэффициент формы гидрографа паводка

$$\delta = \frac{12}{4 + 3\alpha}$$

(α определяется по таблице в зависимости от характера водотока и бассейна),

$t_п$ — продолжительность подъема паводка, часы

$$t_п = \frac{L}{3{,}6\,v_п}, \qquad v_п = 0{,}7\,v_m, \qquad v_m = 17\,I^{0{,}40}\,h^{0{,}50}$$

(значение $t_п$ можно определить также по таблице);

σ_1 — коэффициент, учитывающий влияние озерности и заболоченности

$$\sigma_1 = 1{,}0 - K \lg (1 + f_0 + 0{,}2\,f_б),$$

где K принимается в зависимости от расположения озер и болот;

σ_2 — коэффициент, учитывающий влияние лесного и почвенного покрова

$$\sigma_2 = 1{,}0 - K_1 \lg (1 + f_л),$$

где K_1 определяется по таблице;

r_1 — коэффициент учета руслового регулирования

$$r_1 = 1{,}0 - \frac{h_1 F_1}{W} \text{ и } W = H\,\eta\,F \cdot 10^3;$$

$Q_{гр}$ — расход грунтового питания, предшествующий паводку, *м³/сек*

$$Q_{гр} = \frac{M_0 F}{1000}.$$

По методу 2:

B — средняя ширина бассейна, *км*:

$$B = \frac{F}{L};$$

h_P — слой суточного дождевого стока обеспеченностью $P\%$ (определяется по аналогии или по специальным формулам и таблицам), *мм*;

$\bar{n}$ — средний по длине реки коэффициент шероховатости русла и поймы реки (определяется в зависимости от характеристики русла и поймы по таблице);

v — средняя скорость добегания воды, *м/сек*

$$v = a I^{1/3} t Q_P^{1/4}.$$

По методу 3:

B — параметр, учитывающий осредненные для отдельных районов стоковые характеристики (определяется по карте изолиний), *м³/сек км²*;

C — коэффициент русловой характеристики (определяется в зависимости от характера русла и поймы по таблице);

S — коэффициент уклона и формы бассейна

$$S = \sqrt[4]{\frac{I}{0{,}0025}} \left(1{,}4 \sqrt[4]{\frac{F}{L^2}} - 0{,}3 \frac{F}{L^2}\right);$$

σ — коэффициент, учитывающий лесистость и заболоченность бассейна

$$\sigma = f_1 \cdot f_2, \quad f_1 = 1 - 0{,}5\, f_л, \quad f_2 = 1 - 0{,}5\, f_б;$$

α — коэффициент, учитывающий характер грунтов (определяется по таблице в зависимости от преобладающей характеристики грунта);

r — коэффициент естественного зарегулирования широкой заболоченной поймой

$$r_1 = 0{,}85 - 0{,}024\, \varphi_2,$$

где φ_2 — пойменная заболоченность, выраженная в процентах от всей площади бассейна;

K — коэффициент, учитывающий неполноту охвата дождем всей площади бассейна (определяется по особым формулам для разных районов).

Формулы для расчета максимальных расходов воды

Учреждение, представившее метод расчета	Основные формулы для расчета максимального расхода	Условия и основные районы применения [1]
I. Расчеты максимальных снеговых расходов воды		
Совет по проблемам водного хозяйства Академии наук СССР	$Q_P = b\varphi H^{1/2} j^{1/8} \lambda r \gamma m I^{1/4} \frac{B^{1/6}}{L^{1/2}} F$ (1)	Для бассейнов с длиной главного водотока до 2500 км на территории Европейской части СССР, Сибири и равнинного Казахстана
Государственный гидрологический институт Главного управления гидрометеорологической службы при Совете Министров СССР	$Q_P = \frac{\varepsilon h_P r}{\sigma + 86{,}4\, \varepsilon\tau} F$ (2)	На территории Европейской части СССР, Сибири (без Дальнего Востока) и северной части Казахстана
Научно-исследовательский и проектно-изыскательский институт имени С. Я. Жука (Гидропроект)	$\bar{Q}_P = \frac{\bar{q}_{макс} \cdot F}{1000}$; $\bar{q}_{макс} = \frac{2{,}5\, ABC}{\sqrt[8]{F}\sqrt{f_1 f_2}}$ (3)	Для безозерных бассейнов на территории Европейской части СССР (без Приазовья и Северной части Прикаспия)
Институт гидрологии и гидротехники Академии наук УССР	$Q_P = b \frac{\delta w}{T} = b \frac{0{,}0116\, \delta h\, Fr}{\sigma t_c + \tau \pm t_{нр}}$ (4)	На территории Украинской и Молдавской ССР

(продолжение таблицы)

II. Расчеты максимальных дождевых расходов воды

Учреждение, представившее метод расчета	Основные формулы для расчета максимального расхода	Условия и основные районы применения [1]
Ленинградский гидрометеорологический институт Министерства высшего образования	$Q_P = \frac{0{,}28\,(H_T - H_0)\,\eta F}{t_п} \times$ $\times\, \delta\sigma_1\sigma_2 r_1 + Q_{гр}$ (5)	Для бассейнов до 50 000 $км^2$ на территории СССР, за исключением засушливых, полупустынных, лесостепных и степных районов СССР, а также горных, засушливых районов Кавказа и Средней Азии, где метод применим для бассейнов с площадью до 200 — 500 $км^2$
Государственный гидрологический институт Главного управления гидрометеорологической службы при Совете Министров СССР	$Q_P = v\beta h_P r = \frac{0{,}004}{\overline{n}} J^{1/3} (Bh_P r)^{4/3}$ (6)	Для равнинных бассейнов площадью до 2 000 $км^2$ и горных бассейнов площадью до 200 $км^2$
Институт гидрологии и гидротехники Академии наук УССР	$Q_P = 0{,}65\ F^{0{,}58}\, bBCS\, \sigma a r r_1 K$ (7)	На территории Украинской и Молдавской ССР: на левобережье Украины для бассейнов площадью до 10 000 $км^2$; на правобережье Украины, в районах Карпат, Закарпатья и Молдавской ССР для бассейнов площадью до 25 000 $км^2$

III. Расчеты максимальных снеговых и дождевых расходов методом гидрологической аналогии

Всесоюзный государственный проектный институт Гидроэнергопроект	Применяются следующие методы расчета: по прямой аналогии; по аналогии с применением эмпирических формул; по аналогии с построением региональных зависимостей или с интерполяцией параметров, характеризующих расходы или стокообразующие факторы	При наличии наблюдений на реках-аналогах

[1] Под основными районами применения подразумеваются районы, для которых имеются данные о расчетных параметрах, входящих в соответствующие формулы расчета максимальных расходов (карты изолиний, таблицы и т. п.).

В проекте норм предусматривается обязательное применение методов гидрологической аналогии наряду с указанными выше методами при наличии соответствующих для них данных.

В Секции по научной разработке проблем водного хозяйства АН СССР для оценки точности расчетов были проведены контрольные вычисления по формуле (1), все параметры которой могут быть получены по натурным данным.

Степень достоверности расчетных результатов оценивалась отношением вычисленной по формуле величины максимального расхода (Q_P) к его величине той же обеспеченности, определенной путем обработки данных наблюдений (Q_{100}).

Обработка рядов наблюденных максимумов 1%-ной обеспеченности проводилась установленным в гидрологии приемом расчетов. Контрольными вычислениями были охвачены 372 водосбора, привязанные к опорным гидрометрическим пунктам и размещенные на Европейской части СССР в бассейнах крупных рек, которые впадают в Черное, Азовское, Каспийское, Баренцово, Белое и Балтийское моря.

Результаты расчета показали, что Q_P и Q_{100} практически близки между собой. Для 75% всего числа объектов отклонения Q_P от Q_{100} не превышали 20% в обе стороны и для 20% случаев эти расхождения составили от 21 до 30% величины Q_{100}. Имея в виду возможность неточности определения величины Q_{100}, которое зависит от длины рядов наблюдений, их несинхронности в группе объектов, а также учитывая возможные ошибки определения расходов в натуре, полученные результаты можно было принять как вполне доказательные для формулы (1).

В том же порядке был проведен контроль для водосборов Азиатской части СССР, в бассейнах Оби (65 пунктов), Енисея (22 пункта), Лены (30 пунктов), а также в бассейнах рек равнинного Казахстана (30 пунктов). По Казахстану исследования проведены Институтом энергетики АН Каз. ССР. Контрольные расчеты точности в этих случаях дали результаты, близкие к тому, что было получено и для Европейской части СССР.

Подробные сопоставительные расчеты для определения точности вычисления максимумов снегового происхождения были проведены в Гидропроекте. Исследования выполнены по четырем указанным формулам для 109 водосборов, расположенных преимущественно в средней полосе Европейской части СССР.

При выборе объектов рассмотрения было принято следующее: длительность рядов наблюдений — не менее 20 лет; надежность верхней части кривой расходов воды; водосборы малой и средней величины (не более 80 тыс. $км^2$). Основные расчетные параметры в формулах (площади, длины, уклоны, залесенность, заболоченность, озерность и др.) для отдельных водосборов выбирались из официальных изданий или определялись по картам масштаба 1 : 100 000. Сопоставлялись максимальные расходы (Q_P), вычисленные по формулам и определенные статистическим расчетом, с вероятностью превышения 1% (Q_{100}). Ряды фактических данных принимались по материалам Гидрометслужбы.

Для всех указанных формул вычислялись принятыми в гидрологии способами: систематическая относительная ошибка расчета, стандартная относительная ошибка, стандартная относительная ошибка с исключением систематической ошибки, коэффициенты корреляции между Q_P и Q_{100}.

Из основных результатов сопоставительных вычислений можно указать, что наибольшую величину систематической ошибки (14%) дала формула (2), наименьшую (6%) — формула (3). Средние ошибки имеют по всем формулам положительный знак. Стандартная относительная ошибка, характеризующая точность результатов расчета, составляет: 37% по формулам (1) и (2), 33% — по формуле (4) и 32% по формуле (3). Коэффициенты корреляции,

вычисленные для рядов расходов, практически одинаковы (0,95—0,96) для всех рассмотренных формул.

Было отмечено, что величины максимумов, вычисленные по рядам, у отдельных авторов значительно разнятся между собой; это затруднило взаимную сопоставимость результатов расчетов. В итоге рассмотрения вопроса методов расчета максимальных снеговых расходов воды в Гидропроекте пришли к выводу, что «точность расчета максимальных расходов воды, достигаемая при пользовании всеми четырьмя сопоставляемыми формулами, примерно одинакова». Входящие в формулу параметры, которые приходится определять в ряде случаев по картограммам, распределяются на территории не плавно; поэтому «интерполяция их связана со значительными погрешностями, снижающими точность расчета максимальных расходов воды».

В Ленинградском гидрометеорологическом институте также были проведены проверочные расчеты по указанным выше формулам максимальных снеговых расходов для 140 водосборов, расположенных преимущественно в лесной зоне Европейской территории СССР. Сопоставлялись результаты расчета расходов по формулам с данными кривой обеспеченности, построенной по рядам наблюдений. При 1%-ной обеспеченности расчетного максимума наибольшие значения среднеарифметического и максимального отклонения получены по формуле (3) — 23 и 94%, наименьшие — по формуле (1) — 18 и 65%. При допустимой погрешности расчета отклонения не более ±30% от фактических расходов наибольшая обеспеченность получилась при Q_{100} и Q_{20} по формуле (1) — 85 и 87% и по формуле (3) — 81 и 85%, наименьшая — при Q_{20} по формуле (2) — 77%. В итоге указывается, что, несмотря на различие в структуре и полноте факторов стока, рассмотренные формулы имеют примерно одинаковую точность.

Контрольные расчеты по определению точности расчета максимальных дождевых расходов были проведены в Гипроводхозе Министерства сельского хозяйства СССР. Анализу были подвергнуты указанные выше формулы расчета дождевых максимумов (5), (6) и (7). Было рассмотрено 89 речных створов в Европейской части СССР (лесная, лесостепная и степная зоны) с продолжительностью наблюдений от десяти до тридцати пяти лет. Контроль и в этом случае состоял в сравнении и определении процентного отклонения расходов, вычисленных по формулам, от расходов, снятых с кривой обеспеченности максимумов. Расходы определялись для двух случаев обеспеченности — 1 и 5%. В первом случае приходилось прибегать к экстраполяции в пределах до 30%, во втором случае экстраполяции не требовалось.

По итогам исследований авторы сопоставительных расчетов пришли к общим выводам, что точность расчетов по формулам (5), (6) и (7) «более или менее одинакова» и средние квадратические отклонения находятся в пределах 55—90%. Наименьшие их значения получены по формуле (5). Экстремальные значения ошибок по отдельным створам находятся в пределах от —100 до +250%.

Расчетные расходы по формулам для незаболоченных или слабозаболоченных и слабозалесенных водосборов получаются завышенными. Это происходит, с одной стороны, вследствие преувеличения расчетных максимумов осадков (H_T, h_P, B) при неучете неравномерности их выпадения и, с другой стороны, вследствие занижения первоначальных потерь осадков в почву (H_0) при сильном предшествующем увлажнении почвы.

Для сильно залесенных и заболоченных водосборов по формулам были получены заниженные максимумы (среднеквадратическое отклонение около 40%). Это указывает на недостаточность учета влияния этих факторов в расчетах.

В целом по проведенным исследованиям точности расчетов для рассмотренных методов следует сказать, что они полностью и объективно не отражают действительную оценку каждого метода, так как самый ход проверки

не был застрахован от субъективного влияния проверяющих лиц на обработку натурных данных и выбор расчетных параметров зависел в большой степени от освоенности ими того или иного метода расчета.

Отмеченные выше обстоятельства показывают большую сложность отбора унифицированных нормативов для расчета максимальных расходов в гидрографической сети при всей их высокой значимости для изучения и управления водным режимом страны. Поэтому необходимо продолжать исследования для разработки научно обоснованных методов расчета максимального стока различного происхождения. Для практических целей расчета, очевидно, пригодными будут те методы, которые дают результаты, полностью удовлетворяющие требования сопоставимости их с данными натурных наблюдений этого сложного природного явления.

Ю. М. Георгиевский

О НЕКОТОРЫХ РАСЧЕТНЫХ ФОРМУЛАХ МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ

При отсутствии или недостаточности гидрометрических наблюдений для определения максимальных расходов весеннего половодья пользуются рядом расчетных формул. Анализ этих формул представляет не только теоретический интерес, но помогает критически подойти к выбору той или иной формулы.

В настоящей статье, которая продолжает работу автора [1], рассматриваются особенности применения некоторых формул, приводятся результаты поверочных расчетов и предлагается способ снижения средней погрешности расчетов.

Поверочные расчеты проводились по формулам: Д. Л. Соколовского [2], Л. Т. Федорова [3] и Г. А. Алексеева [4] для 140 бассейнов Европейской части СССР [1]. По формуле, разработанной в Совете по проблемам водного хозяйства АН СССР под руководством М. Ф. Срибного, расчеты выполнены для 90 бассейнов указанного района [6].

Площади водосбросов рассмотренных бассейнов характеризуются данными табл. 1.

Таблица 1

Характеристика площадей водосборов расчетных рек

Показатели	Площадь бассейна, км²			
	200—5000	5000—40000	более 40000	Всего
Количество расчетных створов	58	69	13	140
Количество расчетных створов при проверке формулы (7)	35	49	6	90

Вычисленные по формулам максимальные расходы сопоставлялись с максимальными расходами, установленными по кривым обеспеченности. По формулам Соколовского, Федорова и Совета по проблемам водного хозяйства АН СССР определялись максимальные расходы 1- и 5%-ной обеспеченности; по формуле Алексеева определялись только максимумы 5%-ной обеспеченности.

[1] Сведения о размерах площадей бассейнов, длинах рек, уклонах, степени залесенности, заболоченности, озерности и другие необходимые для расчетов данные заимствованы из опубликованных материалов [3, 4, 5].

В редукционной формуле Соколовского основным параметром является максимальная интенсивность водоотдачи A с элементарной площадки, определяемая по методу аналогии. Точность расчета максимального расхода зависит от правильности определения параметра A. При выборе бассейна-аналога необходимо исходить из комплекса основных факторов, влияющих на формирование максимального расхода весеннего половодья. Эти факторы обычно подразделяются на группу климатических факторов и группу факторов подстилающей поверхности.

Факторы первой группы определяют величину снегозапасов, жидкие осадки осеннего периода и периода половодья, условия снеготаяния (дружность весны), а для больших бассейнов и направление фронта снеготаяния. Метеорологические элементы, определяющие эти факторы, характеризуются плавным распределением для равнинных районов рассматриваемой территории, и подобрать бассейн-аналог, удовлетворяющий заданным условиям, не представляет трудностей. При подборе бассейна-аналога необходимо использовать соответствующие климатические карты.

Более сложен учет факторов подстилающей поверхности. Эта группа факторов определяет условия добегания талых вод к замыкающему створу, аккумуляцию и потери. Сюда относятся размеры, форма бассейна, степень расчлененности поверхности речного водосбора, состав почво-грунтов, лесистость, заболоченность и озерность бассейна. Учесть некоторые из них можно весьма приближенно. Так, степень расчлененности поверхности водосбора косвенно характеризуют густота речной сети, продольные уклоны рек; учет состава почво-грунтов вследствие их пестрого распределения по площади бассейна затруднен.

Для учета влияния леса и болот на максимальную высоту весеннего половодья ввиду дискуссионности этого вопроса целесообразно подбирать бассейн-аналог с близкой степенью залесенности и заболоченности. При этом необходимо обращать внимание не только на состав леса и тип болот, но и на расположение леса и болот в бассейне реки. В этом случае отпадает необходимость корректировки параметра A по эмпирическим формулам, учитывающим влияние степени залесенности и заболоченности водосборов на снижение максимальных расходов. Для рек с озерным или искусственным регулированием стока процент озерности водосбора без морфометрических характеристик озер (водохранилищ) и их расположения не является показательным для выбора бассейна-аналога.

При расчете максимальных расходов на реках с зарегулированным стоком, а также на любых других водосборах, выбор бассейна-аналога облегчается, если по расчетной реке и предполагаемым аналогам имеются параллельные наблюдения максимальных расходов весеннего половодья даже за непродолжительный период времени (3—5 лет). За эти годы вычисляются значения параметра A и на основании анализа полученных данных выбирается бассейн-аналог.

Применение формулы Соколовского в районах с редкой сетью гидрометрических пунктов наблюдений (север Европейской территории СССР) ограничено из-за трудности выбора аналога.

Интерполяционная формула Федорова учитывает следующие факторы весеннего стока: среднемноголетний слой стока половодья (h), коэффициент формы гидрографа (K), геоморфологические особенности речных бассейнов (B), неодновременность и направление фронта весеннего снеготаяния (C), влияние залесенности (f_1) и заболоченности (f_2).

По своей структуре формула может быть отнесена к типу объемных формул общего вида

$$\bar{q}_{\max} = \frac{h \cdot K}{T}, \qquad (1)$$

где

$\bar{q}_{max}$ — среднемноголетний максимальный модуль весеннего стока, *л/сек км²*;

T — продолжительность половодья, сутки.

Продолжительность весеннего половодья принята постоянной, а коэффициент формы гидрографа определяется по формуле

$$K = \frac{m}{F^{m_1} f_1^{m_2} f_2^{m_3}}, \tag{2}$$

где F — площадь бассейна, *км²*; m, m_1, m_2, m_3 — числовые коэффициенты.

После подстановки (2) в (1) с введением числовых коэффициентов и параметров B и C имеем

$$\bar{q}_{max} = \frac{2{,}5hBC}{F^{0{,}125}\sqrt{f_1 f_2}}. \tag{3}$$

Переход от среднемаксимальных расходов к расходам заданной обеспеченности осуществляется при помощи теоретической кривой обеспеченности. Коэффициент изменчивости максимальных расходов (C_v) определяется по карте изолиний, а коэффициент асимметрии принимается $C_S = 4C_v$.

Автор формулы отмечает условность принятой характеристики расчлененности водосборов (B), так как два значения величины параметра B не могут определять все разнообразие характера расчлененности речных водосборов.

Предлагаемая карта среднемноголетнего слоя стока половодья должна быть уточнена, так как район севера Европейской части СССР от шестидесятой параллели (исключая Кольский полуостров) характеризуется одной величиной среднего слоя весеннего половодья, равной 150 *мм*.

Формула Алексеева учитывает закономерности формирования поверхностного стока на основе метода изохрон при определенных граничных условиях и допущениях.

Формула для определения максимального среднесуточного модуля весеннего стока имеет вид

$$q_{max} = \frac{q_0}{1 + \frac{q_0}{h}\tau}, \tag{4}$$

где

q_{max} — максимальный среднесуточный модуль весеннего стока, *мм/сутки*;

τ — время добегания воды по длине главного водотока, сутки;

q_0 — максимальная суточная интенсивность водоотдачи, *мм/сутки*;

h — слой весеннего стока, *мм*.

Максимальная суточная интенсивность водоотдачи определяется по слою весеннего стока, с которым она связана приближенной зависимостью. При наличии лесистости и заболоченности q_0 снижается в зависимости от относительных величин лесистости ($f_л$) и заболоченности ($f_б$) и от типа леса (α) и болот (β).

Формула для определения q_0 имеет вид:

$$q_0 = \frac{0{,}003h}{1 + \alpha f_л + \beta f_б}. \tag{5}$$

Недостатком формулы является принятие постоянным значения коэффициента (равного 0,003), характеризующего соотношение между слоем стока и максимальной суточной интенсивностью водоотдачи. Этим самым

принимаются постоянными для всех районов условия дружности весеннего снеготаяния. Косвенными показателями дружности весны являются данные о средней многолетней продолжительности периода от момента устойчивого перехода среднесуточной температуры воздуха через нуль градусов до наступления положительной температуры воздуха 5°. Для Европейской части СССР эти данные свидетельствуют о возрастании дружности весны по мере перехода от северо-запада к юго-востоку.

В Совете по проблемам водного хозяйства АН СССР коллективом авторов под руководством М. Ф. Срибного предложены следующие формулы для расчета максимальных расходов весеннего половодья:

$$Q_{max} = b\lambda\varphi H^{1/2} m_\alpha I^{1/4} j^{1/8} \frac{B^{1/6}}{L^{1/2}} F; \tag{6}$$

$$Q_{max} = 3{,}5 \cdot b\psi^{7/6}\lambda\varphi H^{1/4} m_\alpha I^{1/4} \frac{B^{1/6}}{L^{1/2}} F, \tag{7}$$

где

b — множитель повторяемости расходов;
λ — параметр лесистости водосбора;
ψ — коэффициент паводочного стока при максимальном расходе 1%-ной обеспеченности;
H — среднемноголетняя высота слоя запасов воды в снеге и осадков в период половодья, *мм*;
m_α — параметр шероховатости и формы русла;
φ — параметр неравномерности снеготаяния;
I — средневзвешенный продольный уклон главного водотока, в долях единицы;
j — средняя крутизна рельефа водосбора;
B — расчетная средняя ширина водосбора, *км*;
L — длина главного водотока, *км*;
F — общая площадь бассейна, *км*^{2}.

Максимальные расходы определялись по формуле (7). При расчетах по данной формуле необходимо располагать данными о коэффициенте паводочного стока. Последние устанавливались по методу аналогии с использованием значений ψ, вычисленных для 372 водосборов Европейской части СССР [6]. Приведенные в работе значения ψ установлены путем обратного расчета по всем другим известным значениям параметров формулы. Отсюда естественны и небольшие колебания значений ψ даже для сравнительно однородных водосборов. Так для реки Тетерев у Житомира и Макалевичи величины коэффициента паводочного стока равны соответственно 0,39 и 0,50; для реки Птичь у Кринки и Лучицы значения ψ составляют 0,45 и 0,61 [6].

В случае отсутствия значений коэффициента паводочного стока (ψ или $\psi^{7/6}$) для выбранного аналога он определяется путем расчета по формуле

$$\psi^{7/6} = \frac{Q_{1\%} L^{1/2}}{3{,}5 H^{1/4} \varphi\lambda m_\alpha I^{1/4} B^{1/6} F}, \tag{8}$$

где $Q_{1\%}$ — максимальный расход 1%-ной обеспеченности, *м*^{3}/*сек*.

Достаточно точное определение максимального расхода 1%-ной обеспеченности, особенно на реках со значительной изменчивостью максимального стока, требует наличия длительного ряда наблюдений. Это создает трудности применения формул в районах, где данные наблюдений по стоку непродолжительны.

Рассмотрим результаты поверочных расчетов.

В работе автора [1] приводились результаты поверочных расчетов для 76 бассейнов Европейской части СССР. Интересно сопоставить средние и максимальные погрешности расчетов для 76 и 140 пунктов (табл. 2).

Таблица 2

Результаты расчета максимальных расходов весеннего половодья

Формула	Обеспеченность расчетного максимума, %	Среднее арифметическое отклонение, %		Максимальное отклонение, %	
		расчет по 76 бассейнам	расчет по 140 бассейнам	расчет по 76 бассейнам	расчет по 140 бассейнам
Соколовского	1	17	17,2	62	70
	5	16,2	16,8	52	63
Федорова	1	24,4	23	94	94
	5	19,3	19,4	65	65
Алексеева	5	27,2	22,6	85	85
Совета по проблемам водного хозяйства * .	1		18		65
	5		17		59

* Расчеты по 90 пунктам.

Как видно из табл. 2, расчеты подтвердили устойчивость средних и максимальных погрешностей при увеличении числа расчетных пунктов почти вдвое.

Кроме средних и максимальных погрешностей, значительный интерес представляет обеспеченность отклонений расчета. Эти данные позволяют дать оценку применимости формул, если принять в качестве критерия оценки обеспеченность ошибок расчета, не превышающих определенного процента от фактических расходов. Так, если принять в качестве допустимой погрешности расчета ошибки, не превышающие $\pm 30\%$ от фактических расходов, то из данных табл. 3 видно, что более высокая обеспеченность отмечается при расчетах по формуле Совета по проблемам водного хозяйства (85—87%) и по формуле Федорова (81—85%). Отметим, что расчеты для рек с зарегулированным режимом стока по формуле (7) не производились. Наименьшая обеспеченность при расчетах по формуле Алексеева объясняется использованием в случае отсутствия сведений об уклоне реки приближенной формулы [4, стр. 70].

Анализ данных поверочных расчетов показал, что средние отклонения при применении формул (3), (4) и (7) в отдельных районах превышают полученные средние значения, вычисленные по всем рассмотренным бассейнам Европейской части Союза (табл. 2).

Для устранения значительных средних отклонений расчета были установлены поправочные коэффициенты. С этой целью первоначально вычислялись средние отклонения фактических расходов от вычисленных. По отдельным районам эти отклонения, как видно из данных табл. 4, достигают 13—25% и для этих районов при расчете по формулам (3), (4) и (7) целесообразно вводить поправочные коэффициенты, которые определяются по формуле

$$l = 1 + \frac{K}{2},$$

где

l — поправочный коэффициент;

K — среднее отклонение фактических расходов от вычисленных в долях единицы.

Пределы ошибок в % от фактических расходов	По формуле Соколовского				По формуле	
	$Q_{1\%}$		$Q_{5\%}$		$Q_{1\%}$	
	абсолютное число	% от общего числа	абсолютное число	% от общего числа	абсолютное число	% от общего числа
0—10	64	46	58	41	55	39
0—20	96	68	98	70	90	64
0—30	112	80	116	83	113	81
0—40	128	88	130	93	124	88
0—50	134	96	136	97	135	96
>50	140	100	140	100	140	100

Значения поправочных коэффициентов для ряда формул и районов даны в табл. 4.

Таблица 4

Средние отклонения фактических расходов от вычисленных и значения поправочных коэффициентов

Реки бассейна	Формула Федорова		Формула Алексеева		Формула Срибного	
	K, %	t	K, %	t	K, %	t
Камы	+3	—	—24,8	0,88	—3	—
Балтийского моря.	—8	—	—12	0,94	+14	1,07
Белого и Баренцева морей	+3	—	+4	—	+13,6	0,07
Заволжье	+20	1,10	+9	—	—	—

Рассмотрение максимальных ошибок показало, что для всех рассмотренных формул они отмечаются при расчетах максимумов на водосборах со значительной естественной или искусственной зарегулированностью стока (реки Неман, Великая, Молога, Андога, Летка и др.).

Предложенные для расчетов максимальных расходов весеннего стока формулы (Соколовского, Федорова, Алексеева и Совета по проблемам водного хозяйства), несмотря на различную структуру и неодинаковую полноту учета факторов максимального стока, имеют примерно одинаковую точность.

Максимальные ошибки, достигающие значительных величин (70—90% от фактических расходов), свидетельствуют о необходимости уточнения ряда параметров, в особенности, как раздельного, так и совместного влияний залесенности, заболоченности и озерности бассейнов, так как при расчете максимумов для этих водосборов отмечаются наибольшие погрешности.

Таблица 3

воды, вычисленных по формулам

Федорова		По формуле Алексеева		По формуле Срибного			
$Q_{5\%}$		$Q_{5\%}$		$Q_{1\%}$		$Q_{5\%}$	
абсолютное число	% от общего числа	абсолютное число	% от общего числа	абсолютное число	% от общего числа	абсолютное число	% от общего числа
61	44	42	30	29	32	28	31
99	71	86	61	88	64	66	73
119	85	108	77	76	85	78	87
130	93	116	83	83	92	85	94
133	95	126	90	88	98	88	98
140	100	140	100	90	100	90	100

ЛИТЕРАТУРА

1. Ю. М. Георгиевский. Вопросы применимости расчетных формул максимального стока в условиях лесной зоны Европейской территории СССР. Тр. Ленингр. гидрометеорологического ин-та, вып. 7, Изд-во ЛГУ, 1958.
2. Д. Л. Соколовский. Речной сток. Гидрометеоиздат, 1953.
3. Л. Т. Федоров. Исследования и расчет максимальных расходов снеговых половодий рек Европейской части СССР. Проблемы регулирования речного стока, вып. 5. Изд-во АН СССР, 1952.
4. Г. А. Алексеев. Расчеты паводочного стока рек СССР. Гидрометеоиздат, 1955
5. Альбом гидрографических характеристик речных бассейнов Европейской территории СССР. Гидрометеоиздат, 1955.
6. Нормы и технические условия по расчету максимальных расходов снеговых паводков. Под ред. М. Ф. Срибного, И. А. Кузнецова, Г. Д. Рождественского. 1957. АН СССР, фонды СПВХ.

Г. В. Железняков, Б. Б. Данилевич

О ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСХОДОВ ВОДЫ В РЕКАХ И КАНАЛАХ

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Инженерно-гидрологические работы представляют собой основу для решения всех проблем водного хозяйства. При комплексном использовании водных ресурсов требуется их всесторонняя характеристика. Вопросы состава и производства водных исследований для этих условий изложены в трудах Е. В. Близняка [1, 2 и др.].

Вопросы точности производства основных гидрологических работ изучены крайне мало, в то время как, например, точность геодезических работ в составе водных исследований в значительной степени выяснена и нормирована. Это объясняется большим разнообразием условий производства инженерно-гидрологических работ на реках. Комплексное использование водных ресурсов, будучи наиболее эффективным [3], как раз и требует учета всех природных факторов, влияющих на методику производства работ. Поэтому исследование точности гидрологических работ на реках при комплексном использовании водных ресурсов не может быть сведено к простому нормированию. Требуется разработать методику расчета точности гидрологических работ, которая должна учитывать специфику их выполнения в разных условиях, и методику определения погрешности измерения элементов, от которых зависит определяемая величина.

Главными величинами, характеризующими движение воды и наносов, являются расходы воды и наносов.

В настоящей статье мы касаемся точности определения расходов воды в реках и каналах. Анализу подвергается наиболее распространенный на практике способ, основанный на измерении местных скоростей течения и глубин. Иногда этот способ определения расхода воды называют способом «площади — скорости».

Решение задачи сводится к определению объема так называемой модели расхода воды [4]. Основные приемы вычисления указанного объема, равного расходу Q, могут быть описаны следующими выражениями:

$$Q = \int_{\omega} u_{\omega} \cdot d\omega; \tag{1}$$

$$Q = \int_{0}^{B} q \cdot db; \tag{2}$$

$$Q = \int_{0}^{v_{\max}} \omega_{u} \cdot du, \tag{3}$$

где

Q — расход воды;

ω — площадь живого сечения;

u_ω — скорость в пределах элементарной площадки $d\omega$;

q — расход воды на вертикали;

b — ширина потока, изменяющаяся от 0 до B;

ω_u — площадь, ограниченная изотахой со скоростью u;

$v_{\max}$ — наибольшая скорость в живом сечении.

Исходя из выражений (1)—(3), в статье выводятся формулы для вычисления ошибки определения расхода Q; формулы являются общими, так как ими можно воспользоваться при любой методике измерения скоростей течения воды и глубин. Далее анализируются погрешности измерения геометрических и кинематических элементов потока, влияющих на точность определения расхода Q.

Поскольку измерение поля скоростей потока и формы живого сечения сопровождается геодезическими работами, в статье рассматривается влияние точности определения положения промерных и скоростных вертикалей на точность определения расхода воды Q.

Предложенная методика расчета точности определения расхода воды иллюстрируется примерами. Возможность оценки точности измерения расходов воды имеет большое практическое значение и в ходе строительства, например при перекрытии русел больших рек [5].

ОБЩИЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТОЧНОСТИ РАСХОДА ВОДЫ

Выражения (1)—(3) для турбулентного потока с неправильной формой живого сечения обычно решаются приближенно.

Выражение (1) представим в виде

$$Q = ku_{\text{в},\,1}\omega_1 + \frac{u_{\text{в},\,1} + u_{\text{в},\,2}}{2}\,\omega_2 + \cdots + \frac{u_{\text{в},\,n-1} + u_{\text{в},\,n}}{2}\,\omega_n + ku_{\text{в},\,n}\omega_{n+1}, \qquad (4)$$

что соответствует так называемому аналитическому способу обработки расхода воды, предусмотренному наставлением гидрометеорологическим станциям и постам [6].

Здесь $u_{\text{в},\,1}$, $u_{\text{в},\,2}$, . . . , $u_{\text{в},\,n}$ — средние скорости на вертикалях;

ω_1, ω_2, . . . , ω_{n+1} — площади водного сечения между вертикалями;

k — поправочные коэффициенты для скоростей $u_{\text{в},\,1}$ и $u_{\text{в},\,n}$, меньшие единицы [6].

Так как $\omega = \omega(h, b)$ (где h — местная глубина, b — расстояние между промерными вертикалями), величина расхода Q является функцией трех переменных: u, h и b.

Выразим в формуле (4) $\omega_1, \omega_2, \ldots, \omega_{n+1}$ через измеренные значения h и b

При этом введем следующие обозначения:

n — число скоростных вертикалей;

m — число всех вертикалей (промерных и скоростных); скоростные вертикали на рис. 1 обозначены флажками;

p — число элементарных площадок между левым урезом воды и первой скоростной вертикалью;

r — число элементарных площадок между 1-й и 2-й скоростными вертикалями и т. д.;

x — число элементарных площадок между скоростными вертикалями $n-2$ и $n-1$;

y — число элементарных площадок между скоростными вертикалями $n-1$ и n;

$m+1-(p+r+\cdots+y)$ — число элементарных площадок между n-й скоростной вертикалью и правым урезом воды.

С учетом принятых обозначений будем иметь (рис. 1)

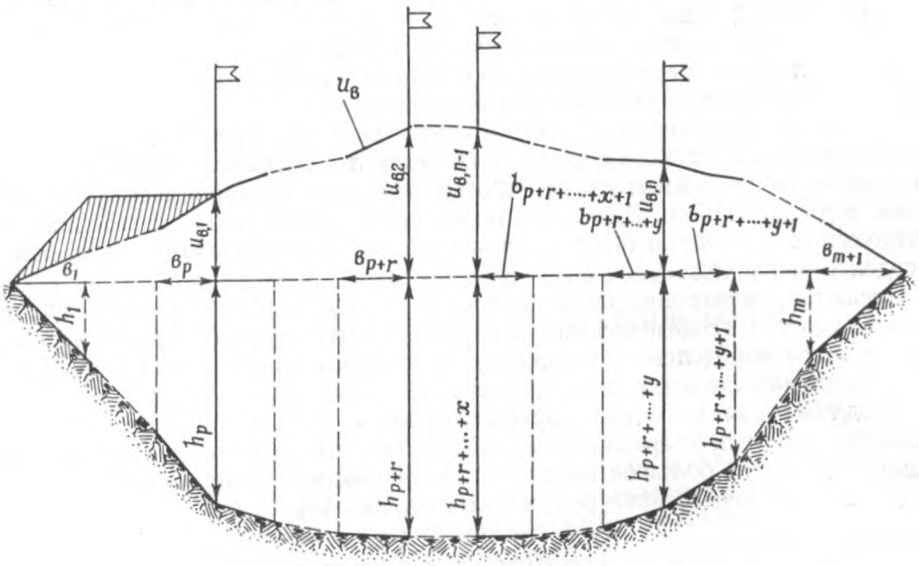


Рис. 1. Схема к расчету точности определения расхода по формуле (7)

$$\omega_1 = \frac{h_1 b_1}{2} + \frac{h_1 + h_2}{2} b_2 + \cdots + \frac{h_{p-1} + h_p}{2} b_p;$$

$$\omega_2 = \frac{h_p + h_{p+1}}{2} b_{p+1} + \cdots + \frac{h_{p+r-1} + h_{p+r}}{2} b_{p+r};$$

. . . . . .

$$\omega_n = \frac{h_{p+r+\cdots+x} + h_{p+r+\cdots+x+1}}{2} b_{p+r+\cdots+x+1} + \cdots +$$

$$+ \frac{h_{p+r+\cdots+y-1} + h_{p+r+\cdots+y}}{2} b_{p+r+\cdots+y};$$

$$\omega_{n+1} = \frac{h_{p+r+\cdots+y} + h_{p+r+\cdots+y+1}}{2} b_{p+r+\cdots+y+1} + \cdots + \frac{h_m b_{m+1}}{2}.$$

Подставляя значения ω в формулу (4) и последовательно дифференцируя ее по h_1, h_2, ..., h_m, по $u_{в,1}$, $u_{в,2}$, ..., $u_{в,n}$ и по b_1, b_2.... b_{m+1}, затем, заменяя дифференциалы dh_1, dh_2, ..., dh_m; $du_{в,1}$, $du_{в,2}$... $du_{в,n}$; db_1, db_2, ..., db_{m+1}, dQ абсолютными значениями погрешностей Δh_1, Δh_2... Δh_m; $\Delta u_{в,1}$, $\Delta u_{в,2}$... $\Delta u_{в,n}$; Δb_1, Δb_2, ..., Δb_{m+1}; ΔQ и, полагая

$$\left.\begin{aligned} \Delta h_1 = \Delta h_2 = \ldots = \Delta h_m = \Delta h; \\ \Delta u_{в,1} = \Delta u_{в,2} = \ldots = \Delta u_{в,n} = \Delta u; \\ \Delta b_1 = \Delta b_2 = \ldots = \Delta b_{m+1} = \Delta b, \end{aligned}\right\} \qquad (5)$$

после преобразований получим

$$\Delta Q = \Big[k u_{\text{в},\,1}\Big(\frac{b_1}{2} + b_2 + \cdots + b_p\Big) + \frac{u_{\text{в},\,1} + u_{\text{в},\,2}}{2}(b_{p+1} + b_{p+2} + \cdots + b_{p+r}) +$$

$$+ \cdots + \frac{u_{\text{в},\,n-1} + u_{\text{в},\,n}}{2}(b_{p+r+\cdots+x+1} + \cdots + b_{p+r+\cdots+y}) +$$

$$+ k u_{\text{в},\,n}\Big(b_{p+r+\cdots+y+1} + \cdots + \frac{b_{m+1}}{2}\Big)\Big]\Delta h +$$

$$+ \Big[\frac{k}{2} h_1 b_1 + \frac{k}{2}(h_1 + h_2) b_2 + \cdots + \frac{k}{2}(h_{p-1} + h_p) b_p + \frac{h_p + h_{p+1}}{2} b_{p+1} +$$

$$+ \cdots + \frac{h_{p+r-1} + h_{p+r}}{2} b_{p+r} + \cdots + \frac{h_{p+r+\cdots+x} + h_{p+r+\cdots+x+1}}{2} b_{p+r+\cdots+x+1} +$$

$$+ \cdots + \frac{h_{p+r+\cdots+y-1} + h_{p+r+\cdots+y}}{2} b_{p+r+\cdots+y} +$$

$$+ \frac{k}{2}(h_{p+r+\cdots+y} + h_{p+r+\cdots+y+1}) b_{p+r+\cdots+y+1} + \cdots + \frac{k}{2} h_m b_{m+1}\Big]\Delta u_{\text{в}} +$$

$$+ \frac{1}{2}\Big[k u_{\text{в},\,1}(2h_1 + h_2 + \cdots + h_p) + \frac{u_{\text{в},\,1} + u_{\text{в},\,2}}{2}(h_p + 2h_{p+1} + \cdots + 2h_{p+r-1} +$$

$$+ h_{p+r}) + \cdots + \frac{u_{\text{в},\,n-1} + u_{\text{в},\,n}}{2}(h_{p+r+\cdots+x} + 2h_{p+r+\cdots+x+1} + \cdots +$$

$$+ 2h_{p+r+\cdots+y-1} + h_{p+r+\cdots+y}) +$$

$$+ k u_{\text{в},\,n}(h_{p+r+\cdots+y} + h_{p+r+\cdots+y+1} + \cdots + 2h_m)]\,\Delta b. \qquad (6)$$

В формуле (6) каждый из заключенных в квадратные скобки членов (коэффициентов), стоящий перед величинами соответствующих погрешностей, имеет вполне определенный смысл.

Так, коэффициент при Δh численно равен площади, заключенной между эпюрой распределения средних на вертикалях скоростей по ширине русла и линией поверхности воды. При этом для концевых участков указанная площадь возрастает на величину, обозначенную на рис. 1 штриховкой, и умножается на k.

Коэффициент при $\Delta u_{\text{в}}$ равен общей площади живого сечения ω', при этом площади концевых участков также умножаются на величину k.

Коэффициент при Δb составляется также по определенному математическому правилу: первый и последний члены этого коэффициента равны произведению скоростей, взятых по крайним скоростным вертикалям, на сумму глубин, измеренных на всех вертикалях концевых участков и умноженных на k; при этом глубины по крайним промерным вертикалям удваиваются.

Остальные члены представляют собой произведения полусумм скоростей, взятых по каждой смежной паре скоростных вертикалей, на сумму глубин, измеренных по всем вертикалям в пределах этой пары, причем глубины по промерным вертикалям удваиваются.

Обозначив коэффициенты при Δh, $\Delta u_{\text{в}}$, Δb соответственно через $\omega'_{u_{\text{в}}}$, ω' и $F(u,\ h)$, запишем формулу (6) в окончательном виде

$$\Delta Q = \omega'_{u_{\text{в}}} \cdot \Delta h + \omega' \cdot \Delta u_{\text{в}} + \frac{\Delta b}{2} F(u,\ h). \qquad (7)$$

В частном случае, когда при подсчете расхода учитываются только глубины на скоростных вертикалях, т. е. $m = n$ и $p = r = \ldots = y = 1$, формула (6) принимает вид

$$\Delta Q = \left(\frac{k}{2} u_{в,\,1} b_1 + \frac{u_{в,\,1} + u_{в,\,2}}{2} b_2 + \cdots + \frac{u_{в,\,n-1} + u_{в,\,n}}{2} b_n + \frac{k}{2} u_{в,\,n} b_{n+1}\right)\Delta h +$$

$$+ \left(\frac{k}{2} h_1 b_1 + \frac{h_1 + h_2}{2} b_2 + \cdots + \frac{h_{n-1} + h_n}{2} b_n + \frac{k}{2} h_n b_{n+1}\right)\Delta u_в +$$

$$+ \frac{1}{2}\left(k h_1 u_{в,\,1} + \frac{u_{в,\,1} + u_{в,\,2}}{2}(h_1 + h_2) + \cdots + \frac{u_{b,\,n-1} + u_{в,\,n}}{2}(h_{n-1} + h_n) + k h_n u_{в,\,n}\right)\Delta b. \tag{8}$$

Вычисление коэффициентов при величинах Δh, $\Delta u_в$, Δb значительно упрощается, если при оценке точности определения расхода исходить из формулы (2), представив ее в виде

$$Q = \frac{1}{2} q_1 b_1 + \frac{q_1 + q_2}{2} b_2 + \cdots + \frac{q_{n-1} + q_n}{2} b_n + \frac{1}{2} q_n b_{n+1}, \tag{9}$$

где q_1, q_2,..., q_n — расходы воды на вертикалях.

Заменив в этой формуле величины расходов q произведениями измеренных глубин h_1, h_2 ... h_n соответственно на скорости $u_{в,\,1}$, $u_{в,\,2}$..... $u_{в,\,n}$, получим

$$Q = \frac{1}{2} h_1 u_{в,\,1} b_1 + \frac{1}{2} h_1 u_{в,\,1} b_2 + \cdots + \frac{1}{2} h_{n-1} u_{в,\,n-1} b_n + \frac{1}{2} h_n u_{в,\,n}\, b_{n+1}. \tag{10}$$

Последовательно дифференцируя формулу (10) по переменным

$$h_1,\ h_2 \ldots\ h_n;\ u_{в,\,1},\ u_{в,\,2} \ldots\ u_{в,\,n};\ b_1,\ b_2 \ldots\ b_{n+1},$$

заменяя дифференциалы абсолютными значениями погрешностей, а также учитывая (5), после преобразований получим

$$\Delta Q = \left(\frac{1}{2} u_{в,\,1} b_1 + \frac{u_{в,\,1} + u_{в,\,2}}{2} b_2 + \cdots + \frac{u_{в,\,n-1} + u_{в,\,n}}{2} b_n + \frac{1}{2} u_{в,\,n} b_{n+1}\right) \times$$

$$\times \Delta h + \left(\frac{1}{2} h_1 b_1 + \frac{h_1 + h_2}{2} b_2 + \cdots + \frac{h_{n-1} + h_n}{2} b_n + \frac{1}{2} h_n b_{n+1}\right)\Delta u_в +$$

$$+ (h_1 u_{в,\,1} + h_2 u_{в,\,2} + \cdots + h_{n-1} u_{в,\,n-1} + h_n u_{в,\,n})\ \Delta b. \tag{11}$$

В формуле (11) коэффициенты при величинах Δh и $\Delta u_в$ по существу те же, что и в формуле (8), если не считаться с небольшими различиями за счет коэффициента k. Коэффициент при Δb в формуле (11) равен сумме расходов на вертикалях, т. е. Σq. Следовательно, формула (11) может быть записана в виде

$$\Delta Q = \omega_{u_в} \Delta h + \omega \cdot \Delta u_в + \Delta b \Sigma q. \tag{12}$$

Таким образом, все коэффициенты, входящие в формулу (12), могут быть легко найдены в процессе вычисления расхода воды почти без дополнительных вычислений (рис. 2).

При графической интерпретации распределения скоростей в живом сечении потока в форме изотах применяют выражение (3), апроксимируемое в виде

$$Q = \frac{\omega_{u,\,0} + \omega_{u,\,1}}{2} u_{из} + \frac{\omega_{u,\,1} + \omega_{u,\,2}}{2} u_{из} + \cdots + \frac{\omega_{u,\,n-1} + \omega_{u,\,n}}{2} u_{из} + Q_{n+1}, \tag{13}$$

где $\omega_{u,\,0}$; $\omega_{u,\,1}$,..., $\omega_{u,\,n-1}$; $\omega_{u,\,n}$ — площади, ограниченные изотахами;

$u_{из}$ — разность скоростей по смежным изотахам.

$$Q_{n+1} = \frac{2}{3} \omega_{u,\,n} (v_{max} - u_n), \tag{14}$$

где

$\omega_{u,\,n}$ — площадь, ограниченная последней изотахой;

v_{max} — наибольшая скорость в сечении;

u_n — скорость, соответствующая последней изотахе.

Площадь нулевой изотахи $\omega_{u,\,0}$ равна площади живого сечения, вычисляемой по формуле

$$\omega_{u,\,0} = \omega = \frac{h_1 b_1}{2} + \frac{h_1 + h_2}{2} b_2 + \cdots + \frac{h_{n-1} + h_n}{2} b_и + \frac{h_n b_{n+1}}{2}. \qquad (15)$$

Так как формула (13) выражает сумму частных расходов Q_1, Q_2, $\cdots$, Q_n, Q_{n+1}, формула ошибки расхода ΔQ принимает вид

$$\Delta Q = \Delta Q + \Delta Q_2 + \ldots + \Delta Q_n + \Delta Q_{n+1}. \qquad (16)$$

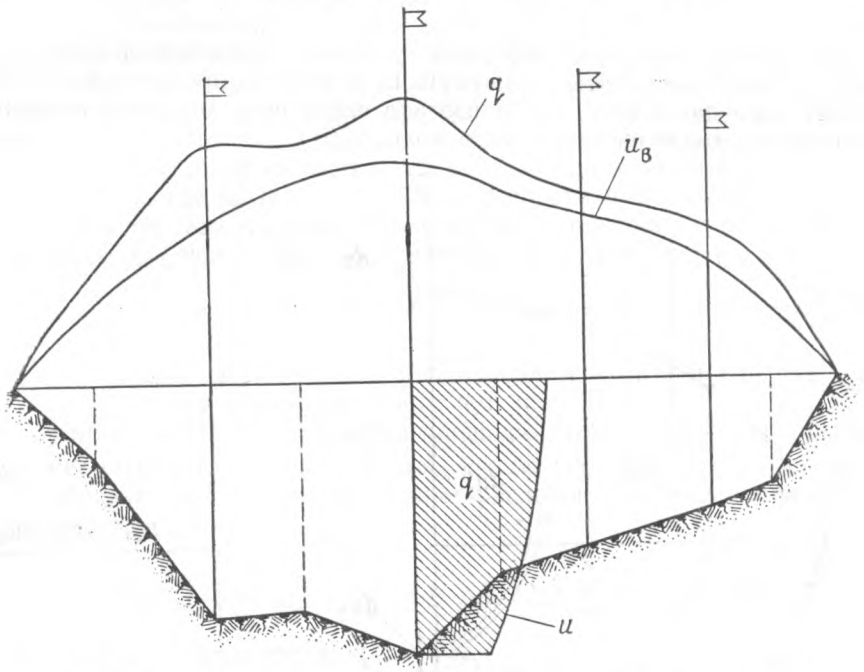


Рис. 2. Схема к расчету точности определения расхода по формуле (12)

Величина ошибки первого члена формулы (16) ΔQ_1 будет зависеть от погрешности определения площади нулевой изотахи $\omega_{u,\,0}$ и от точности определения площади первой изотахи $\omega_{и,\,1}$. Поскольку величина $u_{из}$ есть некоторая постоянная, независящая от точности измерений, то выражение для ошибки ΔQ_1 будет иметь вид

$$\Delta Q_1 = \frac{\Delta\omega_{u,\,0} + \Delta\omega_{u,\,1}}{2} u_{из}.$$

Ошибку $\Delta\omega_{u,\,0}$, зависящую только от точности определения h и b, найдем дифференцированием формулы (15) по переменным h и b.

Полагая

$$\left.\begin{aligned} dh_1 = dh_2 = \cdots = dh_n = \Delta h; \\ db_1 = db_2 = \cdots = db_{n+1} = \Delta b; \\ d\omega_{u,\,0} = \Delta\omega_{u,\,0}, \end{aligned}\right\} \qquad (17)$$

получим

$$\Delta\omega_{u,\,0} = \left[\sum_{2}^{n} b + \frac{b_1 + b_{n+1}}{2}\right]\Delta h + \Delta b \sum_{1}^{n} h.$$

Имея в виду, что второй член скобки последнего выражения значительно меньше первого, принимаем

$$\sum_{2}^{n} b + \frac{b_1 + b_{n+1}}{2} = \sum_{1}^{n+1} b = B.$$

Таким образом,

$$\Delta\omega_{u,\,0} = B \cdot \Delta h + \Delta b \sum_{1}^{n} h.$$

При оценке точности определения площади, ограниченной первой изотахой $\omega_{u,\,1}$, могут встретиться два случая: 1) изотаха проходит выше дна, не касаясь последнего (рис. 3); 2) изотаха частично совпадает с линией дна, после чего выходит на поверхность воды.

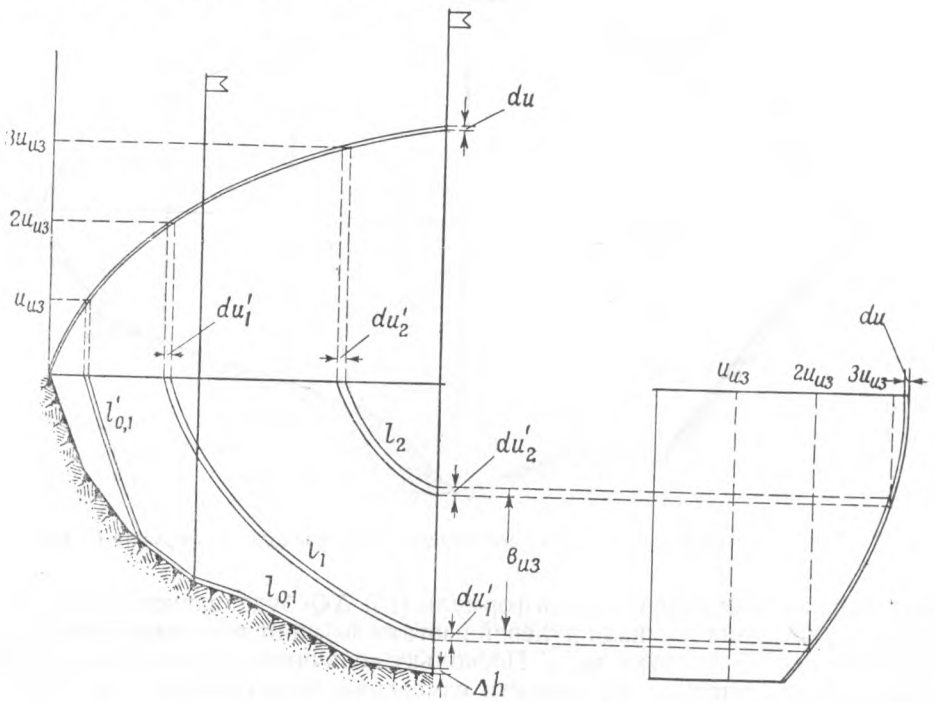


Рис. 3. Схема к расчету точности определения расхода по изотахам

Если пренебречь ошибками графических построений, то в первом случае величина $\Delta\omega_{u,\,1}$ будет обусловлена точностью проведения изотахи, ограничивающей площадь $\omega_{u,\,1}$.

В результате ошибок измерения скорости эпюра скоростей на вертикали сместится вправо или влево от своего действительного положения на некоторую среднюю величину du (рис. 3). По этой же причине эпюра распределения поверхностных скоростей сместится вверх или вниз на ту же величину du.

В свою очередь, величина du вызовет некоторое смещение изотахи как по вертикали, так и по горизонтали. Величина этого линейного смещения du' будет зависеть от углов пересечения эпюр скоростей с соответствующими вертикальными и горизонтальными линиями проектирования; приближенное значение du' можно определить по следующей зависимости

$$du' \simeq du \frac{b_{из}}{u_{из}},$$

где

$b_{из}$ — расстояние между двумя смежными изотахами на данной вертикали.

Поскольку величина $b_{из}$ может принимать различные значения, то, строго говоря, du' также будет величиной переменной. Однако, учитывая малость величин как du', так и du, с достаточной для практических целей точностью можно принять для площади $\omega_{u,\,1}$ и всех остальных площадей некоторое среднее значение ошибки, равное $\Delta u'$.

Ошибка $\Delta\omega_{u,\,1}$ площади первой изотахи $\omega_{u,\,1}$, вызванная погрешностью $\Delta u'$, будет выражаться величиной $\Delta u' \cdot l_1$, где l_1 — длина первой изотахи.

Точно так же ошибки $\Delta\omega_{u,\,2}$, $\Delta\omega_{u,\,3}$... $\Delta\omega_{u,\,n}$ площадей, ограниченных второй, третьей, и т. д., n-й изотахами, будут равны соответственно $\Delta u' \cdot l_2$, $\Delta u' \cdot l_3$..... $\Delta u' \cdot l_n$, где l_2, l_3.... l_n — длины последующих изотах.

Если первая изотаха частично проходит по линии дна, то погрешность $\Delta\omega_{u,\,1}$ площади $\omega_{u,\,1}$ может быть подсчитана по формуле

$$\Delta\omega_{u,\,1} = \Delta u' \cdot l'_{0,1} + \Delta h l_{0,1},$$

где

$l'_{0,1}$ и $l_{0,1}$ — длина части изотахи, проходящей над дном и по дну;

Δh — ошибка промера глубины (см. рис. 3).

Если принять $\Delta u' \approx \Delta h$, то ошибка площади, ограниченной первой изотахой, может быть подсчитана, как $\Delta\omega_{u,\,1} = \Delta u' \cdot (l'_{0,1} + l_{0,1})$.

Таким образом, для ошибок частичных расходов, входящих в формулу (16), будем иметь

$$\Delta Q_1 = \frac{\Delta\omega_{u,\,0} + \Delta\omega_{u,\,1}}{2} u_{из} = \frac{u_{из}}{2}\left[\left(B \cdot \Delta h + \Delta b \sum_1^n h\right) + \Delta u' \cdot l_1\right];$$

$$\Delta Q_2 = \frac{\Delta\omega_{u,\,1} + \Delta\omega_{u,\,2}}{2} u_{из} = \frac{u_{из}}{2}(\Delta u' \cdot l_1 + \Delta u' \cdot l_2);$$

$$\Delta Q_{n-1} = \frac{\Delta\omega_{u,\,n-2} + \Delta\omega_{u,\,n-1}}{2} u_{из} = \frac{u_{из}}{2}(\Delta u' \cdot l_{n-2} + \Delta u' \cdot l_{n-1});$$

$$\Delta Q_n = \frac{\Delta\omega_{u,\,n-1} + \Delta\omega_{u,\,n}}{2} u_{из} = \frac{u_{из}}{2}(\Delta u' \cdot l_{n-1} + \Delta u' \cdot l_n).$$

В отличие от всех остальных членов формулы (16) последний член содержит непосредственно измеренную величину скорости $v_{\max}$. Поэтому ошибку ΔQ_{n+1} можно найти из соотношения

$$dQ_{n+1} = \frac{2}{3} d\omega_{u,\,n}(v_{\max} - u_n) + \frac{2}{3} d(v_{\max} - u_n) \cdot \omega_{u,\,n}.$$

Учитывая, что $u_n = n \cdot u_{из}$ есть постоянная величина, и принимая $dv_{\max} = du = \Delta u_в$, получим

$$\Delta Q_{n+1} = \frac{2}{3} \Delta u' \cdot l_n(v_{\max} - u_n) + \frac{2}{3} \omega_{u,\,n} \cdot \Delta u_в.$$

Общая ошибка расхода ΔQ будет равна

$$\Delta Q=\frac{u_{из}}{2}\left(B\cdot\Delta h+\Delta b\sum_{1}^{n}h\right)+u_{из}\left(\sum_{1}^{n-1}l+\frac{l_n}{2}\right)\Delta u'+\frac{2}{3}[\omega_{u,\,n}\cdot\Delta u_{в}+(v_{max}-u_n)\Delta u'\cdot l_n]. \quad (18)$$

Как видно из формулы (18), для подсчета величины ΔQ, кроме значений исходных погрешностей Δh, $\Delta u_{в}$, Δb, необходимо знать длины всех изотах. И если длина нулевой изотахи (смоченного периметра) почти всегда бывает известной, то длины всех остальных изотах необходимо определить дополнительно.

Оценить точность определения расхода, вычисленного способом изотах, можно с некоторым приближением, допустив, например, что площади ω_u ограничены изотахами в виде парабол.

В этом случае величины $\omega_{u,\,1}$, $\omega_{u,\,2}$, ..., $\omega_{u,\,n}$ будут

$$\omega_{u,\,1}=\frac{2}{3}B_1'h_1';$$

$$\omega_{u,\,2}=\frac{2}{3}B_2'h_2';$$

. . . . . .

$$\omega_{u,\,n}=\frac{2}{3}B_n'h_n',$$

где B_1', B_2', ..., B_n' — расстояния между точками выхода соответствующих изотах на поверхность воды;

h_1', h_2', ..., h_n' — наибольшее удаление соответствующих изотах от поверхности воды. Подставляя эти значения ω_u в формулу (13), дифференцируя ее по h', B' и v_{max} и полагая $dh'=dB'=du'=\Delta u'$ и $du_{max}=du=\Delta u_{в}$, после преобразований получим

$$\Delta Q=\frac{u_{из}}{2}\left(B\cdot\Delta h+\Delta b\sum_{1}^{n}h\right)+\frac{2}{3}u_{из}\left(\sum_{1}^{n-1}B'+\sum_{1}^{n-1}h'+\frac{B_n'+h_n'}{2}\right)\Delta u'+$$
$$+\frac{4}{9}[\omega_{u,\,n}\cdot\Delta u_{в}+(B_n'+h_n')(v_{max}-u_n)\Delta u']. \quad (19)$$

Для подсчета ошибки ΔQ по любой из основных формул — (7), (12) и (19),— кроме коэффициентов, входящих в эти формулы, необходимо знать величины погрешностей Δh, $\Delta u_{в}$ и Δb.

Рассмотрим возможные значения каждой из них в отдельности.

ТОЧНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГЛУБИН

Наставлением гидрометеорологическим станциям и постам [6] рекомендуется при глубине потока меньше 5—6 *м* производить промеры гидрометрической штангой или наметкой с десятисантиметровыми делениями. При благоприятных условиях измерений (спокойное состояние водной поверхности, достаточно твердый грунт дна) точность промера глубин будет обусловлена в основном ошибкой отсчета по штанге или наметке, значение которой можно принять равным ~0,02 *м* или в относительной мере — около 1—2% измеряемой глубины.

При большом набеге воды на штангу или наметку допускается понижение точности отсчета до 0,05 *м* при глубине $h>3$ *м* и до 0,10 *м* при глубине $h>5$ *м*, что соответствует относительной ошибке в пределах 2%.

Если глубины измеряются лотом (при $h>6$ *м*), то здесь могут быть два случая:

а) при благоприятных условиях измерений, т. е. при малой скорости течения, твердом грунте, отсутствии волнения, точность промера будет также определяться ошибкой отсчета по тросу (0,02—0,05 *м*);

б) при отклонении троса с лотом от вертикали более чем на 10° в значения измеренных глубин принято вводить поправки за счет относа троса [6].

Формула исправленной глубины имеет следующий вид

$$h = l_1 - H\left(\frac{1}{\cos\alpha} - 1\right) - \Delta_2, \qquad (20)$$

где

h — исправленная глубина;

l_1 — фиктивная глубина, отсчитываемая по тросу;

H — вертикальное расстояние от поверхности воды до точки подвеса троса;

α — угол отклонения троса от вертикали, измеряемый простейшим угломером с точностью до 1°;

Δ_2 — поправка длины подводной части троса.

Подсчитаем точность определения исправленной глубины h в зависимости от ошибок измерения фиктивной глубины l_1, высоты подвеса троса H и угла α, вначале без учета поправки Δ_2.

Дифференцируя формулу (20) по переменным l_1, H и α и переходя к абсолютным значениям погрешностей, получим

$$\Delta h = \Delta l_1 + \Delta H\left(\frac{1}{\cos\alpha} - 1\right) + \frac{H \cdot \sin\alpha \cdot \Delta\alpha}{\cos^2\alpha \cdot \rho^\circ}, \qquad (21)$$

где

Δh — ошибка исправленной глубины;

Δl_1 — ошибка измерения фиктивной глубины;

ΔH — ошибка измерения высоты подвеса;

$\Delta\alpha$ — ошибка измерения угла α;

ρ° — число градусов в одном радиане.

В табл. 1 приведены величины Δh, подсчитанные по формуле (21), при $\Delta l_1 = 0{,}02$ *м*, $\Delta H = 0{,}1$ *м* и $\Delta\alpha = 1°$.

Таблица 1

Значения ошибок Δh, *м*

H, *м*	Значение Δh для		
	α=10	α=20	α=30
1	0,06	0,07	0,08
5	0,07	0,09	0,12
10	0,09	0,12	0,19
20	0,12	0,18	0,27

Величину ошибки определения поправки Δ_2 можно установить непосредственно по таблицам [6], из которых эта поправка выбирается.

Как видно из таблиц [6], изменение величины Δ_2, определяющее погрешность, происходит с увеличением рабочей глубины медленно, и при максимальном угле $\alpha = 35°$ составляет около 1 *см* на 0,1 *м* рабочей глубины. Это значит, что точность промера глубины на погрешности поправки Δ_2 практически не сказывается. Принимая средние значения изменений Δ_2 на каждые 5°, можно подсчитать величины ошибок Δ_2, соответствующие погрешности измерения угла α в 1°.

Эти величины, обозначенные через $\Delta(\Delta_2)$ и вычисленные для трех значений рабочих глубин, приводятся в табл. 2.

Таблица 2

Величины ошибок $\Delta(\Delta_2)$, *м*

h, *м*	Значения $\Delta(\Delta_2)$ для различных величин α				
	10—15°	15—20°	20—25°	25—30°	30—35°
10	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04
15	0,02	0,04	0,04	0,04	0,08
20	0,04	0,04	0,06	0,06	0,10

Как следует из произведенных расчетов, так же как из самой структуры формулы (21), главное значение в общей величине ошибки Δh имеет последний член этой формулы; влияние остальных двух членов, а также ошибки в поправке Δ_2 сравнительно невелико.

По данным табл. 1 и 2 можно подсчитать в каждом конкретном случае точность измерения глубины. Например, при $H = 5$ *м*, $h = 10$ *м*, $\alpha = 20°$ $\Delta h = 0{,}09$ *м* $+ 0{,}03$ *м* $= 0{,}12$ *м*. Следовательно,

$$\frac{h}{\Delta h} = \frac{0{,}12\ м}{10\ м} = 1{,}2\ \%.$$

Для повышения точности промерных работ, выполняемых при помощи лота, можно рекомендовать более точно отсчитывать угол, особенно при больших его значениях; при этом следует также стремиться по возможности уменьшать высоту точки подвеса троса над поверхностью воды.

ТОЧНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СКОРОСТЕЙ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ

На точность определения скоростей течения воды влияют погрешности тарирования гидрометрического прибора, полевых измерений, формул средних на вертикалях скоростей (в случае применения аналитического способа обработки расходов). Кроме того, на показание прибора влияет турбулентность потока [7]. В настоящей статье мы допускаем, что осреднение пульсации скорости сделано за достаточный промежуток времени. В противном случае требуется специальное рассмотрение этого вопроса [4, 8 и др.].

Анализ указанных погрешностей дается главным образом применительно к использованию основного прибора для измерения скоростей течения воды в полевых условиях — гидрометрической вертушки.

Ошибка тарирования гидрометрических вертушек

Рассмотрим точность некоторых способов определения параметров тарировочных уравнений. Как известно, при $u \geqslant u_к$ применяется уравнение вида

$$u = k \cdot n, \tag{22}$$

где

k — гидравлический шаг винта;

n — число оборотов винта в единицу времени;

$u_к$ — критическая скорость [7].

Одним из несложных и в то же время достаточно точных способов определения k по измеренным значениям скорости движения тарировочной тележки u и числа оборотов n является среднеарифметический способ, т. е.

$$k = \frac{\Sigma u}{\Sigma n}.$$

Выразим величину k в функции непосредственно измеренных значений: L — длины тарировочного пути; N — числа оборотов вертушки и t — времени.

$$k = \frac{\frac{L_1}{t_1} + \frac{L_2}{t_2} + \ldots + \frac{L_m}{t_m}}{\frac{N_1}{t_1} + \frac{N_2}{t_2} + \ldots + \frac{N_m}{t_m}},$$

где m — число измерений.

Найдем величину ошибки Δk, зависящую от ошибок фиксации пройденного пути ΔL, числа оборотов ΔN и времени Δt. Дифференцируя последнюю формулу по переменным L, N и t и переходя к абсолютным значениям погрешностей после преобразований, получим

$$\Delta k = \frac{\sum_1^m \frac{1}{t}\left(\Delta L \cdot \sum_1^m n + \Delta N \cdot \sum_1^m u\right) + \Delta t\left(\sum_1^m u \cdot \sum_1^m \frac{n}{t} - \sum_1^m n \cdot \sum_1^m \frac{u}{t}\right)}{\left(\sum_1^m n\right)^2}. \qquad (23)$$

Величины исходных погрешностей Δt, ΔL и ΔN примем, исходя из следующих соображений.

Ошибка фиксации пройденного тележкой пути ΔL растет с увеличением скорости ее движения и может быть подсчитана для каждого значения последней. Если считать, что ошибка времени Δt составляет 0,1 сек, то, например, при скорости $u = 1$ *м/сек* ошибка $\Delta L = 0{,}10$ *м*.

Что касается абсолютной ошибки ΔN в определении числа оборотов N, то, как показала практика гидрометрических работ, ΔN равно по крайней мере одному обороту лопастного винта. С принятыми допусками подсчитаем в виде примера величину Δk по формуле (23) по данным тарирования вертушки ЛАГУ, приведенным в табл. 3 [7].

Таблица 3

Пример расчета Δk

№ точки	L, *м*	N, об.	t, сек	u, *м/сек*	n, *1/сек*	$\frac{1}{t}$	$\frac{u}{t}$	$\frac{n}{t}$
1	42,77	125	84,3	0,507	1,48	0,012	0,006	0,018
2	25,42	75	40,0	0,636	1,88	0,025	0,016	0,047
3	42,90	125	68,3	0,677	1,94	0,015	0,010	0,029
4	42,27	125	45,7	0,925	2,74	0,022	0,020	0,060
5	42,63	125	42,0	1,02	2,98	0,024	0,025	0,071
6	42,35	125	40,5	1,05	3,08	0,025	0,026	0,076
7	42,25	125	35,3	1,20	3,54	0,028	0,034	0,100
8	25,53	75	19,2	1,33	3,90	0,052	0,069	0,202
9	42,34	125	26,2	1,62	4,77	0,038	0,062	0,182
			Σ	8,965	26,31	0,241	0,268	0,785

В результате получим

$\Delta k = 0{,}0041$ *м*, что при величине $k = 0{,}340$ *м* соответствует относительной ошибке $\frac{\Delta k}{k} = 1{,}2\%$.

Из числа тарировочных уравнений второй степени рассмотрим уравнение вида

$$u = an + \sqrt{bn^2 + c}, \tag{24}$$

где, по М. Шмидту,

$$\left.\begin{aligned} a &= (1 - \beta)\, k; \\ b &= k^2\beta^2; \\ c &= u_0^2. \end{aligned}\right\} \tag{25}$$

Здесь u_0 — чувствительность вертушки (начальная скорость), β — коэффициент, вычисляемый по формуле Г. В. Железнякова [7],

$$\beta = 6{,}9u_0 - 0{,}06 + \sqrt{(2{,}3u_0 - 0{,}055)^2 + 0{,}00058}. \tag{26}$$

Для оценки точности определения параметров a, b и c, входящих в формулу (24), подсчитаем возможные значения ошибок измерения начальной скорости u_0. Эта величина может быть определена или из результатов непосредственного тарирования при скоростях u_0 или же с помощью графической экстраполяции по точкам $u(n)$ при $u > u_0$.

В первом случае тарировочная тележка несколько раз перемещается с минимальной скоростью на небольшом отрезке пути (4—5 *м*), при этом фиксируется время t и пройденное расстояние L, откуда $u_0 = \frac{L}{t}$. Если считать, что движение тарировочной тележки и вращение винта равномерны, то на точность определения u_0 будут влиять ошибки фиксации времени Δt и пройденного пути ΔL.

Следовательно $\Delta u_0 = \frac{\Delta L}{t} + \frac{L}{t^2}\Delta t$. В табл. 4 приведены данные подсчета Δu_0 для $\Delta L = 0{,}10$ *м*, $\Delta t = 0{,}1$ сек. и $L = 4$ *м*.

Таблица 4

Пример расчета Δu_0

u_0, *м/сек*	t, сек	Δu_0, *м/сек*	$\frac{\Delta u_0}{u_0}$,
0,020	200	0,0005	2,5
0,040	100	0,0010	2,5
0,060	66,7	0,0016	2,7
0,080	50,0	0,0022	2,8

Необходимо отметить, что хотя по данным табл. 4 относительная ошибка определения u_0 колеблется в пределах 2,5—2,8%, в действительности эта точность может оказаться ниже вследствие неравномерного вращения винта и движения тележки при малых скоростях порядка u_0. По этой причине за расчетную погрешность определения u_0 примем $\frac{\Delta u_0}{u_0} = 5\%$.

Оценим теперь точность определения коэффициента β, входящего в формулу (26), и параметров a и b, входящих в формулу (25).

Из формулы (26) имеем

$$\Delta\beta = \left[6{,}9 + \frac{2{,}3\cdot(2{,}3u_0 - 0{,}055)}{\sqrt{(2{,}3u_0 - 0{,}055)^2 + 0{,}00058}}\right]\Delta u_0. \tag{27}$$

Подсчитаем возможные величины ошибок $\Delta\beta$ для значений u_0, равных 0,030; 0,050 *м/сек*; по этой формуле: при $u_0 = 0{,}030$ *м/сек*, $\Delta\beta = 8{,}1\, u_0$; при $u_0 = 0{,}050$ *м/сек*; $\Delta\beta = 9{,}0\cdot u_0$. Выразим ошибки параметров a, b и c в функции ошибок коэффициента β и u_0.

Из формулы (25) имеем

$$\frac{\Delta a}{a} = \frac{\Delta\beta}{1-\beta} + \frac{\Delta k}{k};$$

$$\frac{\Delta b}{b} = 2\left(\frac{\Delta k}{k} + \frac{\Delta\beta}{\beta}\right);$$

$$\frac{\Delta c}{c} = \frac{2\Delta u_0}{u_0}.$$

В табл. 5 приводятся результаты вычисления ошибок параметров a, b и c по этим формулам и данным предыдущего примера (табл. 3) при $\frac{\Delta k}{k} = 1{,}2\%$ и принятого значения погрешности $\frac{\Delta u_0}{u_0} = 5\%$.

Таблица 5

Пример расчета ошибок параметров a, b и c

u_0	β	$\Delta\beta$	$\frac{\Delta\beta}{\beta}$, %	$\frac{\Delta\beta}{1-\beta}$	$\frac{\Delta a}{a}$, %	$\frac{\Delta b}{b}$, %	$\frac{\Delta c}{c}$, %
0,030	0,175	0,012	6,8	0,015	2,7	16,0	10,0
0,050	0,350	0,022	6,3	0,034	4,6	15,0	10,0

Рассмотрим далее вопрос о влиянии точности параметров k, a, b, c тарировочных уравнений на величину погрешности скоростей u. Из уравнения (22) имеем

$$\frac{\Delta u}{u} = \frac{\Delta k}{k} + \frac{\Delta N}{N} + \frac{\Delta t}{t}.$$

Отсюда видно, что относительная ошибка измерения скорости u тем меньше, чем больше продолжительность измерений t и соответственно число оборотов N.

При указанных выше пределах погрешности $\frac{\Delta k}{k}$ всегда можно принять такие значения t и N, при которых ошибки $\frac{\Delta t}{t}$ и $\frac{\Delta N}{N}$ были бы пренебрегаемы по сравнению с величиной $\frac{\Delta k}{k}$. В этом случае точность измерений скорости u будет в основном определяться величиной ошибки гидравлического шага k.

Согласно уравнению (24) ошибка

$$\Delta u = n\cdot\Delta a + \left(a + \frac{nb}{\sqrt{bn^2+c}}\right)\Delta n + \frac{n^2\cdot\Delta b + \Delta c}{2\sqrt{bn^2+c}}.$$

По этой формуле подсчитаны значения $\frac{\Delta u}{u}$ (табл. 6) для различных значений u_0 и u в условиях предыдущего примера.

При этом значение Δn подсчитано из очевидного соотношения

$$\Delta n = \frac{\Delta N}{t} + \frac{N}{t^2}\Delta t.$$

Приведенные здесь результаты теоретического расчета ошибок тарирования гидрометрических вертушек удовлетворительно согласуются с данными экспериментальных исследований, полученных в работе [7]. Необхо-

Таблица 6

Значение ошибок $\frac{\Delta u}{u}$ (в %)

№ п/п	N	t, сек	n, 1/сек	$u = 0{,}030$ м/сек; $k = 0{,}340$; $a = 0{,}277$; $b = 0{,}0035$; $c = 0{,}0009$		$u_0 = 0{,}050$ м/сек; $k = 0{,}340$ м; $a = 0{,}218$; $b = 0{,}0142$; $c = 0{,}0025$	
				u, м/сек	$\frac{\Delta u}{u}$, %	u, м/сек	$\frac{\Delta u}{u}$, %
1	75	300	0,25	0,102	4,6	0,112	6,0
2	210	300	0,70	0,245	3,8	0,250	5,8
3	300	250	1,20	0,409	3,5	0,413	5,7

димо также иметь в виду возможное влияние размеров и формы самого тарировочного канала на параметры вертушки. Этот вопрос рассмотрен отдельно [7].

Ошибки полевых измерений скоростей течения воды

Имеется несколько различных источников ошибок измерения скоростей течения воды в полевых условиях.

Как известно, при определении расходов воды необходимо вводить в расчет проекцию скорости на нормаль к живому сечению (гидрометрическому створу), т. е. величину $u \cdot \cos\beta°$, где $\beta°$ — угол между направлением скорости u и нормалью. Несоблюдение этого условия, а также погрешности в измерении угла $\beta°$ могут вызвать ошибки в скоростях, учитываемых при расчете расхода Q. Другим источником ошибок является неточность установки вертушки в заданной точке, что вызывается ее смещением в горизонтальном (продольном и поперечном) и вертикальном направлениях. Смещение вертушки по горизонтали в поперечном направлении существенно при больших контрастах в глубинах живого сечения, в продольном — при больших высотах песчаных волн. На показаниях вертушки сказываются также способ ее установки в точке — на штанге или тросе, расположение по отношению к грузу и пр.; ошибки, обусловленные этими обстоятельствами, могут быть до некоторой степени уменьшены тарированием вертушек по возможностям в идентичных условиях их работы в тарировочном канале и реке.

Необходимо избегать близкого расположения вертушки к катеру, лодке и пр. Все эти вопросы подвергались ранее рассмотрению в той или иной степени другими авторами. Здесь мы показываем возможность теоретического расчета ошибок под влиянием угла $\beta°$ и смещения (вертикального) вертушки, полагая, что другие ошибки, часто менее существенные, должны быть приняты по опытным данным. Вопрос об ошибках при горизонтальном смещении в условиях образования песчаных волн с большой их высотой заслуживает специального рассмотрения. Желательно также исследовать вопрос о влиянии на показания вертушки качки судна и его рыскания.

Полагая

$$\frac{\Delta u}{u} = \frac{\Delta k}{k},$$

что обосновано предыдущим изложением, для оценки ошибок за счет угла $\beta°$ при установке вертушки на штанге воспользуемся формулой Г. В. Железнякова [7] (для вертушки с горизонтальной осью)

$$k_\beta = k_0\left(\frac{\psi}{\cos\beta°} - \psi + 1\right), \tag{28}$$

где k_β — гидравлический шаг при угле $\beta°$;

$$k_0 = k_\beta \text{ при } \beta = 0;$$

ψ — коэффициент, вычисляемый по опытным данным.

Для компонентной вертушки $\psi = 1$ уравнение (28) принимает вид

$$k_\beta = \frac{k_0}{\cos\beta°}.$$

Учитывая, что

$$k_\beta = \frac{u_{\beta\neq 0}}{n};$$

$$k_0 = \frac{u_{\beta=0}}{n},$$

получим

$$u_{\beta=0} = u_{\beta\neq 0}\cos\beta°. \tag{29}$$

Отсюда следует, что вопрос о влиянии угла β на показания компонентной вертушки сводится к рассмотрению влияния неточности установки оси вертушки по отношению к гидрометрическому створу. Из формулы (29) получим

$$\frac{\Delta u_{\beta=0}}{u_{\beta=0}} = \frac{\Delta\beta°}{\rho°}\operatorname{tg}\beta°, \tag{30}$$

где $\rho° = 57°,3$.

Для некомпонентной вертушки из уравнения (28) получим

$$\frac{\Delta k_\beta}{k_\beta} = \frac{\psi\sin\beta°}{\left(\frac{\psi}{\cos\beta^0} - \psi + 1\right)\cos^2\beta^0}\cdot\frac{\Delta\beta°}{\rho°}. \tag{31}$$

По формулам (30) и (31) составлена табл. 7 относительных ошибок в скорости в зависимости от угла $\beta°$ и $\Delta\beta° = 2°$.

Таблица 7

Значение ошибок $\frac{\Delta u}{u}$, %

№№ п/п	$\beta°$	$\frac{\Delta u}{u}$, %		№№ п/п	$\beta°$	$\frac{\Delta u}{u}$, %	
		по формуле (30)	по формуле (31)			по формуле (30)	по формуле (31)
1	5	0,3	0,6	5	25	1,6	3,4
2	10	0,6	1,3	6	30	2,0	4,3
3	15	0,9	2,0	7	35	2,4	5,2
4	20	1,3	2,8				

Табл. 7 составлена для вертушки с горизонтальной осью вращения и винтовой лопастью, величина ψ принята по опытным данным, в частности [7], для вертушки ЛАГУ с осреднением при углах $\beta°$ вниз и вверх, $\psi = 2{,}15$. Как видно из табл. 7, компонентные вертушки имеют существенное преимущество перед некомпонентными — более высокую точность регистрации скоростей.

Если вертушка укреплена на тросе, ошибку в измерении скорости за счет неточности измерения угла $\beta°$, например при помощи бифилярного подвеса, можно определить по формуле (30).

При установке вертушки в различных точках потока возможны случаи, когда измерительный прибор будет помещен выше или ниже расчетной глубины погружения, найденной по величине рабочей глубины на вертикали.

Рассмотрим влияние этой погрешности на величину измеренной скорости, исходя из известной формулы

$$\frac{u}{u_{\max}} = \left(\frac{y}{h}\right)^{\frac{1}{m}}, \tag{32}$$

где

u — скорость на расстоянии y от дна потока;

$u_{\max}$ — максимальная скорость на вертикали;

h — глубина потока на вертикали.

Значение показателя m принимаем по формуле Г. В. Железнякова [9]

$$m = \frac{0{,}54C}{\sqrt{g}} = 0{,}17C, \tag{33}$$

где

C — скоростной множитель в уравнении Шези;

g — ускорение силы тяжести.

Относительная погрешность u из формулы (32) равна

$$\frac{\Delta u}{u} = \frac{\Delta y}{my},$$

с учетом формулы (33)

$$\frac{\Delta u}{u} = \frac{\Delta y}{0{,}17yC}. \tag{34}$$

Имея в виду, что установка гидрометрической вертушки в данной точке при помощи штанги или троса тождественна измерению глубины, принимаем

$$\frac{\Delta y}{y} = \frac{\Delta h}{h}.$$

В частности, при $\frac{\Delta h}{h} = 2\%$ по формуле (34) получим

$$C = 10\,\frac{м^{0,5}}{сек}, \qquad \frac{\Delta u}{u} = 1{,}2\%;$$

$$C = 25\,\frac{м^{0,5}}{сек}, \qquad \frac{\Delta u}{u} = 0{,}5\%;$$

$$C = 50\,\frac{м^{0,5}}{сек}, \qquad \frac{\Delta u}{u} = 0{,}2\%.$$

Из приведенных подсчетов видно, что погрешность $\frac{\Delta u}{u}$ при небольших значениях C является величиной, с которой следует считаться.

Ошибка формул средней скорости течения воды на вертикали

При обработке расхода воды аналитическим способом возникает погрешность в определяемой средней скорости на вертикали за счет неточности формул, по которым она вычисляется. В практике гидрометрических работ применяется ряд формул [6,9]. Рассмотрим здесь так называемые пятиточечную и трехточечную формулы.

Оценку точности формул для $u_в$ можно произвести по зависимости, представленной в работе [9]

$$\frac{\Delta u_в}{u_в} = \frac{C_0}{C} \tag{35}$$

где C_0 применительно к пятиточечной формуле равно

$$C_0 = 5{,}8\,[1 + 0{,}1\,(\ln \eta_{нов} + 3 \ln \eta_{0{,}8} + 3 \ln \eta_{0{,}4} + 2 \ln \eta_{0{,}2} + \ln \eta_{дно})],$$

где $\eta = \frac{y}{n}$ — безразмерная глубина, отсчитываемая от дня потока. Задаваясь различными величинами h от 1 до 10 *м*, подсчитаем по формуле (35) значение $\frac{\Delta u_в}{u_в}$ для трех значений C; при этом глубину погружения оси вертушки принимаем: для измерения $u_{пов}$ на 0,10 *м* от поверхности воды, для измерения $u_{дно}$ — 0,15 *м* от дна. Результаты вычислений приведены в табл. 8.

Таблица 8

Значения $\frac{\Delta u_в}{u_в}$, %

h, *м* . . .	1,0	3,0	5,0	7,5	10,0
$\frac{\Delta u_в}{u_в}$ . . .	$\frac{0{,}507}{C}$	$\frac{0{,}174}{C}$	$-\frac{0{,}116}{C}$	$-\frac{0{,}348}{C}$	$-\frac{0{,}464}{C}$
То же для $C = 10$ $м^{0,5}/сек$	5,1	1,7	—1,2	—3,5	—4,6
» » » $C = 25$ $м^{0,5}/сек$	2,0	0,7	—0,5	—1,4	—1,9
» » » $C = 50$ $м^{0,5}/сек$	1,0	0,4	—0,2	—0,7	—0,9

Из табл. 8 видно, что при значениях $C = 25$ $м^{0,5}/сек$ в диапазоне глубин от 1 до 10 *м* ошибка пятиточечной формулы не превышает 2%; при малых значениях C и h она может возрасти до 5%; следовательно, в этих случаях для определения $u_в$ необходимо рекомендовать графомеханический способ.

Аналогичный расчет выполнен для трехточечной формулы (табл. 8а), применительно к которой $C = 0{,}464$ $м^{0,5}/сек$

Таблица 8а

Значения $\frac{\Delta u_в}{u_в}$, %

C, $м^{0,5}/сек$	10	25	50
$\frac{\Delta u_в}{u_в}$	4,6	1,8	0,9

Заметим, что трехточечная формула по точности не отличается от двухточечной, что было показано теоретически Г. В. Железняковым [9].

В заключение раздела о точности определения скорости течения воды найдем ориентировочные суммарные значения $\frac{\Delta u}{u}$ с учетом влияния рассмотренных источников ошибок применительно к двум случаям.

Благоприятные условия производства работ: скорости u в пределах 1,0 *м/сек* $> u > u_к$; обычные значения скоростного множителя в пределах 40 $м^{0,5}/сек > C > 20$ $м^{0,5}/сек$; вертушка укреплена на тросе (углы относа троса небольшие, $\alpha < 10°$); косина струй малая

($\beta^\circ \leqslant 10^\circ$); к благоприятным условиям относится, конечно, и работа со штанги.

Для этого случая значения частных погрешностей, определяющих общую ошибку $\frac{\Delta u}{u}$, будут составлять:

ошибка тарирования, вычисленная по формуле (23),— 1,2%;

ошибка за счет несовпадения оси вертушки с направлением потока (выбирается из табл. 7) — 0,6%;

ошибка за счет неточной установки вертушки в данной точке вертикали, вычисленная по формуле (34), с учетом влияния угла относа троса (используются табл. 1 и 2), при глубине $h \leqslant 10$ *м* и высоте подвеса троса $H \leqslant 5$ *м*:

$$\frac{0{,}09}{10 \cdot 0{,}17 \cdot 30} = 0{,}002 = 0{,}2\%.$$

Таким образом, общая величина ошибки будет

$$\frac{\Delta u}{u} \approx 1{,}2\% + 0{,}6\% + 0{,}2\% = 2{,}0\%.$$

Неблагоприятные условия работ: малые скорости течения воды ($u \approx 0{,}10$ *м/сек*); малые значения скоростного множителя ($C \leqslant 20$ $м^{0,5}/сек$); косина струй значительная ($\beta^\circ = 20^\circ$); вертушка некомпонентная. В этом случае значения частных погрешностей определения скорости будут:

ошибка тарирования при $u_0 = 0{,}030$ *м/сек* (берется из табл. 6) — 4,6%;

ошибка за счет неточности установки оси вертушки по отношению к направлению гидроствора (берется из табл. 7) — 2,8%;

ошибка за счет неточной установки вертушки в данной точке вертикали, вычисленная по формуле (34) — 0,5%.

Общая величина ошибки будет

$$\frac{\Delta u}{u} \approx 4{,}6\% + 2{,}8\% + 0{,}5\% = 7{,}9\%.$$

При учете ошибок за счет неточности формул для $u_в$ при аналитическом способе обработки расхода применительно к двум предыдущим случаям получим (табл. 8, с интерполяцией при выборе цифр):

благоприятные условия работ

$$\frac{\Delta u}{u} \approx 2{,}0\% + 1{,}3\% = 3{,}3\%;$$

неблагоприятные условия работ

$$\frac{\Delta u}{u} \approx 7{,}9\% + 2{,}0\% = 9{,}9\%.$$

Если обработка расхода ведется графомеханическим способом или способом изотах, значение $\frac{\Delta u}{u}$ надо определить с учетом погрешности определения планиметром площадей профилей скоростей на вертикалях; эта погрешность составляет в среднем 0,2% [10], следовательно,

при благоприятных условиях:

$$\frac{\Delta u}{u} \approx 2{,}0\% + 0{,}2\% \approx 2{,}2\%;$$

при неблагоприятных условиях:

$$\frac{\Delta u}{u} \approx 7{,}9\% + 0{,}2\% \approx 8{,}1\%.$$

Таким образом, ошибки $\frac{\Delta u}{u}$ при неблагоприятных условиях работ могут достигать значительных величин, откуда следует, что методика гидрометрических работ нуждается в серьезном усовершенствовании.

ТОЧНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОМЕРНЫХ И СКОРОСТНЫХ ВЕРТИКАЛЕЙ

При ширине реки менее 300 *м* для определения положения промерных точек применяется размеченный стальной трос [6].

В этом случае величина ошибки Δb будет равна точности отсчета по тросу, которую можно принять равной 0,1÷0,2 *м*. Возникающая вследствие возможного провеса троса систематическая ошибка может быть исключена введением соответствующей поправки, вычисляемой по формуле [10]

$$\Delta l = -\frac{8f^2}{3l}, \tag{36}$$

где f — стрела провеса; l — длина троса.

При ширине реки более 300 *м* положение промерных точек определяется методом засечек при помощи мензулы или теодолита. В этом случае величина ошибки Δb будет зависеть от длины базиса, точности его измерения, точности применяемого угломерного инструмента и величины углов, образуемых направлениями на определяемые точки.

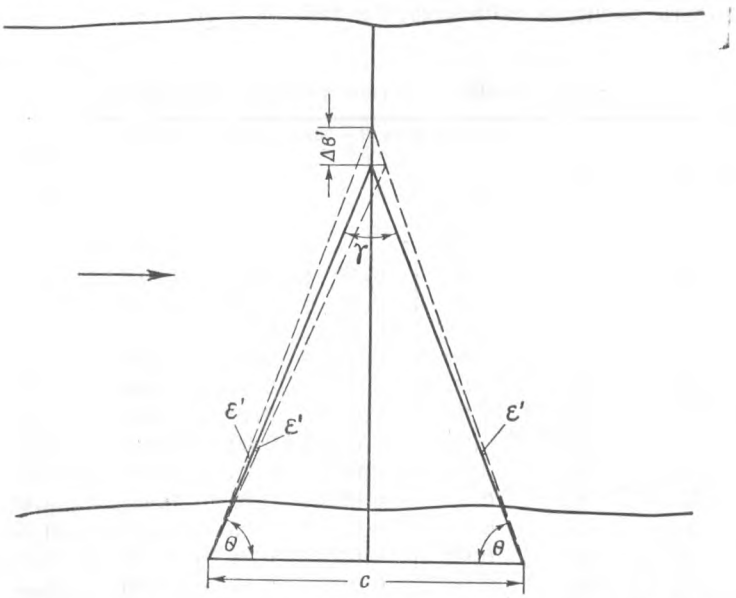


Рис. 4. Схема к определению положения промерной (скоростной) вертикали

Для подсчета возможных значений ошибок Δb при определении положения промерных точек при помощи засечек воспользуемся формулами А. Ф. Лютца [11].

При этом будем иметь в виду, что для величины ошибки Δb решающее значение имеет составляющая общей погрешности засечки, направленная вдоль створа (рис. 4). Эта составляющая называется поперечной (по отно-

шению к базису) ошибкой. Для случая симметричного расположения определяемых точек относительно концов базиса

$$\Delta b' = \frac{\varepsilon' \cdot c}{2\rho' \cdot \sin^2 \frac{\gamma}{2}}, \tag{37}$$

где

ε' — ошибка направления на определяемую точку, в минутах дуги;

c — длина базиса, *м*;

γ — угол пересечения направлений засечки;

ρ' — число минут в одном радиане, $\rho' = 3438'$.

С учетом ошибки измерения базиса Δ_c формулу для определения погрешности Δb можно написать в следующем виде

$$\Delta b = \Delta b' + \Delta_c = \frac{\varepsilon' c}{2\rho' \sin^2 \frac{\gamma}{2}} + \frac{c \cdot \sin^2 \theta}{N_c \cdot \sin \gamma}, \tag{38}$$

где

θ — угол между базисом и направлением на определяемую точку (промерную или скоростную вертикаль);

$\frac{1}{N_c}$ — относительная ошибка измерения базиса.

По формуле (38) были подсчитаны величины ошибок Δb для различных значений входящих в эту формулу величин. При этом ошибка в направлении засечки ε' при работе с теодолитом принималась равной $0',5$, а при работе с мензулой — $3'$. Точность измерения базиса принималась равной 1 : 2000.

Результаты расчетов приводятся в табл. 9 и 10.

Таблица 9

Расчет ошибки Δb (при работе с теодолитом)

№№ промерной точки	θ, град	γ, град	Ширина реки $B = 380$ *м*, базиса $c = 200$ *м*			Ширина реки $b = 1000$ *м*, базиса $c = 450$ *м*		
			$\Delta b'$, *м*	Δ_c, *м*	Δb, *м*	$\Delta b'$, *м*	Δ_c, *м*	Δb, *м*
1	75	30	0,22	0,19	0,41	0,50	0,42	0,92
2	70	40	0,13	0,14	0,27	0,29	0,31	0,60
3	65	50	0,08	0,11	0,19	0,19	0,24	0,43
4	60	60	0,06	0,09	0,15	0,14	0,20	0,34
5	55	70	0,05	0,07	0,12	0,10	0,16	0,26
6	50	80	0,04	0,06	0,10	0,08	0,14	0,22
7	47,5	85	0,03	0,06	0,09	0,07	0,12	0,19
8	46	88	0,03	0,05	0,08	0,07	0,12	0,19
9	45	90	0,03	0,05	0,08	0,07	0,11	0,18
10	30	120	0,02	0,03	0,05	0,05	0,07	0,12
11	20	140	0,02	0,02	0,04	0,04	0,04	0,08
12	10	160	0,02	0,01	0,03	0,04	0,02	0,06
13	5	170	0,02	0,01	0,03	0,03	0,01	0,04
14	2	176	0,02	0,00	0,02	0,03	0,01	0,04
				$\Delta b_{ср} = 0,12$ *м*			$\Delta b_{ср} = 0,26$ *м*	

Кроме того, производились подсчеты возможных значений для несимметричного расположения точек относительно концов базиса и, в частности, при величине одного из углов между базисом и направлением створа, равном 90°.

Во всех случаях для величины Δb получаются практически одинаковые с приведенными в табл. 9 и 10 результаты.

Вопрос о точности засечек промерных и скоростных вертикалей при помощи одного инструмента нуждается в особом рассмотрении. Заранее можно утверждать, что в этом случае точность засечек будет ниже.

ПРИМЕР РАСЧЕТА ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСХОДА ВОДЫ

Существенное влияние на точность определения расхода воды оказывает гидравлика потока, методика работ и применяемые гидрометрические и геодезические инструменты. В связи с этим потребовалось разработать способы

Таблица 10

Расчет ошибки Δb (при работе с мензулой)

№ промерной точки	θ, град	γ, град	Ширина реки $B = 380$ м, базиса $= 200$ м			Ширина реки $B = 1000$ м, базиса $= 450$ м		
			$\Delta b'$, м	Δc, м	Δb, м	$\Delta b'$, м	Δc, м	Δb, м
1	75	30	1,32	0,19	1,51	3,00	0,42	3,42
2	70	40	0,79	0,14	0,93	1,74	0,31	2,05
3	65	50	0,48	0,11	0,59	1,14	0,24	1,38
4	60	60	0,36	0,09	0,45	0,84	0,20	1,04
5	55	70	0,30	0,07	0,37	0,60	0,16	0,76
6	50	80	0,24	0,06	0,30	0,48	0,14	0,62
7	47,5	85	0,18	0,06	0,24	0,42	0,12	0,54
8	46	88	0,18	0,05	0,23	0,42	0,12	0,54
9	45	90	0,18	0,05	0,23	0,42	0,11	0,53
10	30	120	0,12	0,03	0,15	0,30	0,07	0,37
11	20	140	0,12	0,02	0,14	0,24	0,04	0,28
12	10	160	0,12	0,01	0,13	0,24	0,02	0,26
13	5	170	0,12	0,01	0,13	0,18	0,01	0,19
14	2	176	0,12	0,00	0,12	0,18	0,01	0,19
				$\Delta b_{ср} = 0,39$ м			$\Delta b_{ср} = 0,87$ м	

расчета точности определения расхода воды, учитывающие конкретные гидравлические особенности потока и технику производства работ.

Методика расчета иллюстрируется нижеизложенным примером. При этом используются исходные данные, помещенные в работе А. А. Лучшевой [12] и относящиеся к открытому потоку (специфика подсчета погрешностей при измерении расходов воды в зимних условиях заслуживает специального рассмотрения).

Ширина реки $B = 187$ м, средняя глубина $h_{ср} = 1,75$ м, средняя скорость в сечении $v_{ср} = 0,52$ м/сек и наибольшая $v_{max} = 0,78$ м/сек, площадь живого сечения $\omega = 328$ м². Скорость течения измерялась некомпонентной вертушкой с чувствительностью $u_0 = 0,038$ м/сек. Вертушка опускалась на штанге с лодки. Промеры глубин производились наметкой. Расстояния между вертикалями определялись по тросу. Состояние водной поверхности — спокойное. Косинус струи принимаем 10°; скоростной множитель, по Н. Н. Павловскому, $C = 38$ м^{0,5}/сек (при коэффициенте шероховатости $n = 0,03$). Величина расхода Q, полученная аналитическим способом, равна 167 м³/сек; коэффициент для скоростей на прибрежных скоростных вертикалях $k = 0,67$.

Вычислив по заданному значению u_0 коэффициент β и величину критической скорости $u_к$ по формуле Г. В. Железнякова [7]

$$u_к = 7{,}1\,\frac{u_0}{\sqrt{\beta}},$$

убеждаемся, что средняя скорость течения ($v_{ср} = 0{,}52$ *м/сек*) находится на грани критической $u = 0{,}55$. Поэтому величину ошибки тарирования принимаем, согласно формуле (23), равной $\sim 2\%$.

Из табл. 7 находим для $\beta = 10°$ ошибку за счет неточности установки оси вертушки по отношению к направлению гидроствора — 0,6%. По формуле (32) находим величину погрешности скорости за счет возможного смещения вертушки по вертикали — 0,2%. Из табл. 8 находим ошибку, обусловленную применением пятиточечной формулы для $u_в$ — 1%.

Общее значение относительной ошибки определения средней скорости на вертикали будет равно $\frac{\Delta u}{u} \approx 2\% + 0{,}6\% + 0{,}2\% + 1{,}0\% \approx 3{,}8\%$, что соответствует средней абсолютной погрешности $\Delta u_b = 0{,}52 \cdot 0{,}038 = 0{,}020$ *м/сек*. Величины ошибок Δh и Δb принимаем с учетом условий производства работ: $\Delta h = 0{,}02$ *м*; $\Delta b = 0{,}1$ *м*. Коэффициенты при величинах ошибок Δh, Δu и Δb, входящие в формулу (7), $\omega'_{u_в} = 87{,}3$ *м²/сек*; $\omega = 309$ *м²*; $\frac{1}{2} F(u, h) = 18{,}0$ *м²/сек*. Отсюда ошибка расхода будет $\Delta Q = 87{,}3 \cdot 0{,}02 + 309 \cdot 0{,}020 + 18{,}0 \cdot 0{,}1$ *м* $= 9{,}7$ *м³/сек.*, следовательно,

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{9{,}7 \cdot 100}{167} = 5{,}8\%.$$

Оценку точности определения того же расхода, обработанного графомеханическим способом ($Q = 169$ *м³/сек*), производим по формуле (12). При этом величины погрешностей Δh и Δb остаются прежними. Ошибка скорости для этого случая будет меньше предыдущей на величину 1% (ошибка пятиточечной формулы), однако за счет ошибки измерения площадей эпюр скоростей необходимо учесть ошибку планиметрирования (0,2%).

Таким образом, общая ошибка $\frac{\Delta u}{u} = 2\% + 0{,}6\% + 0{,}2\% + 0{,}2\% = 3{,}0\%$, т. е. $\Delta u_b = 0{,}016$ *м/сек*.

Величины коэффициентов, входящих в формулу (12), будут равны:

$$\omega_{u_в} = 84{,}0 \text{ м}^2/\text{сек}; \quad \omega = 328 \text{ м}^2; \quad \Sigma q = 18{,}7 \text{ м}^2/\text{сек}.$$

Отсюда ошибка $\Delta Q = 84{,}0 \cdot 0{,}02 + 328 \cdot 0{,}016 + 18{,}7 \cdot 0{,}1 = 8{,}8$ *м³/сек*.

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{8{,}8 \cdot 100}{169} = 5{,}2\%.$$

Ошибку определения того же расхода, найденного по методу изотах, подсчитываем по формуле (19). Величины погрешностей исходных данных принимаем равными $\Delta h = 0{,}02$ *м*; $\Delta b = 0{,}1$ *м*; $\Delta u_в = 0{,}016$ *м/сек*. Этот способ требует дополнительных данных: $u_{из} = 0{,}10$ *м*; площадь, ограниченная последней изотахой, $\omega_{u,\,n} = 49{,}7$ *м²*; скорость по последней изотахе $u_n = 0{,}70$ *м/сек*.

По профилю живого сечения находим графически среднее расстояние между смежными изотахами $b_{из} = 0{,}8$ *м*; отсюда $\Delta u' = 0{,}13$ *м*, $\sum_1^n h = 37{,}5$ *м*,

$$\sum_1^{n-1} B' + \sum_1^{n-1} h' + \frac{B'_n + h'_n}{2} = 833 \text{ м}.$$

Ошибка определения расхода $\Delta Q = 0{,}4 + 7{,}3 + 0{,}5 = 8{,}2$ *м³/сек.*

$$\frac{\Delta Q}{Q} = 4{,}9\%.$$

Таким образом, при вычислении ошибки определения расхода три основные формулы — (7), (12) и (19) — дают близкие результаты. Поэтому для использования на практике можно рекомендовать формулу (12), как более простую. Формула (12), по сравнению с другими почти не требует дополнительных вычислений для определения входящих в нее коэффициентов.

ВЫВОДЫ

1. Структура формулы ошибки ΔQ определения расхода воды зависит от способа апроксимирования общего выражения расхода потока. Из числа исследованных формул для ΔQ наиболее приемлемой,с практической точки зрения, является следующая:

$$\Delta Q = \omega_{u_в}\, \Delta h + \omega \cdot \Delta u_в + \Delta b \Sigma q,$$

где

Δh, Δu, Δb — соответственно абсолютные ошибки местной глубины, скорости и расстояний между вертикалями;

$\omega_{u_в}$ — площадь, ограниченная эпюрой распределения средних скоростей на вертикалях по ширине русла;

ω — площадь живого сечения.

2. Ошибки тарирования вертушек наиболее существенны при скоростях $u < u_к$. Компонентные вертушки (т. е. вертушки, учитывающие проекцию скорости на нормаль к гидроствору) регистрируют скорость с более высокой точностью. В случае применения некомпонентных вертушек, погрешность показаний в зависимости от угла $\beta°$ определяется по формуле

$$\frac{\Delta k_\beta}{k_\beta} = \frac{\psi \sin \beta°}{\left(\frac{\psi}{\cos \beta°} - \psi + 1\right)\cos^2 \beta°} \cdot \frac{\Delta \beta°}{\rho°},$$

где $\beta°$ — угол между направлением потока и осью вращения вертушки;

k_β — гидравлический шаг при угле $\beta°$;

ψ — коэффициент, вычисляемый по опытным данным.

3. Ошибки за счет вертикального смещения вертушки и применения формул средних скоростей на вертикалях возрастают с уменьшением скоростного множителя C. Первая из них равна

$$\frac{\Delta u}{u} = \frac{\Delta h}{0{,}17 C \cdot h}.$$

4. Ошибки определения положения промерных и скоростных вертикалей в меньшей степени влияют на ΔQ, чем ошибки измерения скоростей течения воды.

5. При обработке расхода воды рек и каналов необходимо производить расчет точности его определения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Е. В. Близняк. Водные исследования. Речиздат, 1952.
2. Е. В. Близняк. Задачи и перспективы исследования вод СССР. В сб. «Вопросы гидрологии». Изд-во МГУ, 1957.
3. В. В. Звонков. Комплексное использование водных ресурсов в речных бассейнах СССР. Изд-во АН СССР, 1957.
4. Н. А. Гириллович. Гидрометрия. ОНТИ, 1937.

5. Г. В. Железняков, П. П. Волков. Гидрологические исследования в период перекрытия русла Волги в створе Сталинградского гидроузла. Бюлл. научно-технич. информации, 1959, № 5, Гидропроект им. С. Я. Жук.
6. Наставление гидрометеорологическим станциям и постам. Вып. 6, ч. 1. Гидрометеоиздат, 1957.
7. Г. В. Железняков. Исследование работы гидрометрических приборов. Изд-во АН СССР, 1952.
8. Г. В. Железняков, А. В. Васильев. Влияние параметра кинетичности на показания гидрометрической вертушки при ограниченной продолжительности измерения скоростей течения воды. Научн. зап. ин-та инженеров водного хозяйства им. В. Р. Вильямса, т. XXI, 1959.
9. Г. В. Железняков. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. Изд-во АН СССР, 1950.
10. А. С. Чеботарев. Геодезия, часть 2. Изд-во геодезической литературы, 1949.
11. А. Ф. Лютц. Разбивка крупных сооружений. Изд-во геодезической литературы, 1957.
12 А. А. Лучшева. Практическая гидрометрия. Гидрометеоиздат, 1954.

Раздел II

ВОПРОСЫ ВОЛНОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

Н. Н. Джунковский

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВОЛНОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА СООРУЖЕНИЯ И БЕРЕГА

Волновые движения жидкости, возникающие под влиянием ветра на океанах, морях и других обширных водоемах, представляют собой весьма сложное явление, зависящее от ряда факторов. При подходе волны к прибрежной зоне и при взаимодействии ее с естественными берегами и расположенными в этой зоне сооружениями волновые явления становятся еще более сложными.

В то же время волны оказывают значительное влияние как на формирование и устойчивость берегов, так и на устойчивость и прочность сооружений, находящихся в зоне воздействия волн.

Сложность взаимодействия волн с сооружениями долгое время затрудняла разработку инженерных методов расчета последних на волну. Сооружения эти строились главным образом путем копирования удачных аналогов, что затрудняло всякий прогресс в этом направлении и приводило либо к созданию излишних запасов, либо к разрушению отдельных сооружений волнением.

Только в двадцатых годах нашего столетия были сделаны первые попытки создания инженерных методов расчета сооружений на действие волны. Они относились к решению отдельных наиболее простых с теоретической точки зрения задач и в то же время не всегда были достаточно обоснованы. Это затрудняло создание каких-либо нормативов для таких расчетов.

Кроме того, исходные данные для волновых расчетов в виде характеристик волны — ее высоты, длины и периода — при проектировании сооружений также обычно бывают неизвестны, так как для их установления путем непосредственных наблюдений в данной точке необходимо проведение длительных волновых наблюдений, чего мы обычно не имеем.

Таким образом, одной из задач составления норм является разработка методики прогнозирования элементов волн, исходя из скорости и направления ветра, по которым обычно имеется больше данных, а также с учетом остальных факторов, влияющих на размеры волн (величины разгона, глубины, длительности ветра).

Первым нормативным документом по определению воздействия волн на сооружения является действующий у нас ГОСТ 3255-46, изданный в 1946 г. В этом документе приведены некоторые эмпирические формулы для определения элементов волн, дана краткая классификация волн и установлены методы определения волнового воздействия на вертикальные глубокозало-

женные стенки. Приведены также эмпирические формулы для определения воздействия разбитых волн на вертикальные стенки и, наконец, приближенное «гидравлическое» решение для определения взаимодействия волны с наклонным откосом.

Издание этого нормативного документа несомненно сыграло положительную роль и значительно упорядочило проектирование сооружений, подверженных действию волн.

ГОСТ 3255-46 был составлен на уровне наших знаний в этой области на 1945 г. Однако в последнее время в связи с новыми задачами гидротехнического строительства и дальнейшим развитием науки в области волнения стали выявляться, с одной стороны, неполнота ГОСТ 3255-46 и, с другой — устарелость некоторых рекомендаций этого стандарта.

Поэтому по ходатайству Министерства морского флота СССР, Министерства речного флота РСФСР, Министерства строительства электростанций СССР и других заинтересованных ведомств Государственным Комитетом по делам строительства при Совете Министров СССР было принято решение о составлении технических условий взамен ГОСТ 3255-46.

Этот вопрос, ввиду его сложности, был поручен Государственным Комитетом по делам строительства при Совете Министров СССР Совету по проблемам водного хозяйства Академии наук СССР, который организовал специальную Волновую комиссию под председательством заслуженного деятеля науки и техники, профессора, доктора технических наук Е. В. Близняка. В состав комиссии были привлечены представители ряда институтов Академии наук СССР: Морского гидрофизического института, Института океанологии, волновой и береговой секции, Океанографической комиссии при Президиуме Академии наук, а также представители МГУ, Гидрологического и Океанографического институтов Главного управления гидрометслужбы, научно-исследовательских и проектных организаций Министерств морского и речного флота, Московского инженерно-строительного института им. В. В. Куйбышева, Ленинградского института инженеров водного транспорта, Одесского инженерно-строительного института, Гидропроекта и Гидроэнергопроекта Министерства строительства электростанций, ЦНИИС, Министерства транспортного строительства, Института ВОДГЕО Академии архитектуры и строительства и других организаций, а также ряд отдельных специалистов.

Созданный крупный коллектив научных работников провел большую работу, которая позволила представить в Государственный Комитет по делам строительства проект Технических условий (ТУ) взамен ГОСТ 3255-46.

Комиссии пришлось прежде всего собрать большой материал последних исследований, проводившихся в разных областях, связанных с данным вопросом как у нас, так и за рубежом, систематизировать эти обширные материалы, проанализировать их и сопоставить между собой и, наконец, выбрать отдельные методы и сформулировать их так, чтобы составить единый нормативный материал. Наличие ряда противоречащих друг другу предложений авторов и отсутствие достаточного обоснования отдельных предложений заставило комиссию в отдельных случаях провести самостоятельные исследования для нахождения достаточно обоснованных решений.

Таким образом, составление Технических условий (ТУ) вылилось в крупную научно-исследовательскую задачу, которая была под силу только большому коллективу научных работников,привлеченному к ее решению.

В СССР научные исследования в области волнения велись различными методами. Во-первых, это были чисто теоретические исследования в области гидродинамики и физики, позволившие уточнить кинематику и динамику волновых явлений жидкости при различных граничных условиях: отдельно

стоял здесь вопрос о механизме возникновения, развития и затухания волнения под влиянием сил ветра.

Во-вторых, как у нас, так и за рубежом проводились исследования волнения и его действия на берега и сооружения в натуре путем наблюдений и фиксаций отдельных параметров волн специальной аппаратурой и, наконец, третьим методом явилось исследование тех же явлений в волновых лабораториях на уменьшенных моделях.

Натурные и лабораторные исследования в последние годы значительно продвинулись вперед в связи с внедрением в исследования новейших методов и приборов. Особенно большую роль сыграла электронная аппаратура и киносъемка, которые дали богатейшее оружие в руки исследователей.

Сочетание всех трех методов дает наиболее благотворные результаты.

Ниже мы коснемся кратко научных обоснований отдельных разделов Технических условий.

Состав ТУ значительно шире ГОСТ 3255-46.

В состав ТУ включено 9 разделов, сгруппированных в четырех частях.

Первая часть касается общих определений, классификации волновых явлений и методов определения параметров волн в открытом море на больших и малых глубинах, а также в пределах защищенных акваторий при проникновении в них волны через ворота.

Вторая часть дает указание по определению волновых воздействий на сооружения различных типов.

В третьей части даются указания по воздействию волн на берега и в частности рассматривается вопрос о прогнозировании переработки берегов водохранилищ волнением.

Наконец, в четвертой части даются указания по определению судовых волн и их воздействия на крепление откосов судоходных каналов.

Новыми по сравнению с ГОСТ 3255-46 являются разделы: 1) определение параметров волны в пределах акватории портов от исходной волны, проникающей через ворота порта; 2) воздействия волн на отдельно стоящие опоры и на берегоукрепительные сооружения; 3) волновые воздействия на берега и 4) воздействия судовых (корабельных) волн на откосы судоходных каналов.

Таким образом, более половины разделов ТУ разработаны заново, однако и в остальные разделы внесены значительные изменения.

В раздел «Общие указания, терминология и классификация ветровых волн» (ред. Н. Н. Джунковский) внесено новое, предложенное автором данной статьи, разделение прибрежной полосы волнового поля на четыре зоны. К первой зоне, глубоководной, относится участок, где $H > \frac{\lambda}{2}$, т. е. глубина больше половины длины волны. Здесь дно практически не влияет на форму и размеры волны.

Второй, мелководной, зоной является участок, на котором глубина меньше половины длины волны, но больше критической глубины ($\frac{\lambda}{2} > H > H_{кр}$). В этой зоне происходит непрерывное изменение элементов волны, трехмерные волны переходят в двухмерные, происходит рефракция волн. Третьей зоной мы называем зону прибойной волны. Здесь глубина меньше критической. Частицы воды помимо колебательного получают поступательное движение, волны несут на себе бурун, происходит волновой нагон, и образуются обратные разрывные течения.

Четвертая зона — приурезовая; здесь волны претерпевают окончательное разрушение на береговом откосе, после чего волно-прибойный поток выкатывается на берег и затем скатывается с него навстречу следующей волне.

На характер и величину волнового воздействия влияет расположение сооружения (в той или иной зоне). Поэтому в дальнейших разделах ТУ методика определения волнового воздействия указывается в зависимости от зоны.

Особое внимание было уделено разработке раздела II «Определение параметров ветровых волн» (ред. Л. Ф. Титов).

Нормами рекомендовано два метода определения параметров волн — путем натурных наблюдений и путем расчета. Натурные наблюдения должны быть по возможности длительными (не менее двух лет).

Параметры волн определяются для каждого пункта, исходя из заданной многолетней обеспеченности максимальной скорости ветра; обеспеченность принимается от 2% (повторяемость один раз в 50 лет) до 10% (повторяемость один раз в 10 лет) — для временных сооружений.

Обеспеченность скорости ветра вычисляется за максимально возможный период наблюдения. Так как параметры волн даже в одном шторме сильно варьируют, то при определении обеспеченности элементов волн, помимо сказанного выше, учитывается их обеспеченность в данном ряду волн, т. е. учитывают, сколько волн расчетных размеров может встретиться при непрерывном и последовательном прохождении 100—150 волн через заданную точку. За основную обеспеченность высот волн принимается 1%-ная обеспеченность, т. е. волна максимальной высоты из непрерывного ряда в 100 волн.

В ТУ рекомендуется принимать крутизну океанских волн максимальной высоты в пределах $^1/_{20} — ^1/_{25}$, морских волн — $^1/_{10} — ^1/_{20}$ и волн крупных водохранилищ — $^1/_{10} — ^1/_{15}$. Это ограничение очень важно, так как принятие для максимальных высот меньшей крутизны было бы неправильно и повлекло бы за собой необоснованное утяжеление сооружений.

В основу определения параметров волн на глубокой воде, т. е. при $H > \frac{\lambda}{2}$, была положена теория образования волн под влиянием ветра, разработанная академиком В. В. Шулейкиным [1—3], получившим уравнение энергетического баланса, преобразованное им в уравнение поля ветровых волн, которое он в безразмерной форме выразил так

$$\frac{\partial \eta}{\partial \tau} = 1 - \eta - \eta^{1/2} \frac{\partial \eta}{\partial \xi},$$

где $\eta = \frac{h}{h_\infty}$ (h — текущее значение высоты волн, а h_∞ — ее предельное значение при заданной скорости ветра v). Точный интеграл этого уравнения геометрически выражает некоторую поверхность, одно крыло которой изображает распределение высот установившихся волн, через тот или иной срок после начала шторма, а другое выражает закон нарастания высот волн во времени на заданном расстоянии от границ штормового района.

Для практического применения своей теории В. В. Шулейкиным были разработаны рабочие диаграммы, которые дают возможность вычислить высоту, длину и период волны по новым безразмерным параметрам [1]:

$$\tau_1 = 25k^2 \frac{t}{T_\infty} \text{ и } \xi = 65k^2 \frac{x}{vT_\infty},$$

где

k — числовой коэффициент, равный 0,1;

t — время с начала шторма;

x — расстояние до наветренного берега;

T_∞ — установившийся период волн.

[1] В формулах сохранены обозначения В. В. Шулейкина.

Теоретический метод В. В. Шулейкина был сопоставлен Комиссией с результатами натурных наблюдений как наших, так и зарубежных и получил хорошее подтверждение. По этим данным оказалось возможным сделать вывод, что метод В. В. Шулейкина дает значение максимальных высот волн примерно 5%-ной обеспеченности (в ряду волн).

Обработка натурных наблюдений Г. Ф. Красножоном и А. Г. Сидоровой позволила им создать эмпирическую зависимость

$$\frac{gh_{1\%}}{w_{10}^2} \text{ и } \frac{g\lambda_{ср}}{w_{10}^2} \text{ в функции } \frac{gD}{w_{10}^2},$$

где

$h_{1\%}$ — высота волн 1%-ной повторяемости;
$\lambda_{ср}$ — средняя длина волны;
w — скорость ветра на высоте 10 *м*;
D — разгон.

Тогда

$$h = \left(a\frac{w^2}{g}\right)^n (bD)^m,$$

где n и m — переменные $(n + m = 1)$, зависящие от соотношения $\frac{gD}{w^2}$. ТУ рекомендует параллельно с теоретическим методом В. В. Шулейкина пользоваться указанной выше эмпирической зависимостью, дающей несколько больший диапазон, чем графики, разработанные В. В. Шулейкиным (например, по скорости ветра).

Для мелководной зоны $\left(H < \frac{\lambda}{2}\right)$ нормы содержат достаточно проверенные в проектной практике на водохранилищах графики Государственного гидрологического института (А. П. Браславского).

Для расчета трансформации волн глубокого водоема в мелководных зонах с постепенно убывающими глубинам рекомендуется метод, разработанный в Комиссии Г. Ф. Красножоном и А. Г. Сидоровой на основе теоретических, экспериментальных и натурных исследований, проведенных к 1960 г. в СССР и за рубежом. Метод позволяет определять в различных зонах (в том числе и прибойной зоне) параметры волн с учетом их крутизны, глубины разрушения и уклона дна.

В связи с проектированием и строительством ряда новых портов, главным образом на вновь образованных водохранилищах, в последнее время у нас получил широкое распространение метод лабораторных исследований компоновки портовых сооружений на пространственных моделях для определения волнового режима внутри портовых акваторий. Эти исследования, проводившиеся обычно в масштабе 1 : 100—1 : 200 без искажений вертикального масштаба в Институте ВОДГЕО (А. С. Офицеров) и в ряде других организаций в Ленинграде (Г. Г. Рыбчевский), в Сочи (В. Н. Логинов), в Одессе (П. А. Воронов и П. С. Никеров), помогли найти правильное решение в компоновке оградительных сооружений ряда морских и водохранилищных портов и в то же время позволили накопить материал для некоторых обобщений. В частности, они выявили большое значение характера внутренней обделки акватории на величину волн в акватории и вредное влияние вертикальных отражающих волну стенок.

Так как проведение лабораторных исследований на пространственных моделях требует очень больших площадок и стоит дорого, а формулы Стивенсона, Кузнецова и других устарели и не отражают современных исследований, то возникла необходимость хотя бы для предварительных сужде-

ний иметь теоретические или эмпирические методы оценки волнового режима в порту — без проведения лабораторных исследований. Такие методы разработаны В. Н. Логиновым и Г. Г. Рыбчевским. Анализ этих методов Комиссией позволил разработать методику таких исследований, которые и составили Приложение III ТУ; при этом для сооружений I и II класса полученные по формулам результаты должны быть проверены на пространственных моделях в лаборатории.

Определение элементов волн внутри огражденной акватории производится с учетом размеров «исходной» волны в воротах порта, направления главного луча волнения, ширины ворот, характера внутреннего контура акватории, а также с учетом потерь энергии волны в результате дифракции и затухания ее на пути следования.

Числовые значения входящих в рекомендуемые формулы коэффициентов зависят от соотношения между шириной ворот и длиной исходной волны.

К сожалению, полученные эмпирические формулы достаточно сложны. Однако они уже нашли применение в проектной практике и облегчают предварительный выбор варианта компоновки, который может быть затем проверен в лаборатории.

По разделу воздействия волн на сооружения следует прежде всего остановиться на вопросе действия волн на вертикальную стенку.

В прежних нормах (ГОСТ 3522-46) для вертикальных стенок, имеющих глубину перед стенкой больше критической, был рекомендован метод Сенфлу. Опубликованный в 1928 г. французским инженером Сенфлу этот метод нашел широкое распространение как у нас, так и за рубежом. Он основан на гидромеханическом решении задачи воздействия стоячей волны на стенку, выведенной из так называемой линейной теории волн, в которой члены второго и высшего порядка отбрасывались. Внедрению этого способа способствовало то, что Сенфлу, помимо полного, достаточно сложного решения в координатах Лагранжа, дал упрощенное графическое решение, весьма удобное для инженерных расчетов.

Однако новейшие исследования стоячих волн и их действия на вертикальные стенки показали, что не только приближенное, но и полное решение Сенфлу в ряде случаев очень сильно отклоняются от того, что мы имеем в натуре.

Внедрение в лабораторную технику более совершенных электронных приборов позволило установить, что воздействие стоячих волн на вертикальные стенки значительно сложнее, чем это вытекало из теории Сенфлу. Выявилось, что максимальное давление волны на стенку отвечает не моменту подхода к стенке гребня волны, а происходит раньше и позже этого и что в момент прохода уровня через состояние покоя волновое давление не равняется нулю вопреки теории Сенфлу. Эти результаты лабораторных исследований, впервые полученные в Московском инженерно-строительном институте (МИСИ), подтвердились затем результатами лабораторных исследований за рубежом и нашли себе теоретическое объяснение в гидромеханических решениях, основанных на уравнениях, учитывающих члены второй степени. Такие решения были разработаны А. И. Кузнецовым (МИСИ) и французским ученым Миш. Натурные исследования действия стоячих волн на вертикальную стенку, проведенные на Сочинской волноисследовательской станции Центрального научно-исследовательского института Морского флота (ЦНИИМФ) (К. Т. Кушкис и В. Н. Логинов), полностью подтвердили эти лабораторные и теоретические исследования. Поэтому в новые нормы включен метод А. И. Кузнецова, отражающий современные познания в области действия стоячих волн на вертикальные стенки. Для упрощения относительно сложных расчетов к нормам приложен ряд графиков. Как показали лабораторные и натурные исследования у нас и за границей (Италия),

правильная установившаяся стоячая волна не всегда дает максимальное давление, и при подходе к сооружению группы волн большие волны, следующие за малыми, дают большие давления, а поэтому в новые нормы введен поправочный коэффициент 1,1.

Ввиду того, что при проектировании часто возникает необходимость в предварительных более грубых расчетах, нормы в этом случае допускают пользование приближенной формулой Сенфлу с введением поправочных коэффициентов, зависящих от относительной глубины $\left(\frac{H}{\lambda}\right)$ и крутизны волны.

Новые нормы уточняют также предел применимости расчета на действие стоячей волны.

Поскольку большое число морских оградительных сооружений располагается в мелководной зоне близко от критических глубин, а часть — и в зоне прибойных волн, то большое значение для практики имеет определение воздействия на сооружение разбитых (точнее разбивающихся о сооружение) волн и волн прибойных.

Сложность явления, относящегося к вихревым движениям жидкости, не позволила пока дать строгое теоретическое решение этого вопроса. Поэтому в основу положены эмпирические решения. В прежнем стандарте рекомендовалась формула японского ученого Хирои и наше приближенное решение для прибойной волны. Однако ряд новых исследований, главным образом лабораторных, а также натурных, позволил предложить новые, более обоснованные, хотя также эмпирические решения.

По действию разбивающихся волн такое решение по схеме, разработанной В. Н. Логиновым с некоторыми поправками Комиссии, было принято в виде диаграммы, заменяющей динамическое воздействие волны условной статической нагрузкой.

В. И. Петрашенем было выдвинуто предложение о переходе от статического метода расчета сооружений на действие разбитой волны к динамическому с учетом колебаний мола и инерционных сил.

Признавая принципиально такое предложение правильным, Комиссия все же сочла, что на современном уровне наших знаний мы не имеем еще достаточно данных для практического его применения, так как, помимо присоединенной массы воды, необходимо учитывать и колебательные движения основания сооружения, представленного обычно в виде каменной наброски, уложенной на разнородных естественных грунтах. В нормах, однако, отмечается, что при возможности в дальнейшем достаточного обоснования всех входящих в динамический расчет параметров этот метод может быть использован.

Для воздействия прибойной волны принят метод, разработанный М. Э. Плакида, который также исходит из условной статической эпюры. За основу взято сделанное нами в свое время предложение, принятое в прежнем ГОСТ, но с учетом ряда коррективов, основанных на последних исследованиях ЦНИИЭВТ, позволивших снизить величину давления, передаваемого на стенку.

Для прибойной и разбитой волн на основе последних лабораторных и натурных исследований внесены уточнения в определение взвешивающих волновых давлений, действующих на сооружение снизу. Величина взвешивающего давления при действии разбитой и прибойной волн получается меньше, чем при стоячей волне, что учитывается коэффициентом порядка 0,7.

Благодаря созданию на реках СССР больших водохранилищ, вопрос о воздействии волны на сооружения с наклонной гранью (откосы) приобрел особенно большое значение, так как все земляные сооружения (плотины, дамбы и т. п.) приходится проектировать с учетом воздействия на них волны.

В ГОСТ 3255-46 были даны рекомендации по определению воздействия волн на откосные сооружения в соответствии с гидравлической теорией, предложенной нами еще в 1937 г. Новых теоретических работ по этому вопросу с тех пор не появилось, но рядом исследователей в МИСИ, ВОДГЕО, ВНИИГС и других организациях был проведен большой комплекс экспериментальных исследований с применением киносъемки и осциллографирования. Это позволило уточнить ряд параметров, входящих в предложенные нами в свое время формулы. Наиболее полные исследования взаимодействия волн с наклонной стенкой были проведены в МИСИ (А. Г. Сидоровой, Е. В. Курловичем и особенно Г. Д. Хасхачихом). Результаты этих исследований, а также исследований других авторов были учтены при составлении настоящих ТУ.

По сравнению с ГОСТ 3255-46 прежде всего учтено влияние длины (крутизны) волны как одного из факторов высоты наката волны на откос.

Уточнен вопрос о месте обрушения волны над откосом и отметке гребня в момент отрыва от нее падающей струи. Выявлено смягчающее влияние водной подушки над откосом, которая ослабляет удар об откос падающей струи. Выявлена диаграмма распределения вдоль по откосу давления от разбившейся на откосе волны и, наконец, дана эмпирическая зависимость (предложенная Н. Н. Зайцевым — ВНИИГС) для веса камней, устойчивых при различных заложениях откоса и параметрах волн.

Эти изменения и дополнения к теории воздействия волнения на наклонные стенки несомненно будут широко использованы проектировщиками и гарантируют получение более обоснованных решений.

Помимо массивных сплошных сооружений типа вертикальной или наклонной стенки, действию волн подвергаются и сооружения, представляющие собой отдельно стоящие опоры или целые сквозные конструкции. До недавнего времени действие волн на такие сооружения не было изучено. Широко развившееся в последнее время строительство морских оснований под нефтяные вышки, а также строительство морских эстакад общим протяжением в десятки километров для сообщения морских нефтепромыслов с берегом — вызвало необходимость изучения воздействия на них волн. С тем же вопросом мы встречаемся при строительстве причалов на открытых морских побережьях и в ряде других случаев. Лабораторные исследования воздействия волн на отдельные опоры и на группы их проводились в МИСИ им. Куйбышева А. А. Каспарсоном и А. В. Афонским, в Ленинграде Д. Д. Лаппо и другими.

Широкие натурные наблюдения проводились по просьбе института Гипроморнефть на Каспийском море, Государственным океанографическим институтом (В. Е. Глуховским и Я. Г. Виленским). Эти исследования накопили достаточный материал для разработки раздела V ТУ.

В разделе V предлагается зависимость вида

$$P_x = C_x \rho \frac{v_x^2}{2} D + C_m \cdot \rho \frac{\pi D^2}{4} j_x,$$

где

P_x — горизонтальная составляющая волнового давления;
C_x — коэффициент сопротивления;
C_m — коэффициент присоединенной массы жидкости;
v_x — горизонтальная составляющая скорости движения жидкости;
j_x — ускорение частиц жидкости в рассматриваемой точке;
D — диаметр элемента.

Скорости и ускорения вычисляются теоретически в зависимости от зоны расположения конструкции (глубоководная, мелководная и прибойная зоны).

Даны рекомендации по определению значения C_x в зависимости от числа Рейнольдса для различных типов сечения опор и разных случаев их взаимного расположения в плане.

Расчетные формулы даются для двух случаев при $\frac{\lambda}{D} \geqslant 30$ и при $\frac{\lambda}{D} \leqslant 30$.

В проектной практике морских нефтепромыслов предлагаемые методы (случай $\frac{\lambda}{D} > 30$) уже широко применялись.

Новым разделом ТУ является раздел VI, определяющий волновые нагрузки на берегоукрепительные сооружения.

За последние 10 лет у нас построено большое количество морских берегоукрепительных сооружений, главным образом на берегах Черного моря. Сочинской лабораторией морских сооружений ЦНИИС Министерства транспортного строительства СССР (А. М. Ждановым и В. С. Гамаженко) проведены большие лабораторные и натурные исследования воздействия волн на различные типы берегоукрепительных сооружений — волноотбойные стенки, буны и берегозащитные затопленные волноломы; при этом были применены новейшие электронные приборы.

Кроме того, проводилось наблюдение за работой большого числа построенных сооружений. Это позволило разработать методику определения волновых воздействий на берегоукрепительные сооружения, которая была уже зафиксирована в ведомственных нормах Министерства транспортного строительства и использовалась при проектировании этих сооружений. Эти нормы после рассмотрения их Комиссией и внесения некоторых коррективов на основании опыта других организаций и включены в проект ТУ.

Отличительной особенностью морских берегоукрепительных сооружений, влияющей на характер воздействий на них волн, является то, что они расположены в IV волновой зоне (приурезовой), где волны окончательно разрушаются и в виде волнового потока выкатываются на береговой откос.

Нормы дают указание по определению расчетных элементов волн в этой зоне, дают расчетные формулы для определения воздействия волн при косом их подходе к сооружению, а также воздействия на наклонные поверхности, которое в данном случае отлично от воздействия волн на откосы, расположенные в глубоководной (I) или мелководной (II) зоне.

Так, для берегоукрепительного сооружения, расположенного под углом α к фронту волны и имеющему уклон к вертикали под углом β, давление на 1 $м^2$ P_α определяется по формуле

$$P_\alpha = 0{,}5P_0(1 + \cos^2\alpha \cdot \cos^2\beta).$$

Приложение IV ТУ (редактор Н. Е. Кондратьев) посвящено вопросу воздействия волн на берега водоемов.

Волнение является одним из основных факторов, влияющих на постоянное изменение берегов. На берегах морей и озер процессы переформирования берегов волнением происходят сравнительно медленно, поскольку благодаря многовековому воздействию волн профиль берега находится в состоянии «динамического равновесия». Во вновь образуемых на реках водохранилищах, площадь которых достигает часто тысяч квадратных километров и на поверхности которых под влиянием сил ветра образуется значительное волнение, процесс переработки берегов волнением происходит весьма интенсивно, резко изменяется поперечный профиль прибрежных участков и изменяется положение уреза берега.

При проектировании водохранилищ необходимо заранее прогнозировать переработку берега и установить, насколько бровка высоких берегов продвинется в сторону суши, так как это связано с переносом на новое место городов, жилых поселков, промышленных предприятий и дорог.

В связи с образованием в последние годы крупных водохранилищ на Днепре, Волге, Каме, Дону и сибирских реках рядом научных и инженерных организаций проведены большие исследования переработки берегов с выявлением основных топографических, геологических и гидрологических факторов, влияющих на данный процесс.

Процесс переработки берегов водохранилищ имеет особенное значение для относительно крутых склонов и заключается в размыве и уположении склона с обрушением надводной части склона и продвижением верхней кромки берега в сторону суши, а также в образовании в подводной части склона аккумулятивной части отмели, на которой происходит разбивание подходящих к берегу волн.

Соотношение объемов абразии и аккумуляции зависит от относительного содержания в береговых породах мелких частиц, которые уносятся и отлагаются на больших глубинах, и от наличия косого подхода волн к берегу, создающего продольные (вдоль берега) потоки наносов.

Весь процесс весьма сложен и зависит от большого количества факторов.

При обсуждении методов прогнозирования переработки берегов, предложенных разными научными организациями, наиболее обоснованным оказался метод Государственного гидрологического института (Н. Е. Кондратьев), который и был рекомендован нормами.

Метод этот, как и методы остальных авторов, рассматривает лишь плоскую задачу, т. е. не учитывает продольного перемещения наносов, которые пока недостаточно изучены; он позволяет произвести расчет: 1) предельного положения береговой отмели, 2) береговых переформирований, вызванных волнением заданных параметров при постоянном уровне воды, 3) береговых переформирований при переменном уровне воды и 4) прогнозирования переформирований на заданный срок.

Все расчеты делаются с учетом обеспеченности волн различных размеров и с учетом степени размывания различных пород.

Данный метод, к сожалению, требует очень трудоемких вычислений. Он рекомендуется для нижних частей водохранилищ, где волна достигает наибольшего размера и переработка берега идет наиболее интенсивно. Для средних зон водохранилища, где переработка идет менее интенсивно, допускается применение упрощенного метода, разработанного Е. Г. Качугиным, который не требует столь трудоемких вычислительных работ.

В дальнейшем, несомненно, потребуется продолжение исследований этого сложного вопроса, с одной стороны, в направлении более полного учета всех факторов, в частности наличия продольного перемещения наносов, с другой стороны — в направлении упрощения методики расчетов.

Большое народнохозяйственное значение правильного учета переформирования берегов водохранилищ несомненно активизирует работы наших научных организаций по решению указанных выше вопросов.

Последний раздел ТУ (ред. А. В. Михайлов) посвящен вопросу об определении воздействия судовых волн на крепление откосов судоходных каналов. При строительстве судоходных каналов значительная стоимость падает на устройство крепления земляных откосов каналов (во избежание размыва их судовыми, корабельными, волнами).

Для правильного конструирования и расчета этих креплений до последнего времени не существовало никаких нормативных указаний.

Проведенные в течение последних 10 лет ЦНИИЭВТ (П. К. Божич, П. А. Шанкин) лабораторные и натурные исследования на канале им. Москвы позволили, с одной стороны, установить связь между скоростью движения судна и его миделевым сечением, а также поперечным сечением канала и величиной судовой волны, а с другой — выявить характер взаимодействия судовой волны с откосом канала и элементами его крепления.

Высота судовой волны пропорциональна квадрату скорости движения судна

$$h_c = \beta \frac{v^2}{2g},$$

где

$$\beta = 2{,}5\left[1 - \left(1 - \frac{1}{\sqrt{4{,}2 + n}}\right)\left(\frac{n-1}{n}\right)^2\right]$$

(здесь n — отношение живого сечения канала к миделевому сечению судна).

Хотя натурные исследования охватывают недостаточный диапазон (почему их следует продолжить), однако предложенные зависимости с известным приближением дают возможность решать практические задачи при проектировании креплений судоходных каналов.

Один лишь перечень различных вопросов методики определения волновых воздействий на сооружения и берега с краткой их характеристикой, которые приведены в настоящей статье, дает представление о значении работы, проведенной научным коллективом, объединенным Волновой комиссией Совета по проблемам водного хозяйства АН СССР. Надо надеяться, что новые ТУ рассмотренные и утвержденные Госстроем, окажут значительную помощь проектирующим организациям.

В то же время ряд вопросов методики волновых воздействий требует дальнейшего углубленного изучения для внесения уточнений и дополнений в разработанные Технические условия.

ЛИТЕРАТУРА

1. В. В. Шулейкин. Развитие морских волн от зарождения до наибольшей крутизны. Докл. АН СССР, 1958, **123**, № 6.
2. В. В. Шулейкин. Точный интеграл уравнения поля ветровых волн в океане и его физическое значение. Докл. АН СССР, 1958, **121**, № 6.
3. В. В. Шулейкин. Физические основы прогноза ветровых волн в океане. Изв. АН СССР, сер. геофиз., 1959, № 5.

В. Е. Ляхницкий

ОБ ИЗУЧЕНИИ ДЕЙСТВИЯ ВОЛН В ПОСТОЯННОМ КОМИТЕТЕ ПРИ МЕЖДУНАРОДНОЙ АССОЦИАЦИИ КОНГРЕССОВ ПО СУДОХОДСТВУ

Развитие морских и речных сообщений во второй половине XIX в. вызвало в разных странах Европы необходимость разрешения разнообразных сложных технических и экономических задач в области транспортной гидротехники. В связи с этим в инженерных кругах различных стран возникла мысль о необходимости организованного обмена опытом в этой области.

По инициативе французских, бельгийских и русских инженеров (в том числе профессора Тимонова В. Е.) в 1894 г. была создана Постоянная Международная ассоциация конгрессов по судоходству. С тех пор в течение более 60 лет специально учрежденная при этой Ассоциации Постоянная комиссия организовывала через каждые 4—5 лет в разных странах Конгрессы. XI Конгресс состоялся в 1908 г. в Петербурге.

После второй мировой войны Конгрессы созывались в 1947 г. в Лиссабоне, в 1952 г. в Риме и в 1957 г. в Лондоне. На этих конгрессах резко выделился общий интерес к оценке волновых нагрузок на самые дорогие в портовом строительстве объекты — оградительные сооружения. Этой теме был посвящен ряд докладов различных стран, а на конгрессе в Риме было решено организовать при Ассоциации специальный Постоянный комитет по изучению воздействия волн на сооружения. Председателем его был избран французский профессор Де-Рувилль, в состав вошли представители наиболее заинтересованных в этой проблеме стран — Италии, Испании и Франции. Позднее в Комитет был введен и представитель СССР. На Лондонском конгрессе в 1957 г. программа Комитета была расширена: в нее было включено предложенное советским делегатом исследование волн долгого периода (сейш), оказывающих значительное влияние на портовые акватории.

Раз в два года Комитет собирается для подытоживания достижений различных стран в области изучения волнения, и в частности явления сейш. Для этого национальные секции Ассоциации в различных странах регулярно сообщают Комитету о новых достижениях в области изучения действия волн.

Результаты обсуждений этих достижений на своих заседаниях Комитет опубликовывает в бюллетенях Ассоциации, выходящих два раза в год.

Так, в бюллетене № 45 (1956 г.) помещены интересные сведения об изучении волновых явлений, приведших зимой 1950 г. к крупной катастрофе — разрушению значительного участка волнолома в Генуэзском порту. В этом же бюллетене помещен отчет о заседании Комитета, в котором приняли

участие представители Франции,Италии,Испании,а также инженеры из Алжирского порта, Нидерландов, Португалии и США. На заседании были даны оценки действия волн на сооружения, методики расчета последних и т. д.

В бюллетене Ассоциации № 47 приведены сведения о заседании Комитета по волнам, состоявшемся в июне 1957 г., в котором впервые приняли участие представители СССР, Англии и Западной Германии.

На этом заседании представитель Нидерландов инженер Фергюсон сделал сообщение о новых приборах для измерения элементов волн, затем о применении перфорированных лент для последующей обработки на электронных машинах собранных данных и о радарном методе наблюдения волн. Фергюсон рассказал также о применяемых в Нидерландах методах съемки плана волн, в частности о фотограмметрическом, когда съемка производится с двух самолетов, фотоаппараты которых синхронизированы для получения стереоскопического изображения поверхности моря, и о радарном, также дающем весьма хорошие результаты.

Представитель Италии проф. Гангеман сообщил новые данные о работе волноисследовательской станции в Неаполе.

Представитель порта Алжир сделал краткое сообщение о проведенном в этом порту за два последних года статистическом изучении количества судов, грузовые операции с которыми в этом порту были затруднены вследствие волнения внутри порта, а также о количестве судов, которые пришлось в порту переставлять из-за неспокойной стоянки. В порту Алжир установлено наблюдение за швартовкой судов, для чего разработана специальная анкета, в которой регистрируются все обстоятельства швартовки; анкета вручалась для заполнения капитану каждого судна. В порту создана пространственная модель для изучения явлений тягуна (волн долгого периода) на акватории порта. Наблюдения на модели прекрасно подтвердили теоретические выводы и дали возможность вносить в план порта изменения, смягчающие волнение на акватории.

Американский представитель инженер Старк сообщил, что явление тягуна изучается в США во многих портах, в особенности на Тихоокеанском побережье, как в натуре, так и в лабораториях Калифорнийского технологического института, а также в Институте океанографии на Атлантическом побережье.

Многочисленные лабораторные и натурные исследования швартовых усилий, вызываемых волнением, ведутся ведомством военно-морского флота США в натуре и в лабораториях (в бассейнах) в портах Калифорнии и штата Вашингтон и в ряде других пунктов.

Работы по установлению критерия для предсказания происхождения и распространения волн ведутся ведомством военного флота и Бюро погоды США. Ведутся также исследования действия волнения на свайные конструкции, на наклонные стенки и на каменную наброску.

Представитель Советского Союза профессор В. Е. Ляхницкий сделал краткое сообщение о проводящихся в СССР исследованиях волнения — теоретических, натурных и лабораторных, которые были уже доложены в официальном докладе на XIX Международном судоходном конгрессе в Лондоне. Он сообщил также о новых исследованиях, которые выполняются в последние годы на крупных искусственных морях-водохранилищах, созданных на Волге и Днепре в связи со строительством гидроэлектростанций; на этих морях возникают волны трехметровой высоты, под действием которых формируются берега этих новых морей.

Председатель профессор Де-Рувилль сообщил кратко об исследованиях волнения, проведенных в Булонском порту, и упомянул о возможности получения некоторой финансовой помощи от ЮНЕСКО для исследования волнения в тех странах, которые могут быть в этом заинтересованы.

Следующее заседание Международного комитета по изучению волнения намечено на 1960 г.

На XIX Международном конгрессе по судоходству, состоявшемся в 1957 г. в Лондоне, на базе собранных Комитетом данных обсуждался вопрос о происхождении и действии волн большого периода в портах. Были заслушаны доклады десяти стран — Англии, Франции, США, Западной Германии, Нидерландов, Италии, Португалии, Индии, Японии и Южно-Африканского Союза; это свидетельствует об интересе, связанном с проблемой защиты от волн долгого периода в портах.

Конгресс постановил включить в работу Постоянного Комитета по волнам при Ассоциации вопросы прогнозирования тягуна, включая его параметры, допустимые в портовых водах, а также вопрос швартовки судов при его наличии. При этом Конгресс обратил внимание на необходимость использовать при дальнейшем изучении волн, и в частности тягуна, материалы последнего Международного геофизического года.

Комитет по изучению волн собирает литературные материалы разных стран, а также библиографические данные в области изучения волнения.

Работы Комитета по изучению волн, концентрирующего новые достижения в этой области во всех странах, позволяют устанавливать полезный контакт между учеными и инженерами различных стран, что содействует лучшему освоению достигнутых успехов и скорейшему продвижению научной мысли в этой области.

Д. Д. Лаппо

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВОЛНОВОГО ДАВЛЕНИЯ НА ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИЕ ОПОРЫ И ЭЛЕМЕНТЫ СКВОЗНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В действующем государственном стандарте 3255-46 «Воздействия волновые» вопрос о волновом воздействии на отдельно стоящие опоры и элементы сквозных сооружений не затронут. Между тем, уже после издания этого стандарта в СССР приобрело широкий размах строительство морских нефтепромыслов, у нас и за границей стали возводиться различного рода причалы на незащищенной акватории, разработаны конструктивные решения сквозных оградительных сооружений, имеющих в своем составе элементы в виде отдельно стоящих опор.

Анализ опыта проектирования и строительства упомянутых и аналогичных им сооружений показал, что опоры могут быть цилиндрическими различных диаметров в пределе до 10—15 *м* или призматическими — с наибольшим поперечным размером того же порядка. Длина расчетной волны обычно равна 40 ÷ 60 *м* и более. Таким образом, отношение расчетной длины волны к наибольшему размеру опоры равно четырем и более. Расстояние между опорами чаще всего превышает четыре ширины опор, а в таком случае с известным приближением их можно считать отдельно стоящими, т. е. можно пренебрегать взаимным влиянием опор на величину силового воздействия набегающих волн.

Характерной особенностью исследуемого процесса является то, что отдельно стоящие опоры указанных выше размеров вносят незначительные изменения в волновое поле прогрессивной волны. Влияние отражения волн можно считать пренебрежимо малым; опоры как бы обтекаются набегающими волнами. Силовое воздействие волн на отдельно стоящие опоры проявляется по всей их боковой поверхности как с передней, так и с тыльной сторон.

Поставленная задача в общем виде сформулирована следующим образом.

Препятствие, имеющее круглое, эллиптическое, квадратное или прямоугольное поперечное сечение, закреплено неподвижно и может иметь полную или неполную высоту (рис. 1). На препятствие набегает волна, профиль которой на подходе имеет правильную (неискаженную) форму. Требуется определить величину волнового давления на препятствие в зависимости от его размеров и формы при набегании волны, характеризующейся известными параметрами.

При теоретическом и лабораторном исследованиях поставленной задачи приняты следующие обозначения: h — высота волны; λ — длина волны; τ — период волны, ось ox расположена на спокойном горизонте и ориентирована слева направо; ось oz совпадает с вертикальной осью препятствия и направлена снизу вверх; x и z — координаты частицы воды в движении;

x_0 и z_0 — координаты частицы воды в покое; g — ускорение силы тяжести; γ — объемный вес воды; $2a$ — размер опоры вдоль луча волны; $2b$ — размер опоры вдоль фронта волны; d — диаметр круглоцилиндрической опоры; H — глубина моря.

Остальные обозначения поясняются по ходу изложения результатов исследования.

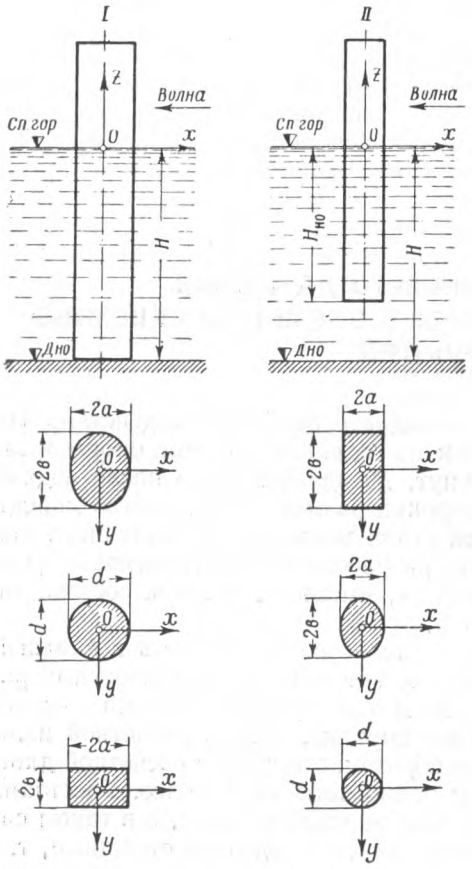


Рис. 1. К постановке задачи о силовом воздействии волн на отдельно стоящую опору: полной (*I*) и неполной (*II*) высоты

С 1947—1948 гг. в СССР и почти одновременно за границей проводился ряд лабораторных и теоретических исследований силового воздействия волн на отдельно стоящие опоры и сваи.

Первые шаги в научном решении этой задачи были предприняты значительно раньше [1], но обобщенные формулы, рекомендуемые для инженерных расчетов волнового давления, появились в более поздних работах [2—6].

Анализ известных из опубликованной литературы рекомендаций по расчету волнового давления на отдельно стоящие опоры и сваи показал, что предложенные ранее формулы справедливы в очень узком диапазоне соотношений размеров опор к основным характеристикам волнения. Некоторые формулы неверно отражают характер зависимости волнового давления от длины волны, в отдельных случаях в формулах даже не согласуются размерности. В связи с этим возникла необходимость в дальнейших экспериментальных и теоретических исследованиях. В результате автором получены приближенные аналитические зависимости, удовлетворительно согласующиеся с лабораторными и некоторыми натурными данными, чем, по нашему мнению, восполняется пробел в изучении силового воздействия волн на отдельно стоящую опору или сваю для многих практических случаев.

ПРИБЛИЖЕННЫЕ АНАЛИТИЧЕСКИЕ ФОРМУЛЫ РАСЧЕТА ВОЛНОВОГО ДАВЛЕНИЯ НА ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИЕ ОПОРЫ

§ 1. Цилиндрические опоры

В основу вывода расчетной зависимости волнового давления на цилиндрическую опору положена известная в гидромеханике задача обтекания цилиндрических тел плоскопараллельным потоком идеальной жидкости. Используя некоторые положения этой теории и преломляя их применительно к задаче о взаимодействии волн с обтекаемыми цилиндрическими

преградами, автор [4] получил следующую исходную формулу[1]:

$$P_{xz_0} = -\frac{\gamma}{g} b (a+b) \left[\frac{dv_x}{dt}\right]_{\text{ср}} 4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \eta \, d\eta +$$

$$+ \frac{\gamma}{g} b (a+b)^2 \frac{[v_x^2]_{\text{ср}}}{2} 4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\sin^2 \eta \cos \eta d\eta}{a^2 \sin^2 \eta + b^2 \cos^2 \eta}, \qquad (1,1)$$

где

P_{xz_0} — горизонтальная проекция силы, суммированной по всей боковой поверхности опоры на участке единичной высоты; центр рассматриваемого участка погружен под спокойный горизонт на глубину z_0;

$[v_x]_{\text{ср}}$ — проекция на горизонтальную ось средней (в ближайшей к препятствию области) скорости орбитального движения частиц в прогрессивной волне до установки препятствия;

t — параметр времени;

η — независимая переменная, причем изменение ее в пределах от 0 до $\frac{\pi}{2}$ указывает на то, что интеграл берется на одной четвертой части поверхности эллиптического цилиндра.

Из рассмотрения формулы (1,1) следует, что суммарная сила волнового давления на отдельно стоящую опору возникает от действия двух составляющих: одной, имеющей инерционную природу, и второй, имеющей природу силы удара.

Инерционный компонент силы давления на обтекаемую опору пропорционален ускорению движения частиц жидкости (при отсутствии опоры) и соответственно — увеличенной массе жидкости, вытесняемой опорой. Увеличение массы связано с появлением дополнительной силы для преодоления инерции массы жидкости. Вторая составляющая суммарной силы давления возникает из-за внезапного изменения скорости движения частиц при обтекании опоры. В данном случае изменение скорости происходит по величине и по направлению с передней и с тыльной сторон преграды, что вызывает возникновение в любой момент времени одинаково направленных волновых давлений. С некоторым запасом в сторону увеличения вторая составляющая суммарной силы давления принята одинаковой по абсолютной величине с передней и с тыльной сторон преграды.

В теории обтекания цилиндрических тел плоскопараллельным потоком в расчет вводится скорость на бесконечном удалении от преграды, т. е. скорость, не искаженная присутствием обтекаемого тела.

В рассматриваемой задаче вопрос о выборе расчетной скорости осложняется тем, что на преграду воздействует бегущая волна, которую лишь условно можно считать плоскопараллельным потоком при обтекании вертикально расположенных преград. Мысленно разместим опору в таком месте по оси ox, в котором вертикальная проекция орбитальной скорости равна нулю. Тогда средние значения горизонтальной проекции скорости и ускорения на участке по горизонтали протяженностью $3a$ можно определять по следующим зависимостям:

$$[v_x]_{\text{ср}} = K_v \frac{h}{2} \frac{gk}{\sigma} \frac{\operatorname{ch} k(z_0 + H)}{\operatorname{ch} kH} \cos \sigma t, \qquad (1,2)$$

$$\left[\frac{dv_x}{dt}\right]_{\text{ср}} = -K_v \frac{h}{2} gk \frac{\operatorname{ch} k(z_0 + H)}{\operatorname{ch} kH} \sin \sigma t, \qquad (1,3)$$

[1] Здесь по сравнению с формулой, приведенной в работе автора [4, стр. 129], изменены на обратные знаки обоих слагаемых и указаны другие пределы интегрирования.

где

$$K_v = \frac{1}{1{,}5a} \int_0^{1{,}5a} \cos kx_0\, dx_0, \tag{1,4}$$

$$\sigma = \sqrt{gk \operatorname{th} kH}, \tag{1,5}$$

k_v — коррективы скорости, характеризующий отношение средней скорости к скорости при $\cos kx_0 = 1$.

Результаты расчетов значений корректива скорости по формуле (1,4) представлены в виде графика (рис. 2).

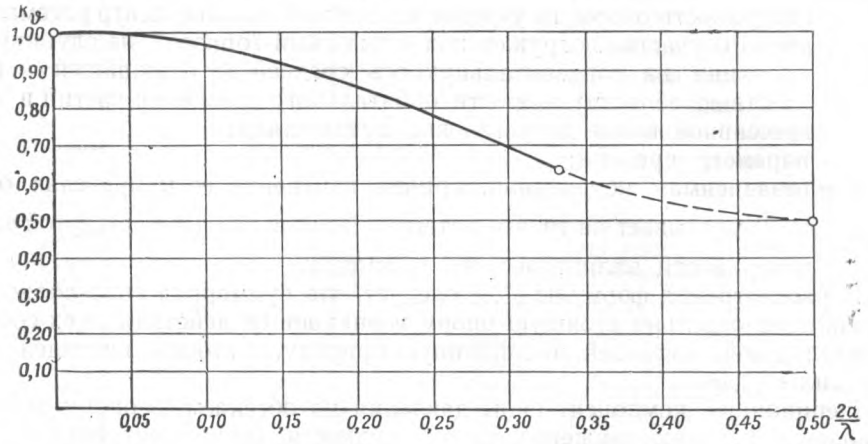


Рис. 2. Значения корректива скорости K_v в зависимости от отношения размера опоры $2a$ по лучу волны к длине волны λ: $K_v = f\left(\frac{2a}{\lambda}\right)$

Подставим в уравнение (1,1) значения скорости и ускорения, определяемые по зависимостям (1,2) и (1,3), и произведем интегрирование. Заметим, что первый интеграл решается элементарно и дает в пределе $\frac{\pi}{4}$; решение второго интеграла получает различный вид, в зависимости от соотношения между полуосями эллипса a и b. В последующем рассмотрены три случая: $a > b$, $a < b$ и $a = b = \frac{d}{2}$, в соответствии с этим расчетные формулы будут иметь следующий вид.

Случай 1: $a > b$

$$P_{xz_0} = K_v \gamma b (a+b)\, \frac{\pi h}{2}\, k\, \frac{\operatorname{ch} k(z_0+H)}{\operatorname{ch} kH} \sin \sigma t + \\ + K_v^2 \gamma b \frac{a+b}{a-b} \left[1 - \frac{b}{\sqrt{a^2-b^2}} \operatorname{arctg}\left(\frac{1}{b}\sqrt{a^2-b^2}\right)\right] \times \\ \times h^2 k \frac{\operatorname{ch}^2 k(z_0+H)}{\operatorname{sh} 2kH} \cos^2 \sigma t. \tag{1,6}$$

Суммарное волновое давление на цилиндрическую опору, основание которой покоится на глубине $H_{но}$ (см. рис. 1, *II*), определится интегрированием выражения (1,6) в пределах изменения z_0 от $-H_{но}$ до 0, что приводит после подстановки $k = \frac{2\pi}{\lambda}$ к окончательной расчетной формуле в следующем виде:

$$P_x = A \sin \sigma t + B \cos^2 \sigma t, \tag{1,7}$$

где

$$A = K_v \gamma \pi b (a+b) \frac{h}{2} \frac{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda} H - \operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}(H - H_{но})}{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\lambda} H}, \quad (1,8)$$

$$B = K_v^2 \gamma b \frac{a+b}{a-b}\left[1 - \frac{b}{\sqrt{a^2-b^2}} \operatorname{arctg}\left(\frac{1}{b}\sqrt{a^2-b^2}\right)\right] \times$$
$$\times \frac{h^2}{4} \frac{\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda} H - \operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda}(H - H_{но}) + \frac{4\pi}{\lambda} H_{но}}{\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda} H}. \quad (1,9)$$

Случай 2: $a < b$

$$P_{xz_0} = K_v \gamma b (a+b) \frac{\pi h}{2} k \frac{\operatorname{ch} k(z_0 + H)}{\operatorname{ch} kH} \sin \sigma t +$$
$$+ K_v^2 \gamma b \frac{a+b}{a-b}\left[1 + \frac{b}{2\sqrt{b^2-a^2}} 2{,}3 \lg \frac{b - \sqrt{b^2-a^2}}{b + \sqrt{b^2-a^2}}\right] h^2 k \frac{\operatorname{ch}^2 k(z_0+H)}{\operatorname{sh} 2kH} \cos^2 \sigma t. \quad (1,10)$$

Суммарное волновое давление на цилиндрическую опору, основание которой покоится на глубине $H_{но}$, в данном случае определится, как и в случае 1, по формуле (1,7) с подстановкой в нее значений A по зависимости (1,8); выражение для B приобретает следующий вид

$$B = K_v^2 \gamma b \frac{a+b}{a-b}\left[1 + \frac{b}{2\sqrt{b^2-a^2}} 2{,}3 \lg \frac{b - \sqrt{b^2-a^2}}{b + \sqrt{b^2-a^2}}\right] \times$$
$$\times \frac{h^2}{4} \frac{\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda} H - \operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda}(H - H_{но}) + \frac{4\pi}{\lambda} H_{но}}{\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda} H}. \quad (1,11)$$

Случай 3: $a = b = \frac{d}{2}$

$$P_{xz_0} = K_v \gamma \frac{\pi d^2}{4} \frac{2\pi h}{\lambda} \frac{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\lambda}(z_0 + H)}{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\lambda} H} \sin \sigma t + K_v^2 \gamma \frac{d}{3} \frac{4\pi h^2}{\lambda} \frac{\operatorname{ch}^2 \frac{2\pi}{\lambda}(z_0 + H)}{\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda} H} \cos^2 \sigma t. \quad (1,12)$$

Соответственно для суммарной силы волнового давления на круглоцилиндрическую опору в данном случае также справедлива формула (1,7), в которую должны подставляться значения A и B, определяемые по выражениям

$$A = K_v \gamma \frac{\pi d^2}{4} h \frac{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda} H - \operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}(H - H_{но})}{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\lambda} H}, \quad (1,13)$$

$$B = K_v^2 \gamma \frac{d}{6} h^2 \frac{\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda} H - \operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda}(H - H_{но}) + \frac{4\pi}{\lambda} H_{но}}{\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda} H}. \quad (1,14)$$

Для конкретных исходных данных о размерах опоры, параметрах волн и глубине моря величины A и B имеют постоянные значения. Тогда

наибольшая величина суммарной силы волнового давления определится исследованием выражения (1,7) на максимум. В результате получаем следующие два решения:

при $B \leqslant 0{,}5\ A$

$$\max P_x = A, \tag{1,15}$$

при $B > 0{,}5A$

$$\max P_x = B\left[1 + \left(\frac{A}{2B}\right)^2\right]. \tag{1,16}$$

Физическое толкование решений (1,15) и (1,16) может быть построено на базе учета взаимодействия инерционных сил и сил удара. Инерционные силы пропорциональны ускорению; они достигают максимума при минимальных значениях горизонтальной проекции скорости. Силы удара, зависящие от скорости во второй степени, достигают максимума при наибольших значениях горизонтальной проекции орбитальной скорости. Однако каждый из компонентов сил давления по-разному зависит от размеров преграды, высоты и длины волны. Расчеты и эксперименты показали, что лишь при длинных волнах и очень малых значениях отношений поперечного размера опоры к длине волны, например для сваи, составляющая волнового давления за счет силы удара имеет решающее значение. В большинстве же практических задач наибольшее и определяющее значение имеет инерционный компонент.

§ 2. Призматические опоры

На практике нередко отдельно стоящая опора имеет плохо обтекаемую форму. Горизонтальный разрез по такой опоре представляет собой прямоугольник или квадрат. В отличие от цилиндрической опоры, для которой характерно плавное изменение контура сечения любой горизонтальной плоскостью, призматическая опора имеет в горизонтальном разрезе самопересекающийся контур.

На данном этапе исследования силового воздействия волн на призматические опоры теоретическое решение не получено. По-видимому, такое решение возможно составить, опираясь на аппарат функции комплексного переменного и используя соответствующие конформные отображения.

С учетом большой сложности математических выкладок теоретического решения для призматических опор и применительно к запросам практики предложен инженерный прием определения волнового давления, основанный на использовании формул, полученных для цилиндрических опор с введением поправочных эмпирических коэффициентов, названных коэффициентами обтекания.

Для расчета волнового давления на призматическую опору рекомендуется использовать соответствующие формулы волнового давления на цилиндрическую опору, полученные в § 1. При этом различаются те же три возможных соотношения между a и b, а именно: $a>b$, $a<b$ и $a=b$. Очередность выполнения операций по расчету волнового давления остается прежней. К конечным результатам расчета множителей A и B необходимо вводить следующие значения эмпирических коэффициентов обтекания:

к инерционному компоненту силы давления

$$K_{\text{об}} = \frac{2(a+b)}{2a+b}\frac{S_{\text{пр}}}{S_{\text{цл}}}; \tag{2,1}$$

к компоненту силы давления, возникающей вследствие явления удара

$$K'_{\text{об}} = \frac{2(a+b)}{2a+b}, \tag{2,2}$$

где

$2a$ — размер опоры вдоль луча волны;

$2b$ — размер опоры вдоль фронта волны;

$S_{пр}$ и $S_{цл}$ — площади горизонтальных сечений соответственно призматической и цилиндрической опор.

Подставляя в формулу (2,1) значения площадей $S_{пр}$ и $S_{цл}$, окончательно получим

$$K_{об} = \frac{2{,}55\,(a+b)}{2a+b}. \tag{2,3}$$

Таким образом, коэффициентом обтекания, определяемым по формуле (2,3), учитываются два фактора, сказывающиеся на увеличении инерционного компонента волнового давления. Первый — обусловлен влиянием формы препятствия, т. е. тем, что вместо плавного изменения контура сечения при цилиндрических опорах в случае призматических опор контур имеет резкие изломы, у которых происходит четко выраженное вихревое движение жидкости. При этом вихри возникают и исчезают периодически с передней и с тыльной сторон преграды. Второй фактор отражает увеличение вытесненного объема жидкости призматической опорой, основные размеры которой одинаковы с соответствующими размерами цилиндрической опоры. Вследствие этого инерционный компонент во всех случаях увеличивается на одну и ту же величину, равную $\frac{4}{\pi} = 1{,}275$.

Коэффициент обтекания, определяемый по формуле (2,2), характеризует увеличение второго компонента силы давления, обусловленного только вихреобразованием в местах излома контура.

В дальнейшем произведено сравнение результатов расчета волнового давления на призматические опоры четырех типов с данными 64 опытов, при этом в каждом опыте было обработано по 10 точек, относящихся к прямому и обратному волновым давлениям. Аналитические расчеты для построения сравнительных характеристик производились по рекомендуемой методике.

§ 3. Определение точки приложения суммарной силы волнового давления на опору

В практике проектирования конструкций опор требуется знать, кроме величины силы P_x, распределение волнового давления по высоте опоры и точку приложения суммарной силы. Эпюра изменения максимального значения суммарной силы волнового давления по высоте опоры может быть построена на основе расчетов по формулам (1,6), (1,10) и (1,12), в которых численные величины тригонометрических функций $\sin \sigma t$ и $\cos^2 \sigma t$ принимаются согласно данным исследования уравнения (1,7) на максимум по следующим зависимостям

$$\left.\begin{aligned} \sin \sigma t_1 &= \frac{A}{2B} \\ \cos^2 \sigma t_1 &= 1 - \left(\frac{A}{2B}\right)^2 \end{aligned}\right\}. \tag{3,1}$$

Точка приложения максимальной суммарной силы волнового давления на опору может быть найдена расчетом, основанным на равенстве момента равнодействующей силы относительно точки, лежащей на спокойном горизонте, моменту составляющих сил относительно той же точки (рис. 3), т. е.

$$z_р = \frac{1}{P_x} \int_{-H_{но}}^{0} P_{xz_0} z_0 dz_0. \tag{3,2}$$

Подставляя в уравнение (3,2) значения P_{xz_0} и P_x с учетом зависимостей (3,1), произведя интегрирование, в результате получим

$$z_p = \frac{C \sin \sigma t_1 + D \cos^2 \sigma t_1}{A \sin \sigma t_1 + B \cos^2 \sigma t_1}, \qquad (3,3)$$

где A, B, C, D для конкретных исходных данных суть постоянные величины, определяемые по следующим формулам.

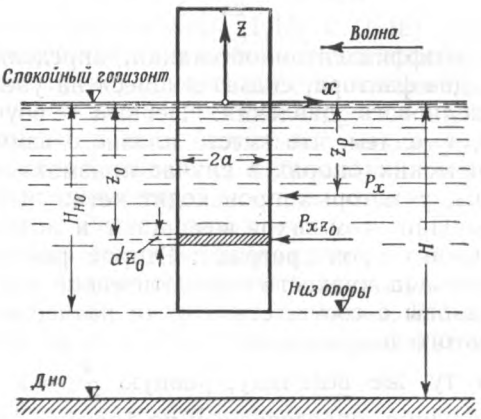


Рис. 3. Схема к определению точки приложения суммарной силы волнового давления на опору

Случай 1: $a > b$

$$C = -K_v \gamma b (a+b) \frac{\pi h}{2} \frac{1}{\operatorname{ch} \frac{2\pi}{\lambda} H} \times$$

$$\times \left[\frac{\lambda}{2\pi} \operatorname{ch} \frac{2\pi}{\lambda} H - H_{но} \operatorname{sh} \frac{2\pi}{\lambda} (H - H_{но}) - \frac{\lambda}{2\pi} \operatorname{ch} \frac{2\pi}{\lambda} (H - H_{но}) \right], \qquad (3,4)$$

$$D = -K_v^2 \gamma b \frac{a+b}{a-b} \left[1 - \frac{b}{\sqrt{a^2 - b^2}} \operatorname{arctg} \left(\frac{1}{b} \sqrt{a^2 - b^2} \right) \right] \frac{h^2}{\operatorname{sh} \frac{4\pi}{\lambda} H} \times$$

$$\times \left[\frac{\pi H_{но}^2}{2\lambda} - \frac{\lambda}{8\pi} \operatorname{sh}^2 \frac{2\pi}{\lambda} (H - H_{но}) - \frac{1}{4} H_{но} \operatorname{sh} \frac{4\pi}{\lambda} (H - H_{но}) + \frac{\lambda}{8\pi} \operatorname{sh}^2 \frac{2\pi}{\lambda} H \right]. \qquad (3,5)$$

Для A и B в данном случае справедливы формулы (1,8) и (1,9).

Случай 2: $a < b$

$$D = -K_v^2 \gamma b \frac{a+b}{a-b} \left[1 + \frac{b}{2\sqrt{b^2 - a^2}} 2{,}3 \lg \frac{b - \sqrt{b^2 - a^2}}{b + \sqrt{b^2 - a^2}} \right] \times$$

$$\times \frac{h^2}{\operatorname{sh} \frac{4\pi}{\lambda} H} \left[\frac{\pi H_{но}^2}{2\lambda} - \frac{\lambda}{8\pi} \operatorname{sh}^2 \frac{2\pi}{\lambda} (H - H_{но}) - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{4} H_{но} \operatorname{sh} \frac{4\pi}{\lambda} (H - H_{но}) + \frac{\lambda}{8\pi} \operatorname{sh}^2 \frac{2\pi}{\lambda} H \right]. \qquad (3,6)$$

Для A, B и C в данном случае справедливы соответственно формулы (1,8), (1,11) и (3,4).

Случай 3: $a = b = \frac{d}{2}$

$$C = -K_v\gamma\frac{\pi d^2}{4}\frac{h}{\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\lambda}H}\left[\frac{\lambda}{2\pi}\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\lambda}H - H_{\text{но}}\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\lambda}(H - H_{\text{но}}) - \frac{\lambda}{2\pi}\operatorname{ch}\frac{2\pi}{\lambda}(H - H_{\text{но}})\right], \tag{3,7}$$

$$D = -K_v^2\gamma\frac{2}{3}\frac{dh^2}{\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda}H}\left[\frac{\pi H_{\text{но}}^2}{2\lambda} - \frac{\lambda}{8\pi}\operatorname{sh}^2\frac{2\pi}{\lambda}(H - H_{\text{но}}) - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{4}H_{\text{но}}\operatorname{sh}\frac{4\pi}{\lambda}(H - H_{\text{но}}) + \frac{\lambda}{8\pi}\operatorname{sh}^2\frac{2\pi}{\lambda}H\right]. \tag{3,8}$$

Для A и B справедливы формулы (1,13) и (1,14).

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СИЛОВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ВОЛН НА ОТДЕЛЬНО СТОЯЩИЕ ОПОРЫ. СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ

§ 4. Методика и состав лабораторных экспериментов

Лабораторные опыты по изучению силового воздействия волн на отдельно стоящие опоры выполнялись в стеклянном волновом лотке длиной 35 *м*, шириной 1,5 *м* и высотой боковых стенок 1,2 *м*. Глубина воды в лотке изменялась от 0,5 до 0,9 *м*.

Волны создавались волнопродуктором в виде плоского щита, шарнирно закрепленного у дна в головной части лотка. Второй конец лотка оборудован волногасителем в виде наклонного щита крутизной 1 : 5. Волнопроизводящая установка позволяла создавать устойчивые волны высотой от 4 до 29—30 *см* и длиной от 100 до 400—450 *см*.

В процессе выполнения экспериментов использовался один и тот же измерительный стенд, представляющий собой жесткую пространственную раму, сделанную из газовых труб диаметром 25 *мм*. Модель крепилась к раме растяжками из проволоки диаметром 1 *мм* по схеме статически неопределимой задачи. Для измерения усилий в связях-растяжках применялись кольцевые тензодатчики суммарных давлений. Записи измеряемых характеристик осуществлялись по мостовой схеме с использованием тензостанции 8 АНЧ-7М и осциллографа ПОБ-14.

Для измерения высоты и длины волны применялись датчики сопротивления в сочетании с волномером, работавшим на переменном токе. В качестве регистрирующей части прибора использовался также осциллограф ПОБ-14.

Состав лабораторных опытов определялся, исходя из необходимости проверки соответствия теоретической и экспериментальной закономерностей изменения волнового давления в зависимости от относительных длин и относительных высот волн. Ставились две серии опытов: первая — изменялась высота волны, а все другие факторы оставались неизменными; вторая — изменялась длина волны при постоянных всех других условиях опыта. Исследовалось два класса моделей отдельно стоящих опор: цилиндрические и призматические. В качестве простейшей опоры испытывалась круглоцилиндрическая модель диаметром 250 *мм*, нижнее основание которой возвышалось над уровнем дна на 10 *см* при глубине наполнения лотка $H = 80$ *см*. Проводились опыты и с моделью опоры в виде эллиптического цилиндра, доходящего до дна, имеющего в поперечном разрезе следующие размеры: $2a = 40$ *см*, $2b = 20$ *см*.

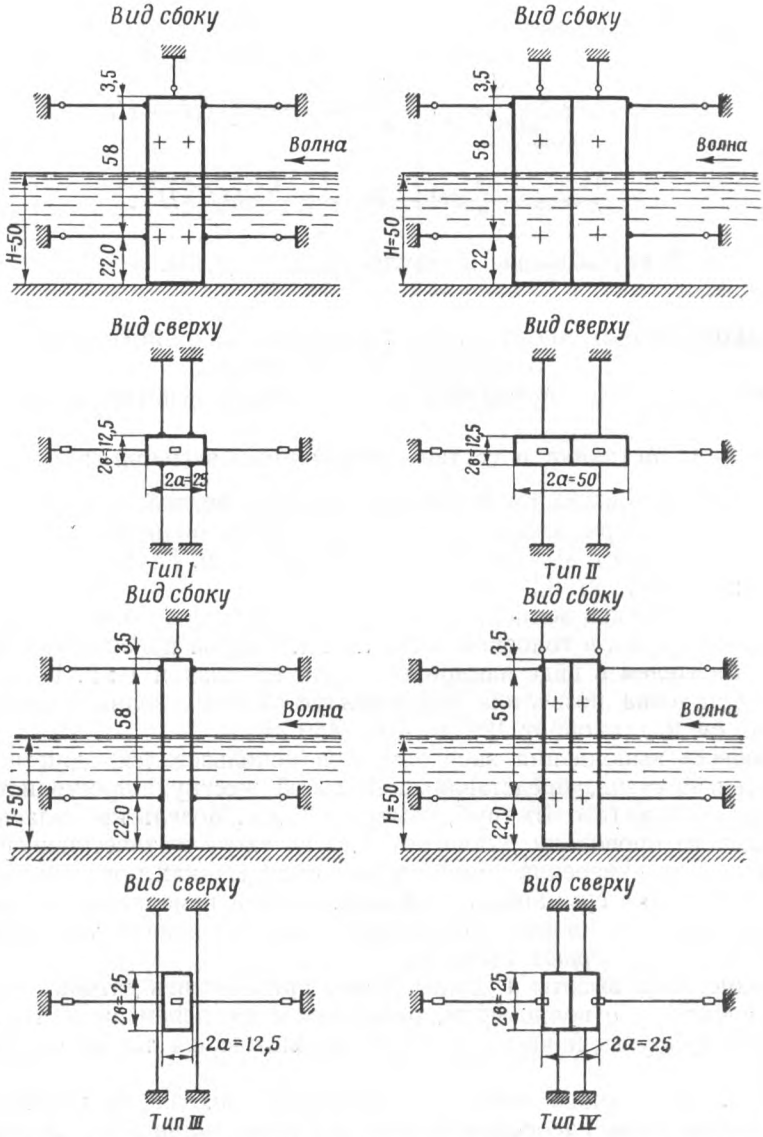


Рис. 4. Схемы крепления в лотке моделей призматических опор

Второй класс моделей включал четыре типа (I—IV) призматических опор, доходящих до дна, со следующими плановыми размерами (в *см*):

	$2a$	$2b$
I	25,0	12,5
II	50,0	12,5
III	12,5	25,0
IV	25,0	25,0

В качестве примера на рис. 4 приведены схемы крепления на растяжках моделей призматических опор.

§ 5. Сравнение лабораторных и расчетных данных

Для расчета волнового давления на круглоцилиндрическую модель опоры, нижнее основание которой вызвышалось на 10 *см* над уровнем дна, использованы формулы (1,13) и (1,14). Расчеты показали, что для всех исследованных в лаборатории случаев $B < 0{,}5A$, а поэтому $\max P_x = A$.

Результаты расчетов волнового давления на круглоцилиндрическую модель по формуле (1,13) применительно к исходным данным первой и второй серий экспериментов представлены в виде графиков на рис. 5. На этих рисунках сплошные линии соответствуют расчетным данным по формуле (1,13), пунктирные — указывают границы отклонений от теории с точностью $\pm 10\%$; данные экспериментов по частным и по средним отсчетам нанесены на графиках в виде светлых и темных треугольников и кружков.

Точка приложения силы $\max P_x$ с учетом того, что в данном случае решающим является инерционный член, может определяться по формуле

$$z_p = \frac{H_{но} \operatorname{sh} \frac{2\pi}{\lambda}(H - H_{но}) - \frac{\lambda}{2\pi}\left[\operatorname{ch} \frac{2\pi}{\lambda} H - \operatorname{ch} \frac{2\pi}{\lambda}(H - H_{но})\right]}{\operatorname{sh} \frac{2\pi}{\lambda} H - \operatorname{sh} \frac{2\pi}{\lambda}(H - H_{но})}, \qquad (5{,}1)$$

из которой следует, что z_p при определенных обстоятельствах может не зависеть от высоты волны.

Сравнительные расчетные и опытные данные по определению точки приложения силы $\max P_x$ приведены в табл. 1.

Таблица 1

Сравнительные расчетные и опытные данные по определению точки приложения силы $\max P_x$ для круглоцилиндрической опоры

Данные	λ, *см*				
	435	324	230	159	129
	z_p для $\max P_x$, *см*				
Расчетные	31,6	29,5	26,2	21,8	18,6
Опытные	29,0	28,0	25,0	23,0	19,0
Расхождение, %	8,2	5,1	4,6	5,2	2,1

Все исследованные в лаборатории модели призматических опор доходили до дна, т. е. $H_{но} = H$. Расчетные формулы в таком случае существенно упрощаются. Кроме того, по результатам расчетов установлено, что решающим составляющим в определении силы $\max P_x$ является инерционный компонент для всех 64 опытов.

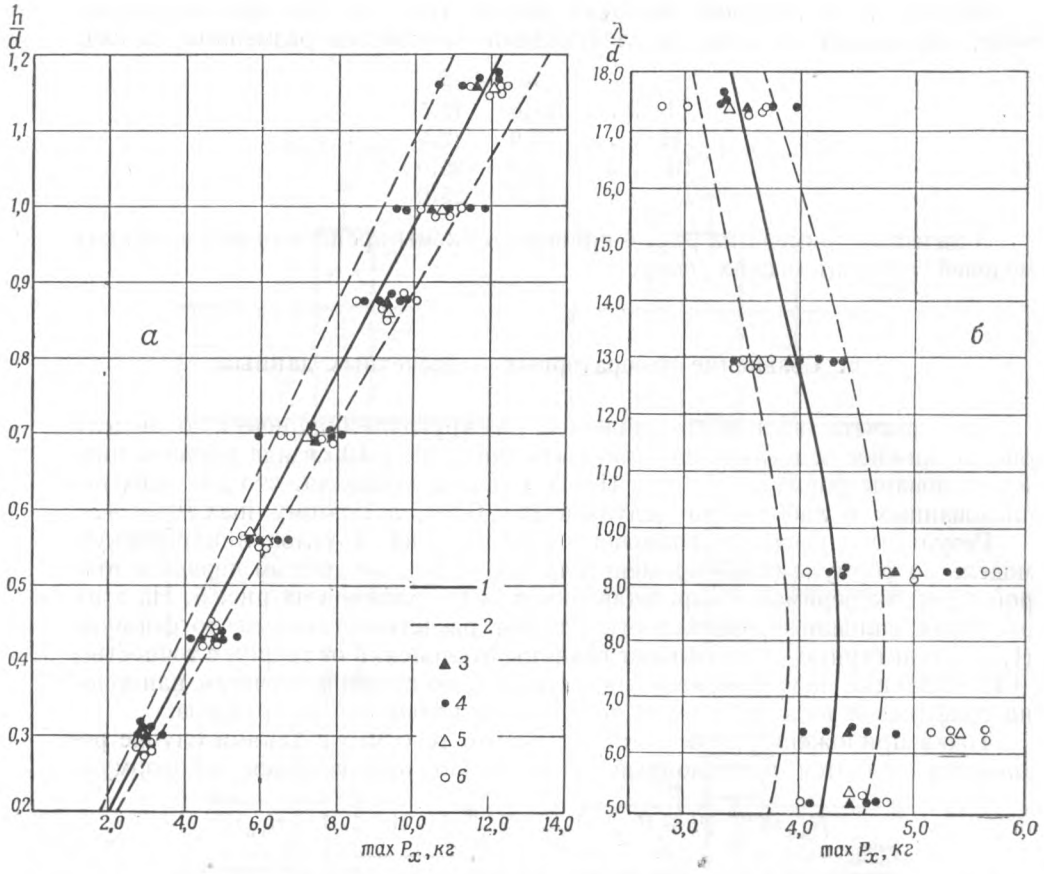


Рис. 5. График сравнительных расчетных и опытных данных по определению max P_x для цилиндрической модели: *а* — max $P_x = f(h/d)$; *б* — max $P_x = f(\lambda/d)$

1 — расчетные данные, определенные по формуле (1,13); *2* — границы отклонений от теоретических данных ± 10%; *3* — экспериментальные данные прямых средних давлений; *4* — то же частных давлений; *5* — экспериментальные данные обратных средних давлений; *6* — то же частных давлений

Таблица 2

Сравнительные расчетные и опытные данные по определению точки приложения силы max P_x для призматических опор

Данные	λ, *см*					
	390	340	280	210	153	134
	z_p для max P_x, *см*					
Расчетные	23,75	23,3	22,6	21,15	18,85	17,55
Опытные I тип	21,1	20,8	22,2	20,6	18,2	18,3
	21,0	22,0	22,5	20,6	20,7	19,5
Опытные III тип	22,4	20,5	22,5	21,6	18,7	16,1
	23,1	23,5	21,1	20,3	18,9	16,5
Расхождение, % .	0,0—11,6	0,1—12,0	0,0—6,6	2,1—4,0	0,3—9,8	8,3—11,0

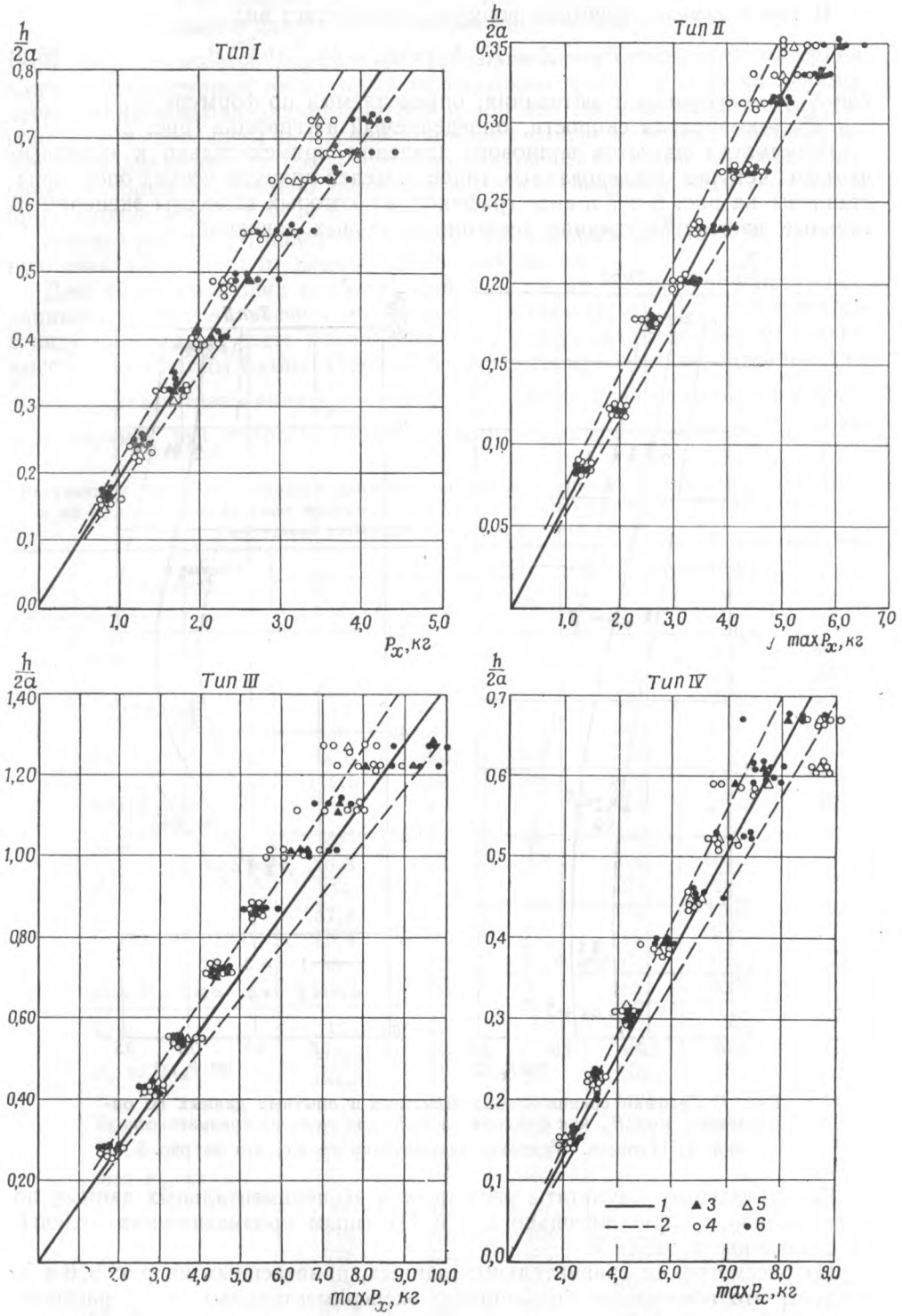


Рис. 6. Графики сравнительных расчетных и опытных данных по определению max P_x как функции от $h/2a$ для моделей призматических опор I, II, III и IV типов. Условные обозначения те же, что на рис. 5

В таком случае расчетная формула приобретает вид

$$\max P_x = A = K_{об} K_v \gamma \pi b (a + b) \frac{h}{2} \operatorname{th} \frac{2\pi}{\lambda} H, \qquad (5,2)$$

где $K_{об}$ — коэффициент обтекания, определяемый по формуле (2,3);

K_v — корректив скорости, определяемый из графика (рис. 2).

Результаты расчетов волнового давления применительно к исходным данным четырех исследованных типов моделей призматических опор представлены на рис. 6 и 7 в виде графиков, на которых нанесены экспериментальные частные и средние значения волновых давлений.

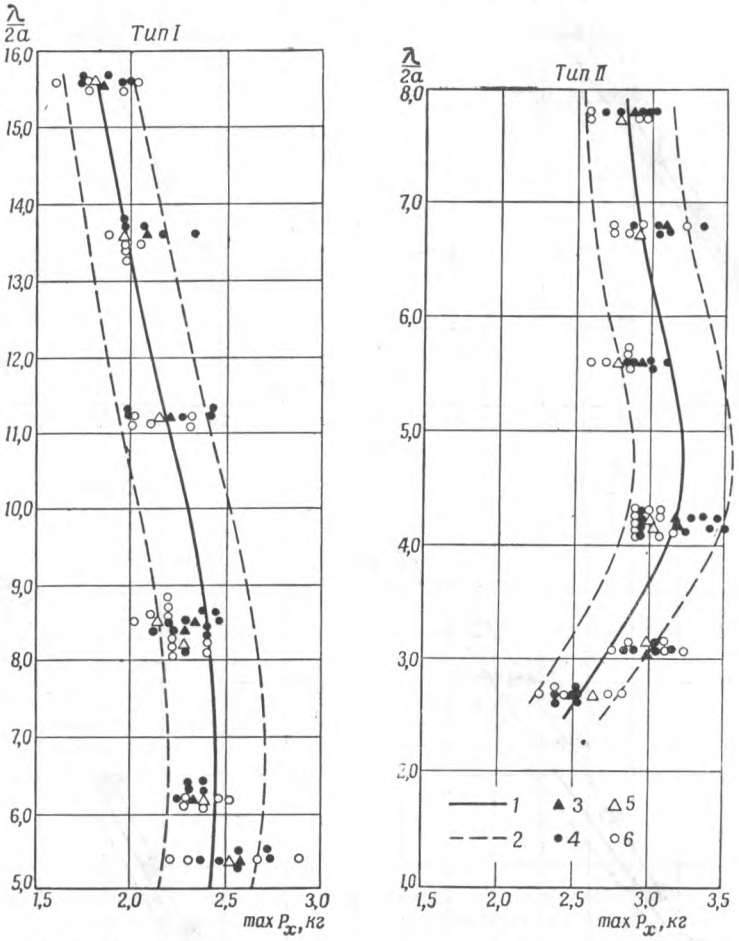


Рис. 7. Графики сравнительных расчетных и опытных данных по определению max P_x как функции от $\lambda/2a$ для моделей призматических опор I, II типов. Условные обозначения те же, что на рис. 5

Сравнительные результаты расчетных и экспериментальных данных по определению z_p применительно к I и III типам призматических моделей представлены в табл. 2.

Из рассмотрения сравнительных данных, приведенных на рис. 5, 6 и 7, следует, что абсолютное большинство экспериментальных точек расположено в области $\pm 10\%$ по отношению к расчетным кривым. Таким образом, соответствие экспериментальных и теоретических данных находится в пределах обычной точности измерения, допустимой при выполнении лабораторных исследований.

§ 6. Анализ данных натурных исследований волнового давления на динамометрические консоли

В опубликованной литературе [3] приводится обширный материал длительных натурных наблюдений по изучению давления волн на динамометрические консоли диаметрами 380 и 480 *мм*. Экспериментальные установки были сооружены на Каспийском море в районе морских нефтепромыслов. Они представляли собой круглоцилиндрические трубы, нижнее основание которых заглублено ниже статического горизонта на $H_{но} = 4{,}8$ *м* при глубине моря $H = 11{,}6$ *м*.

Авторы работы [3] пришли к выводу, что волновое давление на одиночную сваю не зависит от длины набегающей волны.

Для проверки наших рекомендаций в части их соответствия натурным данным произведены расчеты по формулам (1,13) и (1,14). При этом имелось в виду проанализировать влияние на величину суммарной силы не только высоты, но и длины волны. Поэтому были взяты наиболее характерные для анализа две крутизны волн: $\frac{h}{\lambda} = \frac{1}{10}$ и $\frac{h}{\lambda} = \frac{1}{30}$. Представлялось также интересным изучить эти вопросы при увеличении длины консоли до $H_{но} = H$.

Таблица 3

Результаты расчетов волнового давления на динамометрические консоли (числитель) и на цилиндрические сваи полной длины (знаменатель) применительно к данным натурных наблюдений на Каспийском море

d,*м*	Параметр	*h*, *м*					
		1	2	3	4	5	6
0,38	λ, *м*	10	20	30	40	50	60
	A, *кг*	110 / 116	181,5 / 232	226 / 342	252 / 442	276 / 521	289 / 583
	B, *кг*	66 / 64,6	247 / 252	522 / 625	890 / 1230	1360 / 2125	1945 / 3330
	max P_x, *кг*	111,5 / 117	281 / 305	546 / 673	908 / 1268	1372 / 2160	1950 / 3352
	λ, *м*	30	60	90	120	150	180
	A, *кг*	76,8 / 114	96 / 194,5	106 / 233	108 / 251	108,5 / 261	— / —
	B, *кг*	57,1 / 69,4	216 / 370	478 / 970	852 / 1854	1330 / 3000	1925 / —
	max P_x, *кг*	83 / 116,5	227 / 395	484 / 984	855 / 1855	1330 / 3000	1925 / —
0,48	λ, *м*	10	20	30	40	50	60
	A, *кг*	175,5 / 184,5	289 / 370	359 / 544	400 / 702	438 / 828	460 / 928
	B, *кг*	81,6 / 81,6	312 / 329	660 / 790	1124 / 1554	1717 / 2680	2450 / 4220
	max P_x, *кг*	175,5 / 184,5	379 / 433	709 / 883	1160 / 1635	1745 / 2750	2470 / 4260
	λ, *м*	30	60	90	120	150	180
	A, *кг*	119 / 181	153 / 309	168 / 371	172,5 / 399	173 / 415	— / —
	B, *кг*	73 / 87,8	273 / 468	605 / 1225	1075 / 2340	1630 / 3895	2435 / —
	max P_x, *кг*	121,5 / 181	294 / 518	613 / 1255	1082 / 2350	1685 / 3895	2435 / —

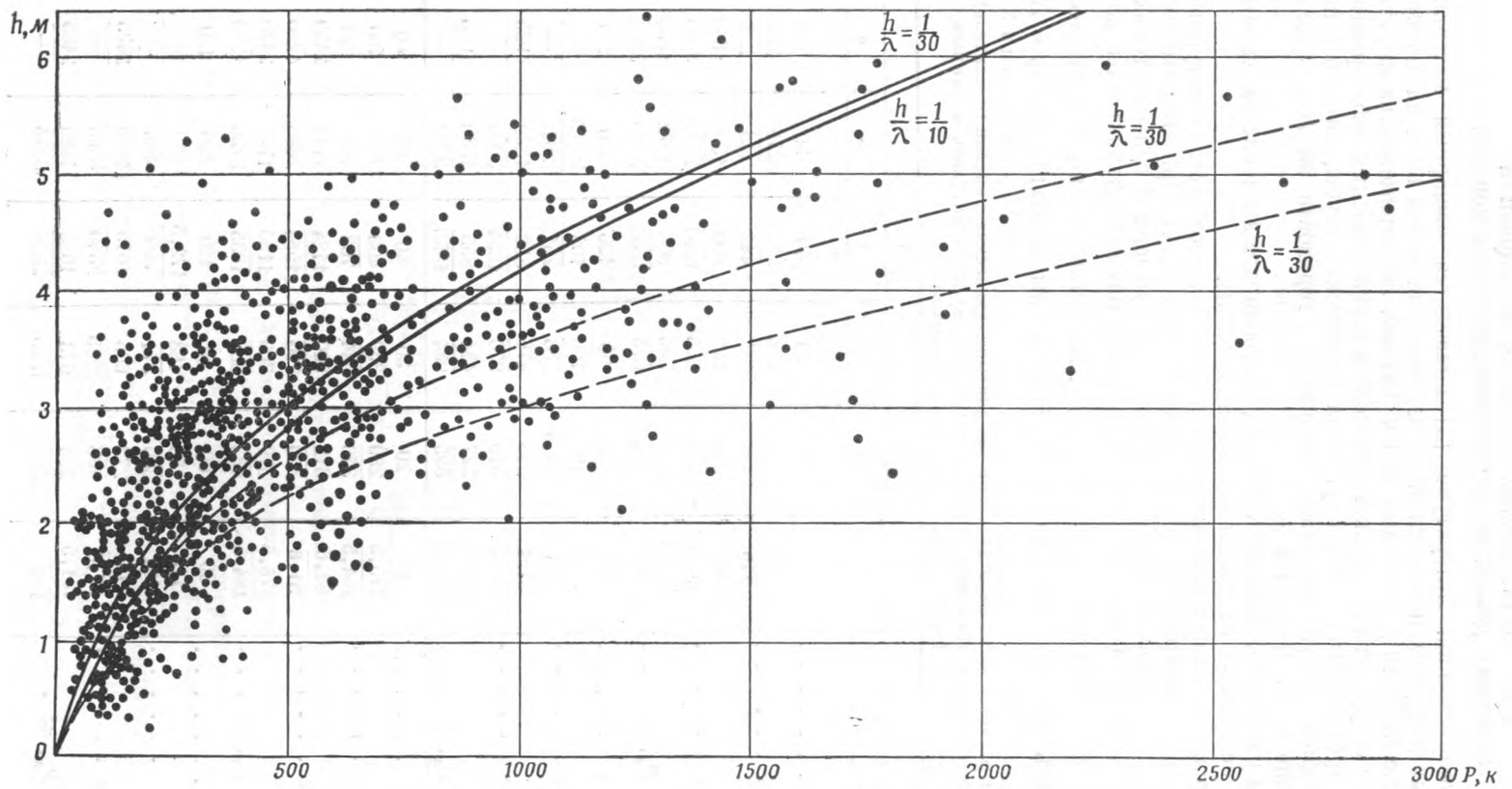


Рис. 8. График сравнительных расчетных и натурных данных волнового давления на динамометрическую консоль ϕ 380 *мм*; пунктиром изображены кривые давления волн на сваю полной высоты

...ческую консоль ϕ 380 *мм*; пунктиром изоб-
...ии на сваю полной высоты

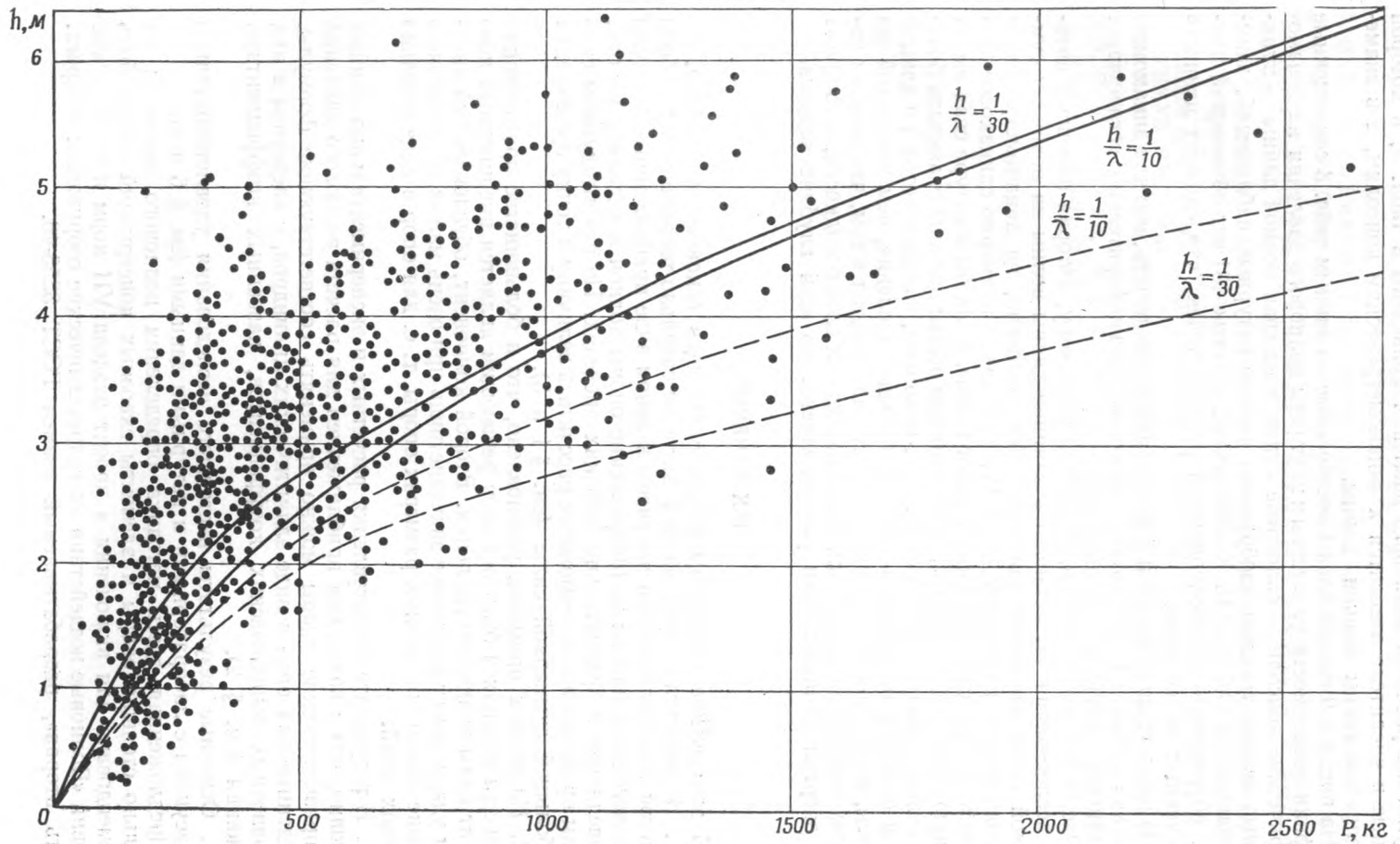


Рис. 9. График сравнительных расчетных и натурных данных волнового давления на динамометрическую консоль ϕ 480 *мм*; пунктиром изображены кривые давления волн на сваю полной длины

Результаты расчетов волнового давления приведены в табл. 3, в которой данные в числителе относятся к динамометрическим консолям, а в знаменателе — к сваям полной длины.

На рис. 8 и 9 представлены построенные по данным табл. 3 совмещенные графики зависимости от высоты и крутизны волнового давления на динамометрические консоли — сплошные линии и на сваи полной длины — пунктирные линии; точками изображены данные натурных наблюдений, заимствованные из работы [3]. К сожалению, в статье [3] нет объяснений причин, обусловивших такой большой разброс точек, что снижает ценность полученных материалов.

Из рассмотрения рис. 8 и 9 все же можно заключить, что для динамометрических консолей результаты расчетов удовлетворительно согласуются с данными натурных наблюдений.

Рис. 8 и 9 позволяют также выяснить причину, которая помешала авторам исследования [3] установить влияние длины волны на величину суммарной силы волнового давления. Действительно, на динамометрические консоли волны крутизной $^1/_{10}$ и $^1/_{30}$ оказывают примерно одинаковое давление почти на всех диапазонах высот волны. Если бы в натуре свая имела полную длину, т. е. при $H_{но} = H$, длинные волны должны оказывать большее силовое воздействие на сваю. Так, например, волны высотой 5 и длиной 150 *м* создадут примерно в 1,5 раза большее давление, чем волны той же высоты, но длиной 50 *м*. Причина этого заключается в том, что энергия коротких волн концентрируется в поверхностных слоях жидкости, в то время как энергия длинных волн распределяется по всей глубине водоема.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключение можно высказать следующие основные положения.

1. В результате проделанной экспериментально-теоретической работы в настоящем исследовании получены в явном виде приближенные формулы волнового давления на цилиндрические опоры полной и неполной высоты, справедливые в сравнительно широких пределах. По рекомендуемым формулам представляется возможным рассчитать величину и точку приложения наибольшей суммарной силы (см. § 1 и 3).

2. На многих примерах установлено, что в большинстве практических задач для средних и больших опор решающим является инерционный компонент силы волнового давления. Второй компонент, обусловленный явлением удара, имеет решающее значение лишь при очень малых по отношению к длине волны поперечных размерах опоры, т. е. для опор в виде отдельно стоящих свай.

3. В результате сопоставления расчетных и экспериментальных данных доказано, что с известным приближением для расчета волнового давления на призматические опоры можно применять соответствующие формулы, выведенные для опор в виде эллиптических цилиндров, с введением в них поправочных эмпирических коэффициентов, названных коэффициентами обтекания (см. § 2).

4. Основные результаты настоящего исследования удовлетворительно согласуются с лабораторными и натурными данными (см. § 5 и 6).

Предложенная здесь методика определения волнового давления на отдельно стоящие опоры и элементы сквозных конструкций может быть рекомендована для включения в проект раздела VII норм и технических условий «Волновые воздействия на гидротехнические сооружения и берега. Часть вторая», разрабатываемый взамен ГОСТ 3255-46.

ЛИТЕРАТУРА

1. Н. П. Пузыревский. Опыты по определению волнового давления на тела цилиндрической формы. Материалы XVI Международного судоходного конгресса. 1935.
2. А. В. Афонский. Причалы в виде отдельно стоящих опор. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата техн. наук, МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1954.
3. Б. Х. Глуховский, Я. Г. Виленский. Вероятные характеристики волнового давления на сваю. Тр. ГОИН, 36, 1957.
4. Д. Д. Лаппо. Приближенное решение задачи о воздействии двухмерной прогрессивной волны на некоторые препятствия малых поперечных размеров. Сб. НИР № 16 УВМУЗ ВМС, 1951.
5. J. K. Morison a. oth. The forces exerted by surface Waves an piles. Journ. Petrol. Technology, 1950, v. 2, N 5, p. 149—154.
6. Р. И. Шищенко, А. Я. Григорян и Я. Е. Шкапенюк. Наземные и морские буровые сооружения. Азнефтиздат, 1956.

А. М. Жданов

ВОЛНОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СООРУЖЕНИЯ, РАСПОЛОЖЕННЫЕ В ПОЛОСЕ БЕРЕГОВОГО ПРИБОЯ

Разработка новых «Технических условий по определению волновых воздействий на гидротехнические сооружения», осуществляемая под общим руководством Совета по проблемам водного хозяйства Академии наук СССР, вызвала необходимость проведения обширных исследований, выполняющихся многими научными учреждениями, привлеченными к решению указанной задачи.

В связи с этим Всесоюзный научно-исследовательский институт транспортного строительства (ЦНИИС) в 1956—1958 гг. исследовал вопросы, касающиеся волновых воздействий на берегоукрепительные сооружения. Некоторые результаты этих исследований изложены в настоящей статье.

Постройка берегоукрепительных сооружений, предназначенных для защиты от разрушительного действия волнения, осуществляется в больших масштабах как на морских берегах нашей страны, так и на берегах новых внутренних морей-водохранилищ. В Советском Союзе капитальные вложения в строительство морских берегоукрепительных сооружений исчисляются сотнями миллионов рублей. Как в СССР, так и за рубежом строительство берегоукрепительных сооружений стало быстро развиваться, в основном за последние годы в связи с интенсивным хозяйственным освоением прибрежных территорий, строительством приморских городов, дорог и портовых сооружений.

Развитие этой области морского гидротехнического строительства, имеющей большое значение для народного хозяйства, потребовало значительного улучшения методов проектирования берегоукрепительных сооружений и, в частности, методов их расчета на действие волновых нагрузок. Волны, разрушающиеся в полосе прибоя, где обычно располагаются берегоукрепительные сооружения, оказывают весьма мощное воздействие на эти сооружения и при недостаточной прочности и устойчивости последних могут повредить их и защищаемую ими территорию.

Своеобразие природных условий волноприбойной зоны не дает возможности пользоваться теми методами определения волновых нагрузок, которые обычно используются при проектировании портовых оградительных сооружений. Поэтому в новых «Технических условиях» по определению волновых воздействий вопросы, касающиеся берегоукрепительных сооружений, выделены в специальный раздел, рекомендации которого построены с учетом специфических особенностей береговой волноприбойной зоны.

Природа и параметры волн открытого моря при движении их к берегу, как известно, изменяются по мере уменьшения глубин в сторону берега. В соответствии с принципиальной схемой, предложенной Н. Н. Джунков-

ским [1, 2, 3], волновое поле принято делить на четыре зоны, в пределах которых волны, движущиеся к берегу, проходят определенные стадии своей трансформации. Наиболее интенсивны изменения в третьей зоне, где происходит разрушение волн открытого моря и образование прибойных волн, характеризуемых значительным, все возрастающим по мере приближения к берегу влиянием поступательного перемещения воды. В последней, четвертой зоне волны окончательно разбиваются, превращаясь в волновые потоки накатывающихся на берег водяных масс разбитой волны. Таким образом, здесь наблюдаются периодические воздействия волновых потоков, представляющих собой броски поступательно перемещающихся к берегу водяных масс разбитых волн. Воздействия волн на сооружения, расположенные в четвертой зоне, поэтому отличаются следующими свойственными только этой зоне основными особенностями.

1. Сооружения четвертой зоны подвергаются действию волн, уже разбитых или разбивающихся по линии берегового прибоя. В отличие от условий разрушения волн в пределах второй и третьей зон здесь действие разбитой волны происходит при сравнительно малых относительных глубинах. Волны расчетных [1] параметров подходят на линию окончательного разрушения волн уже в виде трансформированных волн перемещения с ярко выраженной асимметрией своего профиля и с существенно измененными энергетическими запасами.

2. Для берегоукрепительных сооружений во многих случаях максимальные волновые воздействия происходят при наиболее косом относительно берега подходе волн. Учет косины подхода волн является обязательным при проектировании всех сооружений поперечного типа, т. е. таких, как морские буны или траверсы волноломов.

3. При действии волн наибольшей расчетной высоты ($h_р$) сооружения, расположенные в четвертой зоне, обычно подвергаются воздействию прибойных потоков волны, уже разбившейся на подходе к сооружению. Такой расчетный случай наиболее распространен в условиях этой зоны.

На протяжении ряда лет специальные вопросы методики проектирования берегоукрепительных сооружений разрабатывались Всесоюзным научно-исследовательским институтом транспортного строительства в содружестве со многими проектными и строительными организациями [4, 5, 6]. Результаты этих работ, проверенные опытом строительства на берегах морей СССР, а также рядом новых исследований, проведенных в 1956—1958 гг., были использованы при составлении новых Технических условий по определению волновых воздействий (раздел об определении волновых воздействий на берегоукрепительные сооружения).

Исследования, проведенные Черноморской лабораторией ЦНИИС, в 1956—1958 гг. в связи с составлением новых Технических условий, касались главным образом определения воздействий волн при косом их подходе к сооружениям; установления расчетных нагрузок для затопленных и затопляемых волной сооружений; выяснения условий разрушения волн на «полуоткосе»; обоснования расчетных формул для определения давлений на наклонные площадки, подвергающиеся воздействиям водяных масс уже разбитой волны, разрушившейся впереди сооружения[2]. Специально исследовались также особенности воздействия морских волн на такие сооружения, как морские буны и волноломы.

Экспериментальные исследования были выполнены Черноморской лабораторией ЦНИИС в волновом бассейне размером $15{,}45 \times 13{,}50 \times 0{,}60$ *м*. Основные опыты проведены в масштабе 1 : 25. При этих исследованиях

[1] Наибольших, возможных в условиях четвертой зоны, параметров.

[2] При определении волновых нагрузок на наклонные площадки до сих пор рассматривались лишь случаи разбивания волн на самом откосе, продолжающемся в подводной части на большую глубину.

были использованы новые, специально построенные для этой цели датчики давления, изготовленные лабораторией по усовершенствованному типу ИДК конструкции А. П. Кестнера. Эти индукционные датчики с мембраной из фосфористой бронзы толщиной 30 *мк* имеют площадь воспринимающего элемента, равную 0,5 *см*^{2}. При собственной частоте датчика 5000 *гц*[1] эти приборы давали возможность осуществить весьма точные записи моделируемых процессов. В ряде опытов и, в частности при опытах с наклонными площадками, осуществлялись синхронные записи датчиками, установленными в нескольких точках. Это позволило построить эпюры одновременно действующих давлений для различных фаз взаимодействия волны с сооружением.

Основные результаты этих исследований приводятся в дальнейшем изложении.

ДАВЛЕНИЕ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ СТЕНКУ

В условиях приурезовой (т. е. четвертой) зоны максимальные волновые нагрузки всегда соответствуют случаю действия на сооружения разбитых волн — наибольшей возможной в условиях этой (т. е. расчетной) высоты.

Как известно, за последние годы рядом институтов[2] выполнены обширные исследования действия разбитых волн на портовые оградительные сооружения, существенно изменившие представления о природе происходящих явлений [6, 8], а также о характере и величине действующих нагрузок.

Условия воздействия разбитых волн, разрушающихся в мелководной береговой (четвертой) зоне, отличаются от условий разрушения волн на сравнительно больших глубинах, у портовых оградительных сооружений.

Результаты натурных наблюдений волновых давлений, проводившихся Черноморской лабораторией ЦНИИС на берегоукрепительных сооружениях, а также данные обследований запасов устойчивости сооружений, подтверждают, что давления разбитой волны в полосе берегового прибоя достаточно хорошо оцениваются известной рекомендацией, даваемой формулой Хирои, согласно которой давление в уровне спокойного горизонта может быть получено из выражения

$$p_0 = 1{,}5h_р,\ т/м^2.$$

По результатам натурных измерений волновых давлений, проводившихся Черноморской лабораторией ЦНИИС в течение восьми лет на волноотбойных стенах в районе Сочи, максимальная величина давлений разбитой волны высотой 3 *м* (в прибое) установлена в размере

$$p_0 = 4{,}5\ т/м^2.$$

Ниже уровня моря, т. е. от горизонта спокойного моря и до дна, давление разбитой волны на вертикальную стенку можно считать постоянным, и эпюра давлений для этого участка очерчивается по прямоугольнику.

Выше уровня спокойного горизонта эпюра давлений принимается по треугольнику с высотой над уровнем спокойного моря 1,5 $h_р$ (рис. 1). Из этой высоты 0,75 $h_р$ составляет возвышение гребня волны над спокойным

[1] Ранее в наших опытах применялись датчики с собственной частотой 2500 *гц*.

[2] Теоретические и лабораторные исследования Н. Н. Джунковского, Г. Н. Смирнов. и А. Г. Сидоровой в Московском инженерно-строительном институте [3], работы В. И. Петрашеня во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехнических и санитарно-технических работ [7], М. Э. Плакида в Центральном научно-исследовательском институте эксплуатации водного транспорта, а также обширные натурные и теоретические исследования действия разбитых волн на портовые оградительные сооружения, выполненные коллективом Сочинской волновой станции Центрального научно-исследовательского института морского флота под руководством В. Н. Логинова.

уровнем, а другая половина (0,75 $h_р$) представляет собой высоту всплеска[1] (над гребнем волны).

Такой способ определения давлений на вертикальную стенку дает наиболее близкие к действительности результаты, позволяя правильно назначать размеры проектируемых сооружений. Применение этого метода определения воздействий разбитой волны предусматривается новыми Ни ТУ для расчетов волновых нагрузок на берегоукрепительные сооружения. Этот способ существенно отличается от метода расчета действий глубоководной волны на портовые оградительные сооружения, рекомендуемого Ни ТУ. Тем самым учитываются различия в условиях обрушения волн в этих двух случаях, а получаемые расчетные величины приводятся в соответствие с данными натурных измерений.

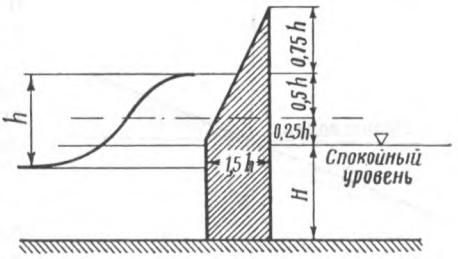


Рис. 1. Эпюра давлений выше уровня спокойного горизонта

Влияние затопления вертикальной стенки. Давления на вертикальную стенку зависят от положения ее гребня на высоте. Интенсивность давления на стенки с затопленным гребнем значительно снижается по сравнению с давлениями на стенки, высоко поднятые над уровнем моря. Это уменьшение может быть оценено введением в расчет снижающих коэффициентов.

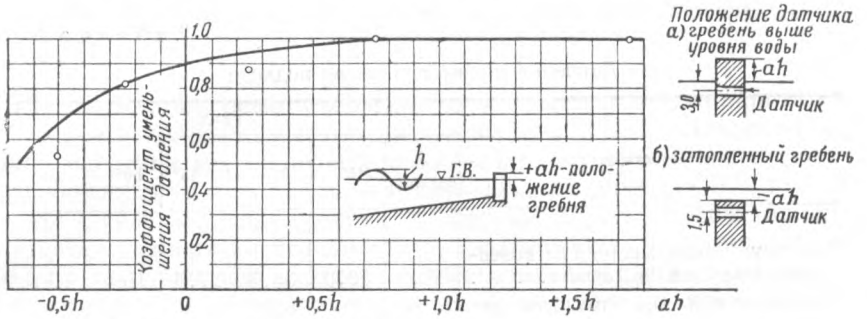


Рис. 2. Давление на затопленную стенку в процентах давления на незатопленную стенку

На рис. 2 показана величина давления на затопленную вертикальную стенку в процентах давления на незатопленную стенку по данным опытов, выполненных в волновом бассейне Черноморской лаборатории ЦНИИС в 1958 г.

Влияние косины подхода волн в плане. Экспериментальные исследования показали, что давления на вертикальную стенку при косом подходе волн достаточно хорошо определяются формулой

$$p_\alpha = 0{,}5\,(1 + \cos^2\alpha)\,p_0, \qquad (1)$$

где p_0 — давление на вертикальную стенку при фронтальном подходе волн; α — угол, составляемый в плане направлением гребня волны по отношению к рассчитываемому сооружению (рис. 3).

[1] При высоте волны $h_р$=3 *м*, принимая согласно ГОСТ 3255-46 n = 0,75 по формуле $Z_{всп} = \frac{(0{,}75c + v)^2}{2g}$, получаем значение высоты всплеска ($Z_{всп}$), которое в этом случае составляет ~ 0,79 $h_р$.

Экспериментальные исследования влияния косого подхода волн нами осуществлялись путем осциллографической записи хронограмм давления при различных углах косины между стеной и фронтом волны.

В табл. 1 приведены данные, полученные в результате исследований волновых давлений при косом подходе волн; эти исследования были осуществлены при помощи высокочастотных датчиков.

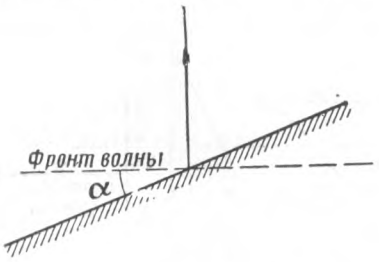


Рис. 3. Схема к формуле (1)

Обозначения величин, приведенных в таблице, соответствуют схеме, изображенной на рис. 4:

p_c — мгновенное точечное давление, изображаемое иглой пика на осциллограмме[1]; p_A — ордината осциллограммы, соответствующая максимальному давлению удара всей водяной массы по поверхности стены (первый максимум навала); $p_{нав}$ — наибольшее давление при втором максимуме навала.

Как показано на рис. 5, для определения ординаты p_A, к линии записи навала (прерванной «иглой» местного давления) проводится касательная под углом φ к основанию записи. Значение φ при этой серии опытов назначалось по эмпирической зависимости[2] $\operatorname{tg}\varphi = \frac{28}{mv}$, где m — давление, соответствующее 1 *мм* ординаты по осциллограмме, выраженное в *г/см²* (по тарировке); v — скорость осциллографической записи в *мм/сек*.

Таблица 1

Давление волны при косом подходе

Параметры	град					
	0° (фронт)	15°	30°	45°	60°	90°
Максимум пиков местной (мгновенной) нагрузки p_c, *г/см²*	70,8	62,0	33,5	27,3	Нет	Нет
Максимальный пик сплошной (основной) нагрузки $p_{A\,(max)}$, *г/см²*	14,9	13,3	12,7	14,4	7,8	7,4
Среднее значение пиков основной нагрузки $p_{A\,(ср)}$, *г/см²*	12,2	12,0	10,5	9,4	6,6	6,1
То же, от нагрузки при $\alpha = 0°$ . .	100	98	86	77	54	50
Второй максимум навала $p_{нав}$, *г/см²*	9,7	9,7	9,5	7,8	Нет	Нет

Примечание. Моделирование производилось в масштабе 1 : 25 при параметрах волн: $h = 12$ *см*; $\lambda = 210$ *см* и $\tau = 1{,}43$ сек.

[1] При лабораторных исследованиях в волновых бассейнах продолжительность воздействий, изображаемых игловыми пиками, составляет обычно менее 0,05 сек. «Игловые» пики регистрируются в ряде точек поверхности сооружения, причем действие этих импульсов захватывает лишь небольшую часть этой поверхности. Величина игловых пиков непостоянна. Они могут достигать больших или меньших значений и часто полностью отсутствуют. Игловые пики являются результатом резких местных повышений давления в отдельных точках, вызываемых специфическими комбинациями отдельных физических факторов и прежде всего распределением воздушных прослоек в момент удара. «Иглы» давления, как показывают материалы последних работ (1958 г.), по-видимому, возникают в таких точках, где исключается или сильно снижается демпфирующее влияние воздуха.

[2] Эта зависимость подобрана по очертанию записей волн, не имевших «игловой» надстройки.

На рис. 6 показаны вырезки из осциллограмм, характеризующие процессы взаимодействия волн с вертикальной стенкой, в условиях косого подхода этих волн, под разными углами.

Рассмотрение табл. 1 и осциллограмм ясно показывает влияние косины подхода волн на весь характер взаимодействия разбитой волны с вертикальной стенкой. Игловые пики мгновенного давления развиваются главным образом в условиях фронтального удара и при небольших углах косины

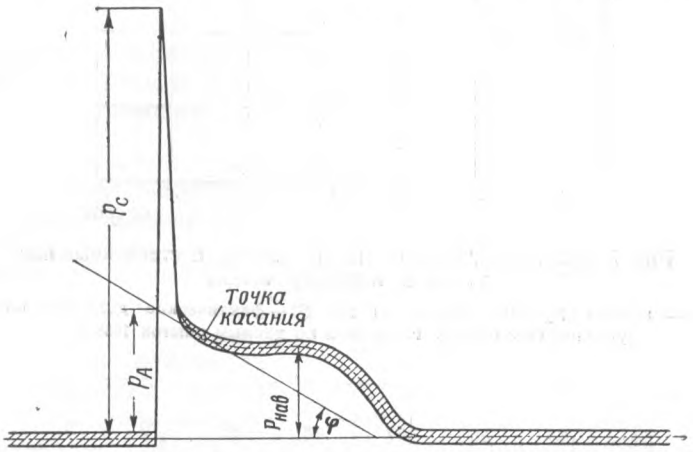


Рис. 4. Схема к табл. 1, характеризующая давление волны при косом подходе

($\alpha \leqslant 15°$). Дальше они резко уменьшаются и совсем исчезают при большой косине подхода волн (превышающей значение $\alpha = 45°$). Давления пиков сплошной нагрузки (p_A — первый пик навала) изменяются постепенно, падая с увеличением угла α. Как и следовало ожидать, при $\alpha = 90°$, т. е. когда плоскость стены перпендикулярна к фронту волны, волны «скользят» вдоль стены, оказывая на нее давления, достигающие (при проходе гребня волны) 50% нагрузки, наблюдаемой при фронтальном ударе. Эти результаты хорошо согласуются с теоретическими соображениями и данными предыдущих, более ранних исследований в этой области [6].

На графике, изображенном на рис. 5, показана теоретическая кривая изменения давления разбитой волны на вертикальную стенку в зависимости от угла α; кривая построена по формуле (1). На этом же графике нанесены точки, соответствующие фактическим давлениям, полученным в результате экспериментальных исследований.

Опытные данные дают точки, близко совпадающие с теоретической кривой, построенной по формуле (1), хорошо подтверждая эту кривую.

Вопрос о влиянии косины подхода волн имеет очень большое практическое значение для проектирования берегоукрепительных сооружений. Дело в том, что для поперечных (относительно линии берега) сооружений, таких как морские буны или траверсы волноломов, с увеличением подхода волн относительно берега (угол δ на рис. 7) увеличиваются расчетные нагрузки, так как в этом случае уменьшается угол α между фронтом волны и сооружением.

Такие сооружения рассчитываются в условиях предельной наибольшей косины подхода волн к берегу, которая устанавливается на основании наблюдений по специальным графикам и зависит от условий рефракции волн при косом их подходе к берегу. Косину подхода волн к берегу, таким образом, безусловно необходимо учитывать при определении нагрузок на

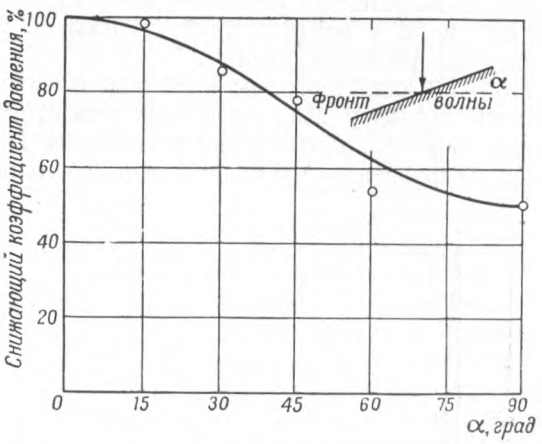


Рис. 5. Волновое давление на площадки, поставленные под углом α к фронту волны

— кривая $p_\alpha = 0{,}5\ (1 + \cos^2 \alpha)\ p_0$; ⊙ — фактическое давление на уровне спокойного горизонта по данным опытов 1958 г.

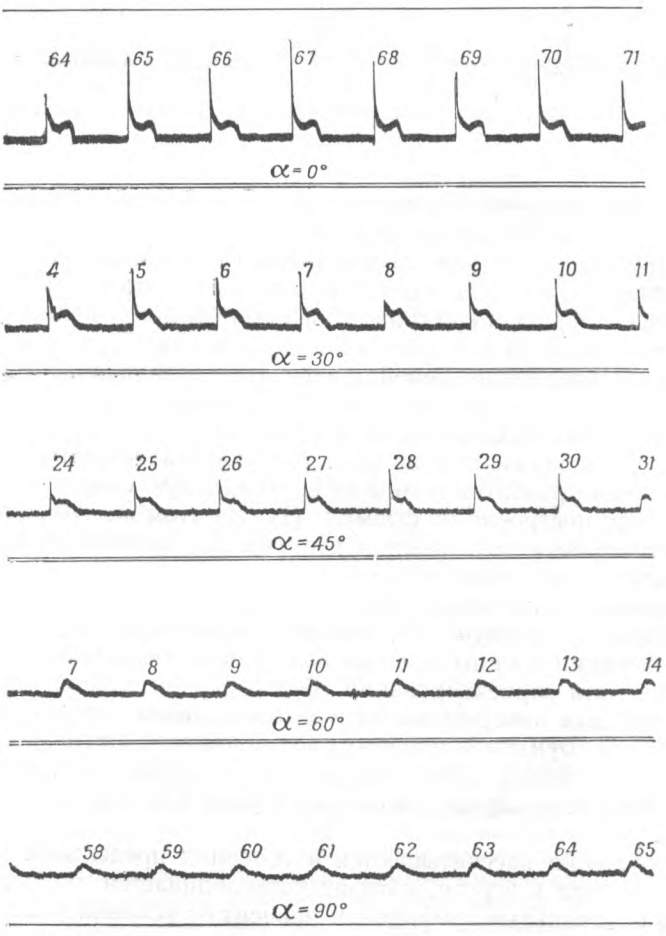


Рис. 6. Вырезки из осциллографической записи хронограмм давления при различных углах косины между стеной и фронтом волны

поперечные сооружения. Что же касается продольных сооружений, устраиваемых параллельно линии берега, то для них наиболее опасным будет фронтальный подход к берегу. Поэтому для продольных береговых сооружений так же, как и в обычных случаях проектирования портовых оградительных сооружений, косину подхода волн при расчетах волновых воздействий можно не учитывать.

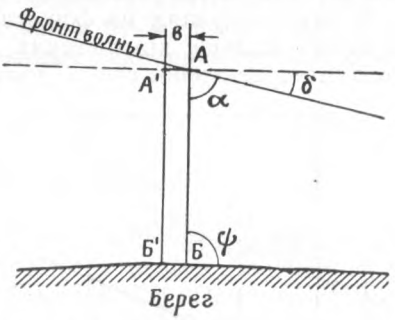


Рис. 7. Схема подхода волн к поперечному (относительно линии берега) сооружению

ДАВЛЕНИЯ НА НАКЛОННЫЕ ПЛОЩАДКИ ПРИ РАЗРУШЕНИИ ВОЛН В УСЛОВИЯХ МЕЛКОВОДЬЯ

При проектировании гидротехнических сооружений встречаются два случая применения сооружений с наклонными стенками, которые характеризуются принципиально отличными условиями волновых воздействий на такие сооружения.

В первом случае наклонная стена представляет собой сплошной откос, уходящий на большие глубины, большие критической глубины для волн расчетных параметров. Здесь волны разбиваются непосредственно на самом откосе сооружения, и расчет волновых нагрузок производится по методике, принятой для определения волновых нагрузок на наклонную стенку. К сооружениям этого типа относятся откосные портовые оградительные сооружения, а также такие сооружения, как плотины, дамбы и насыпи на водохранилищах, проходящие по участкам со значительными глубинами.

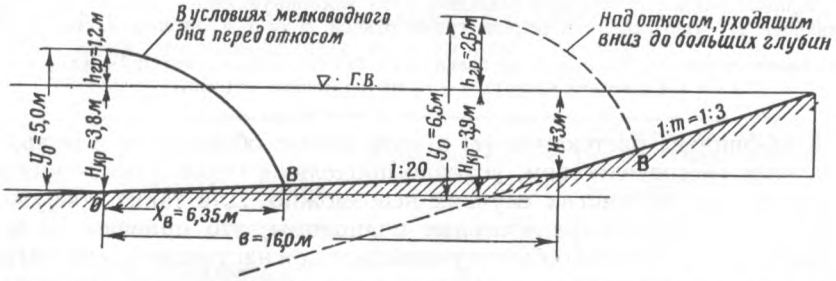


Рис. 8. Схема действия накатывающихся на стену водяных масс волн, уже разбившихся, не доходя стены

Для строительства берегоукрепительных сооружений, осуществляемого в условиях морских берегов, очертания и профили которых выработаны волнением, характерен другой случай — когда откос сооружения на небольшой глубине ограничивается поверхностью дна водоема. В таких условиях, при глубинах по подошве откоса $H \leqslant h_р$, разбивание волн расчетных параметров ($h_р$) происходит не на самой наклонной стене, а на некотором расстоянии от такой стенки, которая в этом случае подвергается действию накатывающихся на нее водяных масс волн, уже разбившихся, не доходя до стены (рис. 8).

Так, например, при расчетной высоте волны $h_р = 3$ *м*, при глубине перед сооружением $H = 3$ *м* и уклоне дна перед стеной, равном 1 : 20, разбивание волн происходит на следующих глубинах: при уклонах стены 1 : 2, 1 : 3

и 1 : 5 волна разбивается соответственно на глубинах $H_{кр} = 4{,}13$[1]; 3,79; 3,62 *м*.

Таким образом, волны в этих случаях разбиваются не над самой наклонной стенкой, а на расстоянии 12—20 *м* от ее переднего края.

В таких случаях по формулам для наклонной стенки, заложенной на глубинах больше критических, уже нельзя определить скорость v_B, потому что траектория струи должна пересекать почти трехметровую толщу

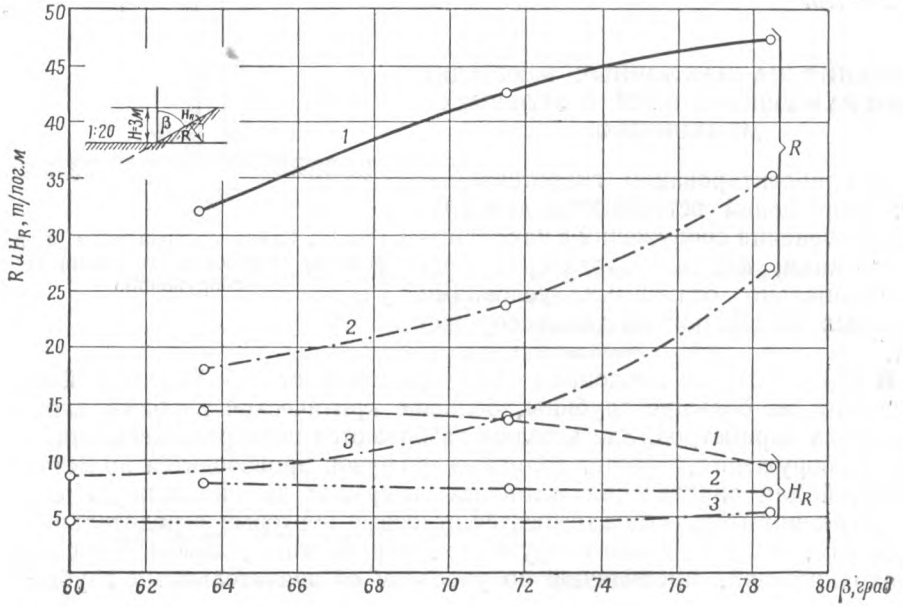


Рис. 9. Кривые равнодействующей давления R на наклонную стенку и ее горизонтальной составляющей H_R (глубина у передней грани откоса $H = 3$ *м*, высота волны $h_p = 3$ *м*)

1 — для сплошного откоса, уходящего до больших глубин (расчетная кривая); *2* — для полуоткоса (расчетная кривая); *3* — то же (по данным опытов)

воды. Коэффициент растекания (η) в этом случае обращается в нуль. Пренебречь этим обстоятельством, условно продолжая откос сооружения ниже поверхности дна, во многих случаях невозможно. Для таких сооружений, как, например, берегоукрепительные волноломы, это привело бы к значительному преувеличению обычно учитываемых в настоящее время нагрузок (рис. 9). Так, при действии волн высотой 3 *м* расчетное усилие, которое сдвигает волнолом с передней гранью, имеющей уклон 1 : 2, оказалось бы преувеличенным почти на 75%.

Необходимо отметить также, что при проектировании берегоукрепительных сооружений часто встречается необходимость определять давление разбитых волн на наклонные стенки с уклонами, значительно превышающими уклон 1 : 1,5, т. е. необходимо рассматривать воздействия разбитой волны на стенки, наклоненные под углами 45, 30, 20° и т. д. к вертикали. В этих случаях воспользоваться формулами для откосов, уходящих на большую глубину, также не представляется возможным[2].

Все отмеченные выше обстоятельства требуют разработки специальных

[1] Критическая глубина здесь определена с учетом влияния отражения волн от наклонной стенки [3, 9] и наличия точки перелома профиля, расположенной на глубине $H=3$ *м*, выше которой берег ограничен плоскостью стены с уклоном 1 : m, а ниже — дном по наклонной плоскости с уклоном 1 : 20.

[2] Поскольку разбивания волн на крутых откосах (круче 1 : 1), уходящих на большую глубину, вообще не происходит (происходит отражение волн).

способов расчета волновых нагрузок на наклонные площадки берегоукрепительных сооружений, обычно работающих в условиях мелководья, для всего возможного диапазона углов их наклона к вертикали.

В практике проектирования морских берегоукрепительных сооружений, таких в частности, как волноломы, стены и буны, для случая взаимодействия волновых потоков уже разбитой волны с наклонной стенкой, обычно используется формула

$$p_\beta = 0{,}5\,(1 + \cos^2\beta)\cdot p_0, \qquad (2)$$

построенная по тому же принципу, который применяется для случаев косого подхода волн в плане.

Как показали исследования, фактическая устойчивость волноломов и бун, рассчитанных таким способом, оказывается весьма близкой к расчетной, подсчитанной при пользовании формулой (2). Поэтому в 1958 г. при разработке проекта новых НиТУ для выяснения возможностей применения эмпирических расчетов по формуле (2) Черноморской лабораторией ЦНИИС была проведена серия лабораторных опытов в масштабе 1 : 25 с определением давлений на фронтально поставленные наклонные стенки, внешняя плоскость которых на глубинах, меньших критических, пересекалась наклонной поверхностью морского дна (так называемая схема полуоткоса).

В результате этих работ давления на наклонную стенку, получаемые по формуле (2), сопоставлены с теми давлениями, которые записаны датчиками на модели «полуоткоса». В табл. 2 приводятся сравнительные данные интенсивности максимальных давлений на наклонную площадку, определенных для случая действия волн высотой $h_р = 3$ *м*.

Данные, приведенные в табл. 2, показывают, что в условиях полуоткоса с уклоном дна 1 : 20 давления, вычисляемые по формуле (2) для площадок, наклоненных к вертикали под углом β, оказываются выше экспериментальных давлений, полученных при опытах с определением давлений на такие же площадки, произведенных в волновом бассейне[1].

Таблица 2

Угол относительной вертикали β, град.	Давление p_β, рассчитанное по формуле (2), *т/м²*	Давление p_β, полученное экспериментальным путем для условий «полуоткоса», *т/м²*
0 (вертикальная стенка)	4,5	3,1
15	4,3	3,1
30	4,0	2,5
45	3,4	2,5
60	2,8	2,0
71,50	2,5	1,9
78,50	2,3	2,7
90 (горизонтальная площадка)	2,25	1,8

Следует отметить, что расхождение, обусловленное в основном влиянием отражения от высокой наклонной стенки, для таких сооружений, как, например, волноломы и буны, значительно снизится, поскольку водяная масса волны переливается через эти сооружения почти без отражения. Специальные опыты с исследованием нагрузок на волноломы, проведенные Черно-

[1] За исключением площадки, имеющей уклон 1 : 5 к горизонту ($\beta = 78°30'$).

морской лабораторией ЦНИИС, подтвердили это обстоятельство [6, стр. 38—55].

Однако, несмотря на наличие указанного выше запаса, уменьшать значения давления, даваемые формулой (2) для волн наибольшей (расчетной) высоты $h_р$, не следует, потому что более низкие волны (высотой $h < h_р$) могут разбиваться не на подходе к сооружению, а над самой его наклонной площадкой.

Так, при глубине у подошвы откоса $H = 3$ *м* волны высотой $h=2$ *м* при откосах 1 : 2, 1 : 3 и 1 : 5 будут разбиты уже не над дном, а на самой наклонной стенке, а волны $h = 2{,}5$ *м* настолько близко подойдут к сооружению, что при их обрушении сооружение попадет в зону удара падающих струй. Определение давлений, выполненное по формулам для наклонного откоса, уходящего на большую глубину, показывает, что волны высотой меньше 3 *м* иногда оказывают такие давления на наклонную стенку, которые в отдельных случаях могут даже на 10—18% превышать величины, определяемые по эмпирической формуле (2). Можно считать, что максимальные давления, вызываемые волнами высотой 2—2,5 *м*, соответствуют тем давлениям, которые даются формулой для $p_β$ при $h_р = 3$ *м*.

Боковые грани бун и обращенные в сторону моря грани волноломов почти всегда представляют собой наклонные площадки. Расчет давлений на такие площадки в практике проектирования обычно производится по эмпирической формуле (2). Эта методика достаточно хорошо подтверждена специальными сериями опытов, проведенных Черноморской лабораторией ЦНИИС в 1956—1957 гг.[1]

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МОРСКИХ БУН И ВОЛНОЛОМОВ

Вопросы, связанные со способами определения волновых воздействий на такие сооружения, в течение ряда лет разрабатывались Черноморской лабораторией ЦНИИС, и полученные в результате этих исследований методы вошли в практику работы проектных организаций. Соответствующие рекомендации вырабатывались на основании натурных и лабораторных исследований [5, 6]. Важнейшие из этих рекомендаций, перечисленные ниже, включены в проект новых Технических условий по определению волновых воздействий.

Для боковой поверхности поперечного сооружения, расположенной перпендикулярно к фронту волны или под углом к ней, учитывается скольжение волн вдоль такой стены, отдельные участки которой одновременно подвергаются воздействию различных частей профиля волны. Эта неравномерность, обусловленная перемещением волн вдоль сооружения, может быть учтена умножением волновой нагрузки $P_α$, определяемой с учетом косины подхода волн, на коэффициент K_1.

Коэффициент K_1 может быть найден по табл. 3 в зависимости от отношения $S/λ$, где S — расчетная длина элемента сооружения в *м*, равная длине

Таблица 3

$S/λ$	$\leqslant 0{,}03$	0,05	0,1	$\geqslant 0{,}2$
K_1	1,0	0,75	0,65	0,60

[1] Водяные массы волны отражаются волноломами (по сравнению с высокой незатопляемой стенкой) в сравнительно малой степени. Волны всей своей массой перекатываются через волнолом в береговую акваторию. Поэтому при этой серии опытов не было установлено каких-либо существенных расхождений между величинами давлений, определенными по формуле для $F_β$, и теми величинами, которые измерялись при помощи датчиков.

массивов гравитационных сооружений или расстоянию между осями опор, воспринимающих горизонтальную нагрузку (при конструкциях с пролетными перекрытиями); λ — длина волны, *м*.

Некоторые сооружения в расчетных условиях, определяющих их устойчивость, часто нагружаются с двух противоположных или нескольких граней. Таковы, например, буны, для которых расчетной нагрузкой является действие волн при наибольшей косине их подхода относительно берега. Здесь нельзя не учитывать обратное волновое противодавление со стороны задней (теневой) грани.

$$p_{\text{обр}} = 0{,}75\gamma K_2 h_{\text{р}},$$

Таблица 4

Значения коэффициента K_2

$b \operatorname{tg} \delta$	S/λ			
	$\leqslant 0{,}03$	0,05	0,1	$\geqslant 0{,}2$
0	0,80	0,70	0,65	0,60
0,5	0,50	0,50	0,50	0,50
1,2	0,20	0,25	0,35	0,40
$\geqslant 2{,}5$	0,00	0,00	0,00	0,00

Рекомендации по определению величины такого обратного (разгружающего) давления выработаны на основании результатов обработки синхронных осциллографических записей давления по всем граням сооружения. Таким образом, для морских бун установлено, что в момент действия максимальных давлений со стороны подхода волн на плоскость AB (см. рис. 7) с противоположной (теневой) стороны (по плоскости $A'B'$) учитывается обратное боковое давление, равное величине

где K_2 — коэффициент, уменьшающий обратное боковое давление с теневой стороны за счет влияния неравномерного его распределения вдоль буны и отставания по фазе (по сравнению с давлением со стороны подхода волн).

Коэффициент K_2 может быть определен по данным табл. 4 в зависимости от отношения $\frac{S}{\lambda}$ и от величины $b \operatorname{tg} \delta$, определяющей отставание волн по фазе у теневой грани сооружения. Здесь b — ширина сооружения; δ — расчетный (наибольший) угол косины подхода волн к берегу.

При расчете устойчивости волноломов, производимом для момента действия максимальных нагрузок с внешней стороны сооружения, обратное волновое давление по задней (береговой) грани волнолома считается равным нулю.

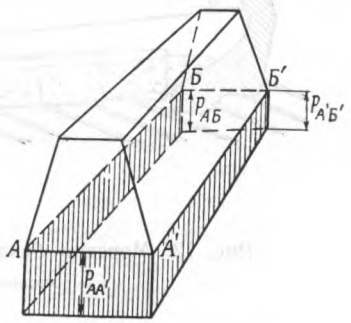


Рис. 10. Эпюра взвешивающего волнового давления по подошве основания головного массива морской буны

При расчетах устойчивости массивов, из которых составляются морские буны и волноломы, учитываются одновременно действующие давления по всем граням таких массивов. Специальными исследованиями установлены не только расчетные значения давлений, действующих по боковым граням сооружения, но также взвешивающие давления по подошве их основания

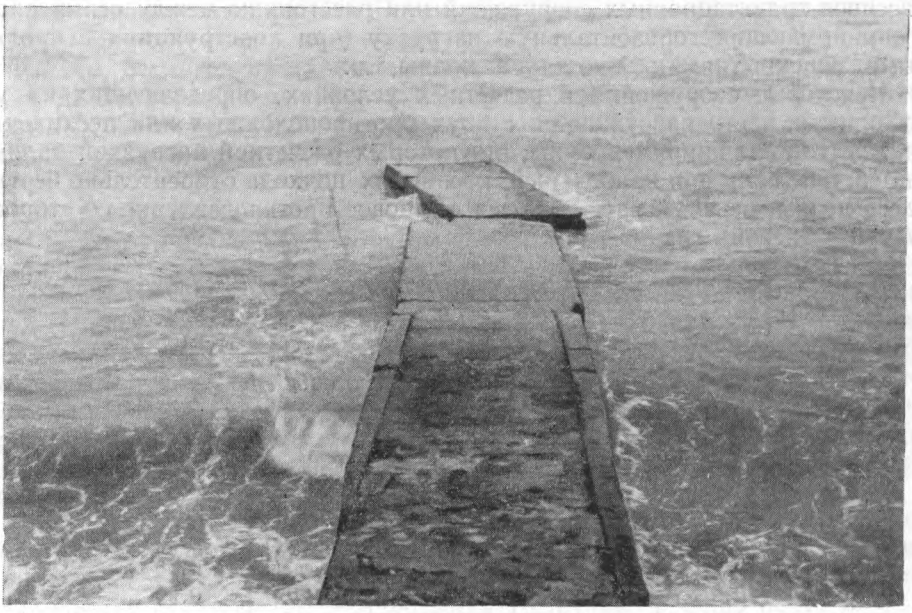


Рис. 11. «Разворачивание» прямоугольного головного массива морской буны при сильных косых волнениях (на Черноморском побережье)

и добавочные вертикальные нагрузки по верхним (затопляемым) граням сооружения. Все эти одновременно действующие давления определялись для «критического момента», т. е. для такой стадии воздействия волны, при которой запасы устойчивости сооружения оказывались наименьшими. В такой момент взвешивающие волновые давления по подошве основания сооружений принимаются равными боковым давлениям у соответствующих граней

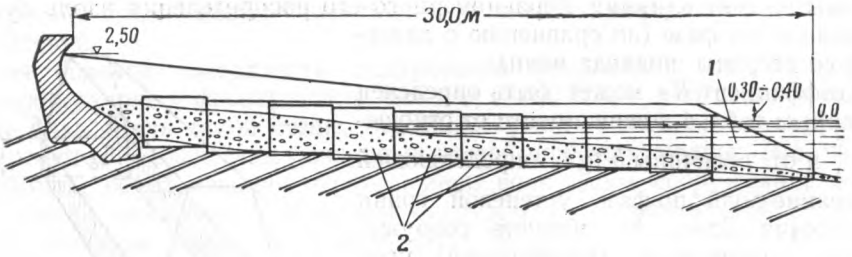


Рис. 12. Морская буна со скошенным очертанием головной части

1 — головной блок; *2* — промежуточные блоки

сооружения. Поэтому, например, при расчете взвешивающего волнового давления по подошве основания головного массива морской буны эпюра взвешивающего давления имеет пространственное очертание скошенного параллелепипеда (рис. 10).

Уточнение этих обстоятельств имеет весьма существенное значение. В связи с этим, например, следует заметить, что на Черноморском побережье при сильных косых волнениях иногда наблюдалось характерное «разворачивание» прямоугольных головных массивов (рис. 11) морских бун, до этого много лет устойчиво стоявших в составе сооружения. Расчетный анализ,

проведенный для таких случаев[1] в соответствии с рекомендациями новых ТУ, показал, что коэффициенты устойчивости таких массивов оказывались равными 0,85÷0,90. В результате подобных обследований найдена возможность существенного улучшения конструкции головных частей морских бун, достигнутого путем скашивания их концевых очертаний (рис. 12)[2].

ЛИТЕРАТУРА

1. П. К. Божич, Н. Н. Джунковский. Морское волнение и его действие на сооружения и берега. Машстройиздат, 1949.
2. Н. Н. Джунковский. Действие ветровых волн на гидротехнические сооружения. Стройиздат, 1940.
3. Н. Н. Джунковский, Г. Н. Смирнов, А. Г. Сидорова. Сб. трудов Московского инженерно-строительного ин-та им. В. В. Куйбышева, № 20. Госуд. изд. литературы по строительству и архитектуре, 1957.
4. Временные технические указания по проектированию морских берегоукрепительных сооружений. Изд. ЦНИИС, 1958.
5. К. М. Дороднова-Орлова. Исследования давления волн на сооружения, расположенные в полосе прибоя. Тр. ЦНИИС, вып. 6, «Вопросы проектирования и строительства берегоукрепительных сооружений». Трансжелдориздат, 1952.
6. А. М. Жданов. Волновые нагрузки, действующие на морские берегоукрепительные сооружения. Изд. ЦНИИС, 1958.
7. В. И. Петрашень. Действие разбитых волн на оградительные сооружения типа вертикальной стенки. Сб. № 7 ВНИИГС, 1956.
8. Е. Е. Руднев. О физической сущности явления разбивания волны о вертикальную стенку. Изд. «Морской транспорт», 1952.
9. Г. Д. Хасхачих. Механизм разрушения ветровых волн на наклонной стенке. Гидротехническое строительство, 1957, № 6.

[1] При тех параметрах волн, которые сдвинули массив.

[2] При наклонном (скошенном) очертании концевых частей головных массивов бун одновременно с уменьшением бокового давления, оказываемого при ударе волн в морской торец массива, значительно уменьшается взвешивающее волновое давление по подошве его основания.

Раздел III

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ГИДРАВЛИКИ ВЗВЕСЕНЕСУЩИХ ПОТОКОВ

Ф. И. Франкль

О СИСТЕМЕ УРАВНЕНИЙ ДВИЖЕНИЯ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ

В 1953—1955 гг. автор в виде отдельных заметок [1], объединенных затем в одну статью [2], опубликовал систему уравнений движения взвешенных наносов. Эта система уравнений выведена вполне строго на основании одних общих уравнений движения сплошной среды, без использования дополнительных гипотез. Вместе с этим она — общая, т. е. применяется также к неравномерным и неустановившимся движениям.

Наша система является обобщением известных уравнений Рейнольдса для турбулентных течений и, как и эти уравнения, представляет собою незамкнутую систему. Поэтому автор в последнем параграфе работы [2] показывает, при каких дополнительных гипотезах эта система в случае равномерного установившегося движения, малых мутностей и крупностей может быть согласована с полуэмпирической, так называемой «диффузионной теорией», которая в этом случае экспериментально подтверждается.

В последнее время полученная мной система уравнений обратила на себя внимание специалистов в области гидромеханизации. Поэтому в настоящей статье вкратце излагаются основные положения работы с необходимыми комментариями. Поскольку речь идет о турбулентном движении жидкости, захватывающем собой твердые частицы наносов, вводится следующий метод осреднения.

Рассмотрим «четырехмерное пространство», каждая точка которого характеризуется его пространственными декартовыми координатами x_1, x_2, x_3 и временем t.

В этом четырехмерном пространстве («пространстве — времени») выделим вокруг любой заданной точки $\bar{x}_1$, $\bar{x}_2$, $\bar{x}_3$, $\bar{t}$ «четырехмерный цилиндр» Z, основанием которого является шар, охарактеризованный неравенством

$$\sum_{i=1}^{3} (x_i - \bar{x}_i)^2 \leqslant r^2. \tag{1}$$

Его протяженность по «высоте» (т. е. по времени) охарактеризуется неравенством

$$-\tau < t - \bar{t} < \tau. \tag{2}$$

Величины h и τ даются раз навсегда, независимо от $\bar{x}_1$, $\bar{x}_2$, $\bar{x}_3$, $\bar{t}$. Вводим теперь для любой переменной величины $f = f(x_1, x_2, x_3, t)$ его среднее зна-

чение в цилиндре Z согласно формуле

$$\bar{f}(\bar{x}_1,\ \bar{x}_2,\ \bar{x}_3,\ \bar{t}) = \frac{\iiiint\limits_Z f dx_1 dx_2 dx_3 dt}{\iiiint\limits_Z dx_1 dx_2 dx_3 dt}. \tag{3}$$

Вводим далее разрывную функцию

$$s = s(x_1,\ x_2,\ x_3,\ t), \tag{4}$$

которая равна нулю в точках, занятых жидкостью, а единице — в точках, занятых твердыми частицами. Для этой функции можно, согласно уравнению (3), образовать среднее значение в Z. Получается непрерывная функция

$$\bar{s} = \bar{s}(\bar{x}_1,\ \bar{x}_2,\ \bar{x}_3,\ \bar{t}),$$

являющаяся, очевидно, ничем иным, как м у т н о с т ь ю.

Кроме общего среднего значения, вводим средние значения любой величины отдельно для жидкой и твердой компонент. Эти средние значения обозначаются через f^* и f_s^* и находятся согласно формулам

$$f^* = \frac{\overline{f(1-s)}}{1-\bar{s}},\quad f_s^* = \frac{\bar{f}_s}{\bar{s}}. \tag{5}$$

Уравнения движения до осреднения будем называть также «микроскопическими уравнениями», уравнения после осреднения — «макроскопическими», аналогично известной терминологии кинетической теории газов.

Теперь вводятся в рассмотрение микроскопические уравнения сохранения массы, количества движения и энергии для конечных областей — отдельно для жидкой и твердой компонент. В этих уравнениях играют роль микроскопические скорости u_i $(i = 1,\ 2,\ 3)$, тензор микроскопических напряжений

$$p_{i,\ k}\ (i,\ k = 1,\ 2,\ 3),$$

вектор микроскопической плотности потока тепла, вызванного теплопроводностью

$$q_i\ (i = 1,\ 2,\ 3),$$

и микроскопическая внутренняя энергия единицы массы e.

К этим уравнениям применяем указанные выше методы осреднения, а затем, применяя теорему Остроградского, переходим от уравнений для конечных областей к дифференциальным уравнениям. Жидкость считается несжимаемой, а частицы наносов — абсолютно твердыми.

Были получены уравнения:

$$\frac{\partial \bar{s}}{\partial \bar{t}} + \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial (\bar{s} u_{sk}^*)}{\partial \bar{x}_k} = 0 \tag{6}$$

(уравнение неразрывности твердой фазы);

$$\frac{\partial (1-\bar{s})}{\partial \bar{t}} + \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial [(1-\bar{s})\, u_k^*]}{\partial \bar{x}_k} \tag{7}$$

(уравнение неразрывности жидкой компоненты);

$$\left(\frac{\partial}{\partial \bar{t}} + \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial}{\partial \bar{x}_k} u^*_{ks}\right)(\rho_s \bar{s} u^*_{si}) = -\sum_{k=1}^{3} \bar{s} \frac{\partial p_{ik}}{\partial \bar{x}_k} - \frac{\partial \Pi_{sik}}{\partial \bar{x}_k} + R_i + \rho_s \bar{s} X_i \qquad (8)$$

$$(i = 1,\ 2,\ 3)$$

(динамические уравнения твердой компоненты).

Здесь ρ_s — микроскопическая плотность твердой компоненты, R_i — плотность сопротивления (осредненного), испытываемого твердой компонентой; эта величина определяется уравнением

$$R_i = -\sum_{k=1}^{3} \overline{s' \frac{\partial p'_{ik}}{\partial \bar{x}_k}} \qquad (9)$$

$$(s' = s - \bar{s},\ p'_{ik} = p_{ik} - \bar{p}_{ik});$$

Π_{sik} — тензор турбулентных напряжений твердой компоненты, определяемый уравнениями

$$\Pi_{sik} = \rho_s \bar{s} (u'_{si} u'_{sk})^* \qquad (10)$$

$$(u'_{si} = u_{si} - u^*_{sk}).$$

Далее имеем динамические уравнения жидкой компоненты

$$\left(\frac{\partial}{\partial t} + \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial}{\partial \bar{x}_k} u^*_k\right)[\rho (1 - \bar{s}) u^*_i] = -\sum_{k=1}^{3} (1 - \bar{s}) \frac{\partial \bar{p}_{ik}}{\partial \bar{x}_k} -$$

$$- \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial \Pi_{ik}}{\partial \bar{x}_k} - R_i + \rho (1 - \bar{s}) X_i. \qquad (11)$$

Здесь ρ — микроскопическая плотность жидкой фазы; X_i — объемная сила на единицу массы (например, сила тяжести); эту силу мы для простоты считаем постоянной; Π_{ik} — тензор турбулентных напряжений жидкой фазы, определяемый уравнениями

$$\Pi_{ik} = \rho (1 - \bar{s})(u'_i u'_k)^* \qquad (12)$$

$$(u'_i = u_i - u_i^*).$$

Наконец получаются уравнения энергии

$$\left(\frac{\partial}{\partial \bar{t}} + \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial}{\partial \bar{x}_k} u^*_{sk}\right)\left(\rho_s \bar{s} \frac{w^{*2}_s}{2}\right) = \sum_{i=1}^{3} u^*_{si}\left[-\sum_{k=1}^{3} \bar{s} \frac{\partial \bar{p}_{ik}}{\partial \bar{x}_k} - \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial \Pi_{sik}}{\partial \bar{x}_k} + R_i + \rho_s \bar{s} X_i\right]$$

$$\left(w^{*2}_s = \sum_{k=1}^{3} u^{*2}_{sk}\right) \qquad (13)$$

(уравнение энергии осредненного движения твердой компоненты);

$$\left(\frac{\partial}{\partial \bar{t}} + \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial}{\partial \bar{x}_k} u^*_k\right)\left[\rho (1 - \bar{s}) \frac{w^{*2}}{2}\right] =$$

$$= \sum_{i=1}^{3} u^*_i\left[-\sum_{k=1}^{3} (1 - \bar{s}) \frac{\partial \bar{p}_{ik}}{\partial \bar{x}_k} - \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial \Pi_{ik}}{\partial \bar{x}_k} - R_i + \rho (1 - \bar{s}) X_i\right] \qquad (14)$$

$$\left(w^{*2} = \sum_{k=1}^{3} u^{*2}_k\right)$$

(уравнение энергии осредненного движения жидкой компоненты);

$$\left(\frac{\partial}{\partial \bar{t}}+\sum_{k=1}^{3}\frac{\partial}{\partial \bar{x}_k}u^*_{sk}\right)\left[\rho_s \bar{s}\frac{(w'^2_s)^*_s}{2}\right]=-\frac{1}{2}\sum_{i,\,k=1}^{3}\left(\frac{\partial u^*_{si}}{\partial \bar{x}_k}+\frac{\partial u^*_{ks}}{\partial \bar{x}_i}\right)\Pi_{sik}+A_s-\sum_{i=1}^{3}\frac{\partial K_{si}}{\partial \bar{x}_i}$$

$$(w'^2_s)^*_s=\left[\sum_{i=1}^{3}(u_i-u^*_{si})^2\right]^*_s \qquad (15)$$

(уравнение энергии турбулентных пульсаций твердой фазы).

Работа A_s может быть названа «работой взвешивания, приложенной к твердым частицам». Она представляет собой среднее значение работ микросопротивлений твердых частиц при беспорядочных движениях в единице объема за единицу времени и определяется формулой

$$A_s=-\sum_{i,\,k=1}^{3}\overline{su'_{si}\frac{\partial p'_{ik}}{\partial \bar{x}_k}}. \qquad (16)$$

По сути дела — это строгое определение той работы взвешивания, которую имел в виду М. А. Великанов [3], вводя этот термин. Вектор K_{si} есть вектор потока энергии турбулентных пульсаций, вызываемый этими же пульсациями, для твердой фазы («вектор турбулентной энергопроводности твердой фазы»). Он определяется уравнением

$$K_{si}=\rho_s\,\overline{su'_{si}\frac{w'^2_s}{2}}. \qquad (17)$$

Что касается члена

$$-\frac{1}{2}\sum_{i,\,k=1}^{3}\left(\frac{\partial u^*_{si}}{\partial \bar{x}_k}+\frac{\partial u^*_{sk}}{\partial \bar{x}_i}\right)\Pi_{sik},$$

то он представляет собой «турбулентную псевдодиссипацию», т. е. необратимое превращение энергии осредненного движения в энергию турбулентных пульсаций (в отличие от молекулярной диссипации), т. е. превращение в тепло.

Следующим уравнением энергии является уравнение энергии турбулентных пульсаций жидкой фазы

$$\rho\left(\frac{\partial}{\partial \bar{t}}+\sum_{k=1}^{3}\frac{\partial}{\partial \bar{x}_k}u^*_k\right)\left[(1-\bar{s})\frac{(w'^2)^*}{2}\right]=$$

$$=-\frac{1}{2}\sum_{i,\,k=1}^{3}\left(\frac{\partial u^*_i}{\partial \bar{x}_k}+\frac{\partial u^*_k}{\partial \bar{x}_i}\right)\Pi_{ik}+A-\sum_{i=1}^{3}\frac{\partial K_i}{\partial \bar{x}_i} \qquad (18)$$

$$\left((w'^2)^*=\left[\sum_{k=1}^{3}(u_k-u^*_k)^2\right]\right).$$

Здесь

$$A=-\sum_{i,\,k=1}^{3}(1-s)\,u'_i\frac{\partial p'_{ik}}{\partial \bar{x}_k} \qquad (19)$$

(работа взвешивания, приложенная к жидким частицам),

$$K_i=\overline{\rho(1-s)u'_i\frac{w'^2}{2}} \qquad (20)$$

(вектор турбулентной энергопроводности жидкой компоненты).

Наконец, получаем осредненные уравнения тепла соответственно для твердой и жидкой компонент

$$\rho_s\left(\frac{\partial}{\partial t}+\sum_{k=1}^{3}\frac{\partial}{\partial x_k}u^*_{sk}\right)(se^*_s)=-\sum_{k=1}^{3}\frac{\partial Q_{sk}}{\partial x_k}-\sum_{k=1}^{3}\overline{s\frac{\partial q_k}{\partial x_k}}, \tag{21}$$

$$\rho\left(\frac{\partial}{\partial t}+\sum_{k=1}^{3}\frac{\partial}{\partial x_k}u^*_k\right)[(1-s)e^*]=-\sum_{k=1}^{3}\frac{\partial Q_k}{\partial x_k}-\sum_{k=1}^{3}\overline{(1-s)\frac{\partial q_k}{\partial x_k}}-$$

$$-\frac{1}{2}\sum_{i,\,k=1}^{3}\overline{\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_k}+\frac{\partial u_k}{\partial x_i}\right)p_{ik}}. \tag{22}$$

Здесь Q_{sk}, Q_k — векторы турбулентной теплопроводности соответственно для твердой и жидкой компонент. Они даются уравнениями

$$Q_{sk}=\rho_s\overline{su'_{sk}e}, \tag{23}$$

$$Q_k=\rho\,\overline{(1-s)u'_k e}. \tag{24}$$

Таким образом, мы видим, что в нашей двухкомпонентной турбулентной и в то же время термодинамической среде существуют ш е с т ь, а не только одно уравнение энергии. Из них М. А. Великанов учитывает в своей «гравитационной теории движения наносов» только одну комбинацию. Кроме того, он не учитывает ни турбулентной псевдодиссипации, ни турбулентной энергопроводности, пренебрегая ими по сравнению с энергией взвешивания [3, стр. 137, ур. (85)]. Но, как показывают уравнения (13) и (18), это недопустимо.

В последней, полуэмпирической части нашей работы вводится «скорость турбулентной диффузии»

$$v_{di}=-\varepsilon\frac{\partial\ln\bar{s}}{\partial x_i}, \tag{25}$$

или, опуская ненужные впоследствии знаки осреднения,

$$v_{di}=-\varepsilon\frac{\partial\ln s}{\partial x_i}.$$

Здесь ε — коэффициент турбулентного перемешивания. Для сопротивления гипотетически вводится формула (в соответствии с формулой Стокса для сопротивления шара)

$$R_i=-\frac{9}{2}\frac{s}{r^2}\mu(u_{si}-u_i-v_{di}), \tag{26}$$

где μ — коэффициент вязкости; r — радиус частицы. В соответствии с этой формулой наносы, двигаясь в равномерном потоке, в среднем вдоль потока, испытывают сопротивление, направленное снизу вверх, которое в основном уравновешивается силой тяжести: в самом деле, если бы не было силы тяжести, они диффундировали бы снизу вверх, стремясь к равномерному распределению по глубине.

Если допустить, что можно пренебречь в уравнениях (8) членом $\frac{-\partial\Pi_{sik}}{\partial x_k}$, и он действительно мал, за исключением придонных слоев, то получается приближенное уравнение

$$\rho_s\left(\frac{\partial u_{si}}{\partial t}+\sum_{k=1}^{3}u_{sk}\frac{\partial u_{si}}{\partial x_k}\right)=-\frac{\partial p}{\partial x_i}+\frac{1}{s}R_i+\rho_s X_i \tag{27}$$

(здесь из микронапряжений сохранено только давление). В случае равномерного движения получим, что легко проверить, совпадение с обыкновенной диффузионной теорией.

Что касается работ взвешивания A_s, A, то в нашей работе вопрос об их определении не рассматривается. Считать их заранее равными и противоположными, во всяком случае, нет оснований. Вопрос о применимости формулы, предложенной М. А. Великановым для величины A, также остается открытым.

Для получения теорий, более точных, чем диффузионные, придется учитывать турбулентные напряжения и турбулентную энергопроводность.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ф. И. Франкль. Докл. АН СССР, т. 92, стр. 247, 1953; т. 102, стр. 903, 1955, т. 102, стр. 1093, 1955.
2. Ф. И. Франкль. Труды физ.-мат. ф-та Киргизск. гос. университета, вып. 3, стр. 103—118, 1956.
3. М. А. Великанов. Динамика русловых потоков. Т. II. Изд-во АН СССР 1955.

В. Г. Сансян и А. К. Ананян

К ВОПРОСУ О ДВИЖЕНИИ НАНОСОВ В ТУРБУЛЕНТНОМ ПОТОКЕ

Характер переноса турбулентным потоком твердых частиц зависит не только от соотношения между компонентами смеси в единице объема, но и от разности скоростей смежных частиц этих компонент. В общем случае взаимодействие компонент смеси может происходить не только вследствие переноса от одной компоненты к другой вектора количества движения и энергии, но и благодаря преобразованию массы одной компоненты в массу другой компоненты [1]. В случае механической смеси последний вид взаимодействия отсутствует, вследствие чего уравнение переноса масс распадается на два независимых уравнения переноса массы каждой компоненты смеси.

В работах [1—5] приведены дифференциальные уравнения движения двухфазного потока, составленные для каждой фазы в отдельности.

Уравнения двухфазного турбулентного потока в обобщенном виде получены Ф. И. Франклем [2—4], но они представляют собой незамкнутую систему.

Необходимо отметить, что в отличие от метода, принятого в работах [1—4], замкнутую систему уравнений для двухфазного потока можно получить, применяя методы статистической физики.

Цель настоящей работы заключается в том, чтобы путем использования некоторых гипотез замкнуть систему уравнений Ф. И. Франкля для частных случаев движения двухфазного потока (плоско-равномерное движение в открытых каналах и напорное движение в трубах). При этом соответствующие коэффициенты и параметры устанавливаются на основании экспериментов. Далее в статье приводятся некоторые соображения относительно методов исследования мутности потока в придонном слое, основанных на общих идеях Эйнштейна [6] и М. А. Великанова [7].

На основании теоремы о количестве движения динамическое уравнение для твердой фазы можно представить в виде [2]

$$\frac{d}{dt}\iiint\limits_{F(x_1\ldots)<0}\rho_s s(x_1, x_2, x_3, t)\,u_{si}\,dx_1dx_2dx_3 =$$

$$= -\iint\limits_{F(x_1\ldots)=0}\rho_s s u_{si}(x_1\ x_2,\ x_3,\ t)\,u_{sn}(x_1,\ x_2,\ x_3,\ t)\,dF -$$

$$-\iint\limits_{\Phi(x_1\ldots)=0}P_{in}\,d\Phi + \iiint\limits_{F(x_1\ldots)<0}\rho_s s X_{si}(x_1,\ x_2,\ x_3,\ t)\,dx_1dx_2dx_3. \qquad (1)$$

К этому уравнению присоединяется уравнение неразрывности

$$\frac{d}{dt}\iiint\limits_{F(x_1\ldots)<0} s(x_1, x_2, x_3, t)\,dx_1dx_2dx_3 = -\iint\limits_{F(x_1\ldots)=0} s(x_1, x_2, x_3, t)\,u_{sn}(x_1, x_2, x_3, t)\,dF, \tag{2}$$

где

u_{si} и u_{sn} — компоненты скоростей твердых частиц (n — направление внешней нормали к поверхности частиц);

ρ_s — плотность твердых частиц, $F(x_1, x_2, x_3, t) = 0$ — некоторая область, выделенная в двухфазном потоке (рис. 1 или рис. 2), dF — элемент поверхности этой области;

$\Phi(x_1, x_2, x_3, t) < 0$ — область внутри $F(x_1, x_2, x_3, t) = 0$, занятая твердыми частицами;

$d\Phi$ — элемент поверхности этой области;

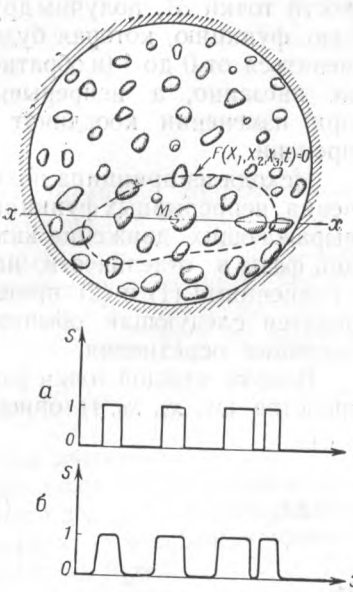


Рис. 1. Представление разрывной ($а$) и непрерывной ($б$) функций для S

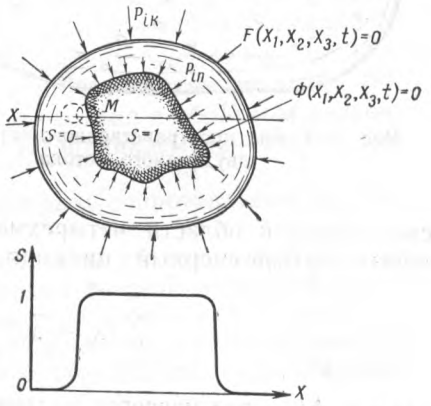


Рис. 2. Представление непрерывной функции для S и P_{ik}

P_{in} — проекция тензора напряжений на внешнюю нормаль к поверхности твердых частиц, т. е. к поверхности $\Phi(x_1, x_2, x_3, t)$;

s — разрывная функция, которая равняется нулю внутри жидкости и равняется единице внутри твердых частиц. На границе этих двух сред s претерпевает разрыв непрерывности. Необходимо отметить, что уравнения (1) и (2) написаны для мгновенных значений величин.

Аналогичным образом можно написать уравнения и для жидкой фазы, заменив везде s выражением $(1-s)$, а под остальными величинами подразумевать соответствующие характеристики для жидкой фазы.

На рис. 1 условно показан характер изменения функций s в некоторой части области.

Если точку M (рис. 1) считать геометрической точкой, то s является функцией времени и координат, величины которых попеременно равны 0 или 1. Они внезапно изменяются от 0 до 1 и обратно на границах поверхностей раздела фаз. Если принять условие отсутствия скольжения на этих поверхностях (т. е. если считать, что вследствие вязкости жидкости ее частицы прилипают к поверхности твердой фазы), то вектор скорости в двухфазном потоке является непрерывной функцией времени и координат. Но производные от функции s по координатам терпят разрыв непрерывности на поверхности раздела фаз.

В случае, когда необходимо, чтобы производные были непрерывны, то под точкой M будем подразумевать некоторый объем, весьма малый по сравнению с наиболее диспергированными объемами компонент, и достаточно большой, чтобы можно было пренебречь флюктуациями плотности, вызванными молекулярной структурой компонент смеси.

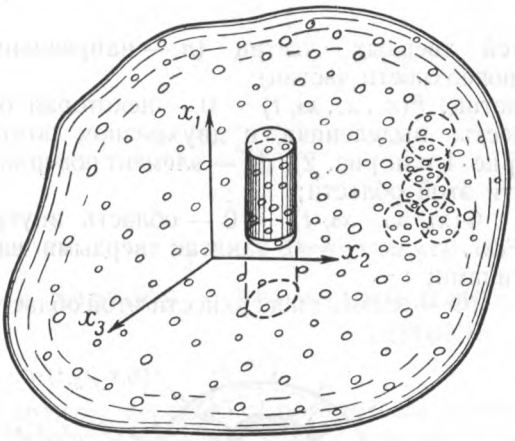


Рис. 3. Схема пространственного осреднения двухфазного потока

Тогда, после осреднения, т. е. после деления объема твердой фазы на общий объем массы, выделенной в окрестности точки M, получим другую функцию, которая будет меняться от 0 до 1 (и обратно) не внезапно, а непрерывно при изменении координат и времени.

Исходя из принципа получения непрерывных функций, выражающих движение каждой фазы в отдельности, над уравнениями (1) и (2) производится следующая обычная операция осреднения.

Вокруг каждой точки рассматриваемой области четырехмерного пространства (x_1, x_2, x_3, t) описывается четырехмерный цилиндр $z(x_i, t)$ (рис. 3)

$$\sum_{i=1}^{3}(x_i - \bar{x}_i)^2 \leqslant r^2 \quad |t - \bar{t}| < \Delta t, \tag{3}$$

где r и Δt — раз навсегда заданные величины;

$\bar{x}_i$ — постоянные;

x_i — переменные координаты.

Уравнения (1) и (2) можно осреднить, пользуясь формулой

$$\bar{f}(x,\ t) = \left\{ \iiiint\limits_{z(x_1 \ldots t)} f dx_1 dx_2 dx_3 dt \right\} : \left\{ \iiiint\limits_{z(x_1 \ldots t)} dx_1 dx_2 dx_3 dt \right\}. \tag{4}$$

Умножая все члены уравнения (1) и (2) на объем элементарного цилиндра, получим после интегрирования и почленного деления на объем этого цилиндра осредненные уравнения движения твердой фазы взвесенесущего потока. Однако при составлении осредненных уравнений взвесенесущего потока осреднение целесообразно проводить одновременно и по объемам каждой фазы в отдельности.

Операция осреднения по объемам, занятым жидкостью и твердыми частицами, осуществляется по формулам

$$f^* = \frac{\overline{f(1-s)}}{1-\bar{s}}; \tag{5}$$

$$f_s^* = \frac{\overline{fs}}{\bar{s}}, \tag{6}$$

где f — мгновенное значение данной величины (скорости, давления и т. д.);

s — некоторая разрывная функция, которая после осреднения по объему элементарного цилиндра дает мутность $\bar{s}$.

Выразим входящие в уравнения (1) и (2) величины через их средние значения, не зависящие от времени и объема, по которому производится осреднение, и через пульсационные надбавки, зависящие от последних, т. е.

$$s = \bar{s} + s', \quad p_{ik} = \bar{p}_{ik} + p'_{ik}, \quad u_{si} = u^*_{si} + u'_{si}, \text{ и т. д.} \tag{7}$$

Пользуясь формулами (4)—(6), уравнения (1) и (2) после осреднения можно представить в виде

$$\rho_s \frac{\partial (\bar{s} u^*_{si})}{\partial t} + \rho_s \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial [\bar{s} u^*_{si} u^*_{sk}]}{\partial x_k} = - \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial [\rho_s \bar{s} (u'_{si} u'_{sk})^*]}{\partial x_k} -$$

$$- \bar{s} \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial \bar{p}_{ik}}{\partial x_k} + \rho_s \bar{s} X^*_{si} - \sum_{k=1}^{3} \overline{s' \frac{\partial p'_{ik}}{\partial x}}; \tag{8}$$

$$\frac{\partial \bar{s}}{\partial t} + \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial (\bar{s} u^*_{sk})}{\partial x_k} = 0. \tag{9}$$

Аналогичным образом можно написать уравнение для жидкой фазы, заменив везде в уравнениях (8) и (9) s через $(1 - s)$, ρ_s — через ρ, а скорости твердых частиц u^*_{si} и u^*_{sk} — через скорости жидких частиц u^*_i и u^*_k. При этом член, аналогичный последнему члену в правой части уравнения (8), появится и в уравнении для жидкой фазы, но только с обратным знаком.

Уравнения (8) и (9) были получены Ф. И. Франклем [2—4]. В уравнении (8) член $\sum_{k=1}^{3} \overline{s' \frac{\partial p'_{ik}}{\partial x_k}}$ представляет из себя силу сопротивления твердых частиц движению жидкости. Необходимо отметить, что эта сила Франклем не вводится искусственно в уравнения движения твердой и жидкой фазы, как это делают некоторые авторы [1, 8]. Они получаются в силу предположения, что тензоры напряжений p_{ik} и p_{in} с их производными по координатам в областях $F(x_1 \ldots) < 0$ и $\Phi(x_1 \ldots) < 0$ и на границе этих областей являются непрерывными функциями координат.

Действительно, если существуют некоторая функция $p_{ik}(x_1, x_2, x_3)$ и ее производная $\frac{\partial p_{ik}}{\partial x_k}$, которые непрерывны во всей области $\Phi(x_1, x_2, x_3, t)$, включая и границу рис. 1, 2, то для силы $\iint p_{in}\, d\Phi$ формулу Остроградского можно представить для нашего случая в виде

$$\iint_{\Phi(x_1 \ldots)=0} p_{in} d\Phi = \iiint_{\Phi(x_1 \ldots)<0} \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial p_{ik}}{\partial x_k} dx_1 dx_2 dx_3 = \iiint_{F(x_1 \ldots)<0} \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial p_{ik}}{\partial x_k} dx_1 dx_2 dx_3. \tag{10}$$

С учетом (7) выражение (10) после осреднения при помощи формул (4)—(6) примет вид

$$\iiint_{F(x_1 \ldots)<0} s \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial p_{ik}}{\partial x_k} dx_1 dx_2 dx_3 = \iiint_{F(x_1 \cdots)<0} \bar{s} \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial \bar{p}_{ik}}{\partial x_k} dx_1 dx_2 dx_3 +$$

$$+ \iiint_{F(x_1 \cdots)<0} \sum_{k=1}^{3} \overline{s' \frac{\partial p'_{ik}}{\partial x_k}} dx_1 dx_2 dx_3. \tag{11}$$

Аналогичное выражение можно написать и для жидкой фазы

$$\iiint_{F(x_1 \ldots)<0} (1 - s) \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial p_{ik}}{\partial x_k} dx_1 dx_2 dx_3 = \iiint_{F(x_1 \cdots)<0} (1 - \bar{s}) \sum_{k=1}^{3} \frac{\partial \bar{p}_{ik}}{\partial x_k} dx_1 dx_2 dx_3 -$$

$$-\iiint\limits_{F_1(x_1\cdots)<0}\sum_{k=1}^{3}\overline{s'\frac{\partial p'_{ik}}{\partial x_k}}\,dx_1dx_2dx_3. \qquad (12)$$

В уравнение (8) не вошли все силы взаимодействия твердых частиц (например, силы соударения), которые будут иметь место для взвесенесущего потока большой мутности.

Выведенные уравнения для твердой фазы будут тем ближе к истине, чем меньше будет расстояние между твердыми частицами. В этом случае, хотя частицы могут и не соударяться, но будет иметься взаимное влияние их, передающееся через водную массу.

При большом расстоянии между твердыми частицами приведенные выше методы осреднения доступны с математической точки зрения, но вряд ли полученные при этом уравнения движения твердой фазы будут иметь физический смысл; дискретную среду (твердую фазу) в данном случае нельзя рассматривать как непрерывную.

Ниже мы будем рассматривать такие взвесенесущие потоки, к которым применим данный метод осреднения для твердой фазы, и операция осреднения не лишена физического смысла.

Необходимо отметить, что сказанное не относится к жидкой фазе, так как ввиду вязкости жидкости, поля скоростей и давлений будут всегда непрерывными.

От общих уравнений Ф. И. Франкля перейдем к частным уравнениям, а именно — к уравнениям для квазистационарного и плоскоравномерного движения взвесенесущего потока в открытом канале.

Эти уравнения, после элементарных преобразований,можно представить в следующем виде

$$-\frac{d}{dx_2}[\rho_s\bar{s}\,(u'_{s1}u'_{s2})^*]+g\rho_s i\bar{s}-R_1=0; \qquad (13)$$

$$-\frac{d}{dx_2}[\rho_s\bar{s}\,(u'^{\,2}_{s2})^*]-\bar{s}\frac{d\bar{p}}{dx_2}-g\rho_s\bar{s}-R_2=0; \qquad (14)$$

$$-\frac{d}{dx_2}[\rho\,(1-\bar{s})(u'_1u'_2)^*]+\rho\,(1-\bar{s})\,gi+R_1=0; \qquad (15)$$

$$-\frac{d}{dx_2}[\rho\,(1-\bar{s})\,(u'^{\,2}_2)^*]-(1-\bar{s})\frac{d\bar{p}}{dx_2}-\rho\,(1-\bar{s})\,g+R_2=0, \qquad (16)$$

где

x_1 и x_2 — координатные оси, ориентированные следующим образом: ось x_1 направлена по течению потока и совпадает с дном канала, x_2 перпендикулярна к оси x_1;

i — уклон дна канала;

R_1 и R_2 — проекции осредненных сопротивлений движению твердых частиц в жидкости;

$\bar{s}$ — мутность потока в данной точке (в элементарном объеме);

$\bar{p}$ — гидродинамическое давление;

g — ускорение силы тяжести; ρ_s и ρ — соответственно плотности твердой и жидкой фазы.

В систему уравнения (13)—(16) не вошли напряжения вязкости в силу их малости по сравнению с турбулентными напряжениями.

В четырех уравнениях (13)—(16) восемь неизвестных $\bar{s}$, R_1, R_2, $(u'_{s1}u'_{s2})^*$, $(u'_1u'_2)^*$, $(u'^{\,2}_{s2})^*$, $(u'^{\,2}_2)^*$, $\bar{p}$. Для замыкания этой системы, необходимо сделать ряд допущений.

Принимаем, что давление в взвесенесущем потоке (при сравнительно небольшой мутности) подчиняется гидростатическому закону. Кроме того, в первом приближении можно считать, что распределение пульсационных

характеристик взвесенесущего потока мало отличается от такового для однородного потока.

На основании опытов [9] установлены следующие зависимости для однородного потока при равномерном движении жидкости в открытом канале:

$$(u_2'^2)^* = \alpha u_{\max}^2; \tag{17}$$

$$(u_1' u_2')^* = -gi(h - x_2), \tag{18}$$

где

$u_{\max}$ — максимальная скорость на вертикали;

h — глубина потока;

α — постоянная, равная, по данным опытов Е. М. Минского [9], примерно 0,001.

Исходя из сказанного выше, в первом приближении принимаем, что

$$(u_2'^2)^* = \alpha u_{\max}^2 \Phi_1(\bar{s}); \tag{19}$$

$$(u_{s2}'^2)^* = \alpha u_{\max}^2 \Phi_2(\bar{s}); \tag{20}$$

$$(u_1' u_2')^* = -gi(h - x_2)\Phi_3(\bar{s}), \tag{21}$$

где $\Phi_1(\bar{s})$, $\Phi_2(\bar{s})$ и $\Phi_3(\bar{s})$ — неизвестные функции, которые учитывают влияние твердых частиц на пульсационные характеристики потока и зависят от мутности потока $\bar{s}$ и от среднего диаметра d твердых частиц.

Очевидно, что эти функции должны удовлетворять условию $\Phi_1(0) = \Phi_2(0) = \Phi_3(0) = 1$, т. е. при отсутствии наносов пульсационные характеристики потока, определяемые уравнениями (19) и (21), должны удовлетворять условиям однородного потока, т. е. уравнениям (17) и (18).

В уравнениях (19)—(20) функции $\Phi_1(\bar{s})$, $\Phi_2(\bar{s})$ и $\Phi_3(\bar{s})$ можно представить в виде рядов по степеням $\bar{s}$. Ограничимся двумя членами этих рядов, учитывая, что ниже будем рассматривать взвесенесущие потоки сравнительно малой мутности:

$$(u_2'^2)^* = \alpha u_{\max}^2 (1 - k_1\bar{s}); \tag{22}$$

$$(u_{s2}'^2)^* = \alpha u_{\max}^2 (1 - k_2\bar{s}); \tag{23}$$

$$(u_1' u_2')^* = -gi(h - x_2)(1 - k_3\bar{s}), \tag{24}$$

где коэффициенты k_1, k_2 и k_3 параметрически зависят от диаметра частиц и определяются из опытов.

Уравнения (13)—(16) представим в безразмерной системе координат. Для этого примем, что

$$x_1 = xh,\ x_2 = yh,\ (u_{s1}' u_{s2}')^* = (u_s' v_s')^* ghi,\ (u_s'^2)^* = u_s'^2 u_{\max}^2. \tag{25}$$

С учетом (22)—(25) уравнения (13)—(16) можно представить в виде

$$g\rho_s i \frac{d}{dy}\left[\bar{s}(u_s' v_s')^*\right] - g\rho_s i\bar{s} + R_x = 0; \tag{26}$$

$$\frac{\alpha u_{\max}^2}{h}\rho_s \frac{d}{dy}\left[\bar{s}(1 - k_2\bar{s})\right] + g(\rho_s - \rho)\bar{s} + R_y = 0; \tag{27}$$

$$-g\rho i \frac{d}{dy}\left[(1 - \bar{s})(1 - k_3\bar{s})(1 - y)\right] - g(1 - \bar{s})\rho i - R_x = 0; \tag{28}$$

$$\frac{\alpha u_{\max}^2}{h}\rho \frac{d}{dy}\left[(1 - \bar{s})(1 - k_1\bar{s})\right] - R = 0. \tag{29}$$

Система уравнений (26)—(29) уже замкнутая, так как число неизвестных $(u_s'v_s')$, R_x, R_y и $\bar{s}$ равно числу уравнений.

Для определения $\bar{s}$ сложим (27) и (29). В результате получим (в дальнейшем знак осреднения над s опускается)

$$(Bs - A)\frac{ds}{dy} - s = 0, \tag{30}$$

где

$$A = \frac{\alpha u_{max}^2}{gh}\left[\frac{\rho_s - (1+k_1)\rho}{\rho_s - \rho}\right]; \quad B = \frac{2\alpha u_{max}^2}{gh}\frac{\rho_s k_2 - \rho k_1}{\rho_s - \rho} \tag{31}$$

После интегрирования (30) получим

$$B(s - s_0) - A\ln\frac{s}{s_0} = y - y_0, \tag{32}$$

где s_0 — значение s на глубине y_0 (придонная мутность).

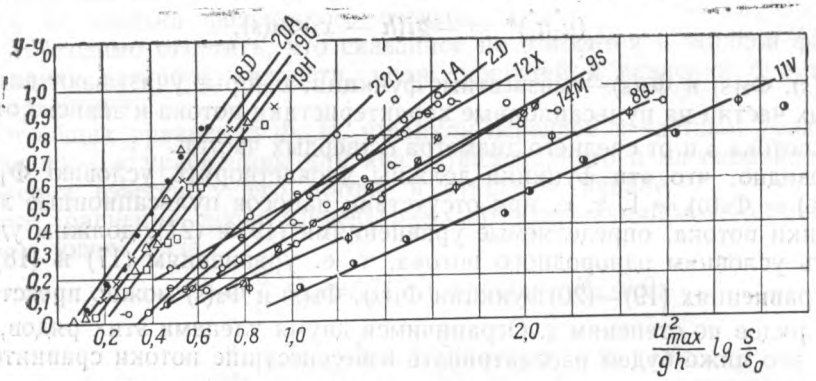


Рис. 4. Зависимость относительной мутности от высоты и гидравлической крупности частиц

Может возникнуть вопрос, не будет ли ошибкой складывать почленно уравнения (27) и (29), учитывая то, что величины, входящие в эти уравнения, т. е. s и $(1-s)$, имеют различные порядки. В процессе этой операции мы к большим величинам уравнения (27) добавляем малые величины уравнения (29), зная, что порядок членов последнего уравнения близок к погрешностям, которые были допущены при выводе уравнения (27).

Безусловно такую ошибку мы могли бы совершить, если бы объектом нашего исследования был поток с малой концентрацией взвеси.

Известно, что при средней мутности потока $s = 0{,}002$ и гидравлической крупности $w = 4$ *см/сек* расчеты по диффузионной теории, не учитывающей влияния твердых частиц на движение жидкости, дают удовлетворительные результаты [10]. В данном случае объектом нашего исследования являются потоки с большой концентрацией, близкие к пульпе, применяющейся при гидромеханизации. При этих условиях порядки величин s и $(1-s)$ становятся близкими и, как показывают опыты [11—13], величина $R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}$ соизмерима с сопротивлением движению чистого потока. Правда, при этих условиях было бы более правильным ограничиться несколькими членами рядов (19)—(21). Однако ради простоты задачи в первом приближении мы ограничиваемся первыми членами рядов, как это принято в уравнениях (22)—(24). Для вычисления относительной мутности потока необходимо знать численные значения коэффициентов k_1 и k_2.

На рис. 4 и 5 приведены результаты произведенной В. Г. Санояном [14] обработки опытов Ванони [15]. Параметрической величиной кривых, представленных на рис. 4, является гидравлическая крупность w или диаметр частиц. По данным рис. 5, при заданном w определяется численное значение коэффициента k_1. Остальные коэффициенты k_2 и k_3 можно определить из уравнения (23) и (24). Для этого необходимо иметь опытные данные для величин $(\overline{u'^2_{s2}})^*$ и $(\overline{u'_1 u'_2})^*$.

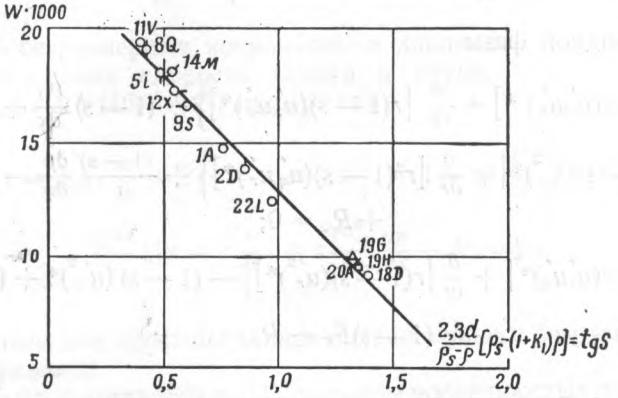


Рис. 5. Зависимость коэффициента k_1 от гидравлической крупности частиц

После получения численных значений коэффициентов k_1, k_2 и k_3 нетрудно получить расчетные зависимости и для других величин взвесенесущего потока. Так, например, подставляя в уравнения (27) и (28) $\frac{ds}{dy}$ из уравнения (22), в результате несложных преобразований получим

$$R_x = -\rho g i s\left[(1-s)\,k_3 + \frac{(1-y)\,(1+y-2sk_3)}{A-Bs}\right]; \tag{33}$$

$$R_y = \rho g s\,\frac{(1+k_1)\,(\rho_s-\rho)}{\rho_s-(1+k_1)\,\rho} = -\frac{\alpha\rho u^2_{\max}}{h}\,\frac{(1+k_1-2k_1 s)\,s}{A-Bs}; \tag{34}$$

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}, \tag{35}$$

т. е. можем подсчитать суммарное сопротивление, вызванное присутствием твердых частиц в движущейся жидкости [14].

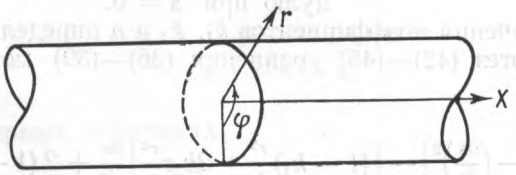


Рис. 6. Направление координатных осей

Аналогичным образом можно решить задачу и о гидротранспорте в напорных трубопроводах. Для этого напишем уравнения (13)—(16) в цилиндрических координатах. Принимаем ось x совпадающей с осью трубы; r — радиальная координата; φ — азимутальный угол (рис. 6).

Пропуская все промежуточные выкладки, получим для равномерного и стационарного движения систему уравнений для твердой фазы

$$\frac{\rho_s}{r}\left\{\frac{\partial}{\partial\varphi}\left[s(u_x'u_\varphi')_s^*\right]+\frac{\partial}{\partial r}\left[rs(u_x'u_r')^*\right]\right\}+s\frac{\partial p}{\partial x}-R_x=0; \quad (36)$$

$$\frac{\rho_s}{r^2}\left\{\frac{\partial}{\partial\varphi}\left[sr(u_\varphi'^2)_s^*\right]+\frac{\partial}{\partial r}\left[r^2s(u_\varphi'u_r')_s^*\right]\right\}+\frac{s}{r}\frac{\partial p}{\partial\varphi}-\rho_s sF_{\varphi s}-R_\varphi=0; \quad (37)$$

$$\frac{\rho_s}{r}\left\{\frac{\partial}{\partial\varphi}\left[s(u_r'u_\varphi')_s^*\right]+\frac{\partial}{\partial r}\left[rs(u_r'^2)_s^*\right]-s(u_\varphi'^2)^*\right\}+s\frac{\partial p}{\partial r}-\rho_s sF_{rs}-R_r=0. \quad (38)$$

То же для жидкой фазы

$$\frac{\rho}{r}\left\{\frac{\partial}{\partial\varphi}\left[(1-s)(u_x'u_\varphi')^*\right]+\frac{\partial}{\partial r}\left[r(1-s)(u_x'u_r')^*\right]\right\}+(1-s)\frac{\partial p}{\partial x}+R_x=0; \quad (39)$$

$$\frac{\rho}{r^2}\left\{\frac{\partial}{\partial\varphi}\left[r(1-s)(u_\varphi'^2)^*\right]+\frac{\partial}{\partial r}\left[r^2(1-s)(u_\varphi'u_r')^*\right]\right\}+\frac{(1-s)}{r}\frac{\partial p}{\partial\varphi}-(1-s)\rho F_\varphi+$$
$$+R_\varphi=0; \quad (40)$$

$$\frac{\rho}{r}\left\{\frac{\partial}{\partial\varphi}\left[(1-s)(u_r'u_\varphi')^*\right]+\frac{\partial}{\partial r}\left[r(1-s)(u_r'^2)^*\right]\right\}-(1-s)(u_\varphi'^2)^*+(1-s)\frac{\partial p}{\partial r}-$$
$$-\rho(1-s)F_r+R_r=0. \quad (41)$$

Уравнение неразрывности превращается в тождество.

Для замыкания системы уравнений (36)—(41) принимаем гипотезы

$$(u_x'u_r')^*=\frac{r}{r_0}u_*^2(1+k_1s); \quad (42)$$

$$(u_x'u_r')_s^*=\frac{r}{r_0}u_*^2(1+k_2s); \quad (43)$$

$$(u_x'u_\varphi')^*=au_*^2\frac{\partial s}{\partial\varphi}; \quad (44)$$

$$(u_x'u_\varphi')_s^*=au_*^2\frac{\partial s}{\partial\varphi}. \quad (45)$$

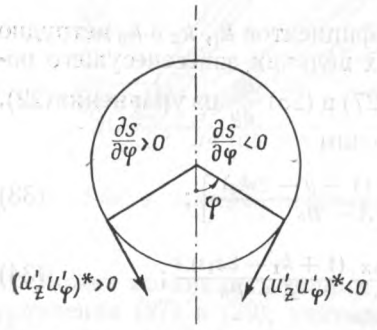


Рис. 7. Качественное представление изменения $\frac{ds}{d\varphi}$ и $(u_z'\ u_\varphi')^*$ в зависимости от полярного угла

Зависимости (44) и (45) приняты из условия симметричного движения взвесенесущего потока относительно вертикального диаметрального сечения трубы. Величины $(u_x'u_\varphi')^*$ и $(u_x'u_\varphi')_s^*$ при углах, равных $\pm\varphi$, должны менять знаки (рис. 7); кроме того, эти величины должны равняться нулю при $s=0$.

Численные значения коэффициентов k_1, k_2 и a определяются из опытов.

С учетом гипотез (42)—(45) уравнения (36)—(39) можно представить в виде

$$\frac{\rho u_*^2}{r}\left\{a\left[(1-s)\frac{\partial^2 s}{\partial\varphi^2}-\left(\frac{\partial s}{\partial\varphi}\right)^2\right]-\left[(1-k_1)\frac{r^2}{r_0}+2k_1s\frac{r^2}{r_0}\right]\frac{\partial s}{\partial r}+2(1-s)(1+k_1s)\frac{r}{r_0}\right\}+$$
$$+(1-s)\frac{\partial p}{\partial x}+R_x=0; \quad (46)$$

$$\frac{\rho_s u_*^2}{r}\left\{a\left[s\frac{\partial^2 s}{\partial\varphi^2}+\left(\frac{\partial s}{\partial\varphi}\right)^2\right]+(1-2k_2s)\frac{r^2}{r_0}\frac{\partial s}{\partial r}+2s(1-k_2s)\frac{r}{r_0}\right\}+s\frac{\partial p}{\partial x}-R_x=0. \quad (47)$$

Как для первой задачи (открытый канал), так и для трубы считаем возможным совместное решение уравнений (46) и (47). Следует учесть, что в слу-

чае напорного движения сопротивление твердых частиц жидкости R не является малой величиной, как это видно из опытов [11—13].

Линеаризируем уравнения (46) и (47) путем отбрасывания членов второго порядка малости. Представим уравнения (46) и (47) в безразмерных координатах. Для этого принимаем

$$r = r_0\bar{r}, \quad x = r_0\bar{x}, \quad p = \frac{\rho u_{ср}^2}{2}\bar{p}, \tag{49}$$

где $\bar{r}$, $\bar{x}$ и $\bar{p}$ — безразмерные координаты и давление;

$u_{ср}$ — средняя скорость потока в трубе.

Тогда уравнения (46) и (47) примут вид

$$\frac{\rho u_*^2}{r_0}\left[\frac{a}{r}\frac{\partial^2 s}{\partial\varphi^2} - (1-k_1)\bar{r}\frac{\partial s}{\partial r} + 2(1+k_1 s - s)\right] + (1-s)\frac{\rho u_{ср}^2}{2r_0}\left[\frac{\partial p}{\partial x} + R_x = 0; \right. \tag{50}$$

$$\frac{\rho_s u_*^2}{r_0}\left(2s + \bar{r}\frac{\partial s}{\partial r}\right) + s\frac{\rho u_{ср}^2}{2r_0}\frac{\partial p}{\partial x} - R_x = 0. \tag{51}$$

В дальнейшем для простоты записи опускаем знаки безразмерности (черточки над буквами).

Складывая уравнения (50) и (51), получим после простых преобразований

$$\frac{a}{r}\frac{\partial^2 s}{\partial\varphi^2} + br\frac{\partial s}{\partial r} + 2bs - d_0 = 0, \tag{52}$$

где

$$b = \frac{\rho_s - (1+k_1)\rho}{\rho}, \tag{53}$$

$$d_0 = 2 + \frac{u_{ср}^2}{2u_*^2}\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_н. \tag{54}$$

Рассмотрим отсек в потоке чистой жидкости, заключенный между сечениями, находящимися на расстоянии dx друг от друга. Ввиду равномерности движения, силы трения уравновешиваются градиентом давления, т. е.

$$\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_ж \pi r_0^2 dx + 2\tau_0 r_0 \pi dx = 0, \tag{55}$$

где

$$\tau_0 = \rho u_*^2. \tag{56}$$

Отсюда

$$-\frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_ж = \frac{2u_*^2}{r_0} \tag{57}$$

или, в безразмерных величинах,

$$-\frac{u_{ср}^2}{2}\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_ж = 2u_*^2. \tag{58}$$

С учетом выражения (58) выражение (54) можно представить в виде

$$d_0 = 2\left[1 - \frac{\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_н}{\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_ж}\right], \tag{59}$$

где $\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{н}$ представляет собой пьезометрический уклон наносонесущего потока;

$\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{ж}$ — то же самое для однородного потока.

Таким образом, мы видим, что d_0 представляет собой сопротивление твердых частиц движению жидкости, отнесенное к перепаду давления в чистой жидкости.

Перейдем к уравнению (52). Его частное решение можно представить в виде

$$s = A_\lambda \frac{\cos \lambda\varphi}{r^2} \exp\left(-\frac{\lambda^2 a}{br}\right) - \frac{d_0}{2b}, \tag{60}$$

где λ — любое действительное число;

A_λ — постоянный коэффициент.

Тогда общее решение (60) будет

$$s = \sum_{\lambda=1}^{\infty} A_\lambda \frac{\cos \lambda\varphi}{r^2} \exp\left(-\frac{\lambda^2 a}{br}\right) - \frac{d_0}{2b} \tag{61}$$

при целых положительных λ.

Коэффициент A_λ определяется из граничного условия

$$s = s_0(\varphi) \quad \text{при} \quad r = 1. \tag{62}$$

С учетом выражений (62) и (61) будем иметь

$$s_0(\varphi) = \sum_{\lambda=1}^{\infty} A_\lambda \cos \lambda\varphi \exp\left(-\frac{\lambda^2 a}{b}\right) - \frac{d_0}{2b}. \tag{63}$$

Это обычное разложение функции $s_0(\varphi)$ в ряд Фурье.

Тогда

$$A_\lambda \exp\left(-\frac{\lambda^2 a}{b}\right) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi} s_0(\eta) \cos \lambda\eta d\eta. \tag{64}$$

Подставляя значения A_λ из выражений (64) и (61), получим

$$s = \sum_{\lambda=1}^{\infty} 2 \frac{\cos \lambda\varphi}{\pi r^2} \exp\left[\left(-\frac{\lambda^2 a}{b}\right)\left(\frac{1}{r} - 1\right)\right] \int_0^{\pi} s_0(\eta) \cos \lambda\eta d\eta - \frac{d_0}{2b}. \tag{65}$$

Выражение (65) дает распределение мутности по сечению трубы при данном значении мутности у периметра.

Имея распределение мутности, можно из уравнения (50) или (51) определить R_x. Так, например, из уравнения (51) получим

$$R_x = \frac{\rho_s u_*^2}{r_0}\left(2s + r\frac{\partial s}{\partial r}\right) + s\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{н} \frac{\rho u_{ср}^2}{2r_0}. \tag{66}$$

Уравнение (66) интегрируем по сечению трубы

$$2\int_0^{\pi}\int_0^{r_0} R_x r d\varphi dr = 2\int_0^{\pi}\int_0^{r_0} \frac{\rho_s u_*^2}{r_0}\left(2s + r\frac{\partial s}{\partial r}\right) r d\varphi dr + 2\int_0^{\pi}\int_0^{r_0} s\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{н} \frac{\rho u_{ср}^2}{2r_0} r d\varphi dr. \tag{67}$$

Левую часть уравнения (67) можно представить в виде

$$2\int_0^{\pi}\int_0^{r_0} R_x r\,d\varphi\,dr = \left[\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{н}} - \left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{ж}}\right]\pi r_0^2. \tag{68}$$

В безразмерных координатах это же выражение примет вид

$$2\int_0^{\pi}\int_0^{1} R_x r\,d\varphi\,dr = \left[\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{н}} - \left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{ж}}\right]\pi\rho\frac{u_{\text{ср}}^2}{2r_0}. \tag{69}$$

Остальные интегралы уравнения (67) после преобразования примут вид

$$2\int_0^{\pi}\int_0^{1}\left(2s + r\frac{\partial s}{\partial r}\right)r\,d\varphi\,dr = \int_0^{\pi} d\varphi\int_0^{1}\left(2s + r\frac{\partial s}{\partial r}\right)r\,dr = \int_0^{\pi} d\varphi\int_0^{1}\frac{\partial}{\partial r}(r^2 s)\,dr = \int_0^{\pi} s_0(\varphi)\,d\varphi; \tag{70}$$

$$2\int_0^{\pi}\int_0^{1} s\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{н}}\rho\frac{u_{\text{ср}}^2}{2r_0}\,r\,d\varphi\,dr = \rho u_{\text{ср}}^2 s_{\text{ср}}\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{н}} \tag{71}$$

Интеграл левой части уравнения (69) выражает потерю напора потока на единицу длины трубопровода, вызванную влиянием твердых частиц. Первая же часть этого уравнения эквивалентна тем же потерям напора, выраженным через градиент давления.

С учетом уравнений (68)—(71) уравнение (67) можно представить в виде

$$-\frac{u_{\text{ср}}^2}{2}\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{ж}}\rho_s\int_0^{\pi} s_0(\varphi)\,d\varphi + \left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{н}}\rho u_{\text{ср}}^2 s_{\text{ср}}\pi = \left[\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{н}} - \left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{ж}}\right]\pi\rho\frac{u_{\text{ср}}^2}{2} \tag{72}$$

или

$$\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{н}} = \left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{ж}}\frac{(1 - 2s_{\text{ср}})}{1 - \dfrac{\rho_s}{\pi\rho}\displaystyle\int_0^{\pi} s_0(\varphi)\,d\varphi}, \tag{73}$$

где $s_{\text{ср}}$ — средняя по сечению мутность потока в трубопроводе.

Формула (73) дает градиент давления в наносонесущем потоке, выраженный через градиент давления в чистой жидкости, среднюю мутность и мутность у периметра трубы.

В уравнении (73) $\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)_{\text{ж}}$ является известной величиной и определяется при помощи обычных методов гидравлики чистого потока.

Среднюю мутность $s_{\text{ср}} = \frac{1}{\pi}\int_0^{\pi}\int_0^{1} s r\,d\varphi\,dr$ с учетом уравнения (65) можно определить по формуле

$$s_{\text{ср}} = \sum_{\lambda=1}^{\infty} -\frac{2}{\pi}E\left(-\frac{\lambda^2 a}{b}\right)\frac{\sin\lambda\varphi}{\lambda}\exp\left(-\frac{\lambda^2 a}{b}\right)\int_0^{\pi}\int_0^{\pi} s_0(\eta)\cos\lambda\eta\,d\eta - \frac{d_0}{2b}, \tag{74}$$

где

$$E_i(m) = \int_0^{x}\frac{\exp(-mx)}{x}\,dx. \tag{75}$$

В уравнении (73) неизвестной величиной является мутность у периметра трубопровода.

Не зная вида функции $s_0(\varphi)$, нельзя от выражения (73) перейти к расчетной формуле для определения потери напора в наносонесущем потоке, вызванной сопротивлением, обусловленным присутствием в жидкости твердых частиц. Задача экспериментов и заключается в получении необходимых исходных данных для установления вида функции.

На основании данных многочисленных опытов можно принимать, что наиболее общим случаем движения донных наносов является скачкообразное движение. На твердую частицу, лежащую на дне канала (а в некоторых случаях и находящуюся в трубе), действует лобовое сопротивление и подъемная сила. Лобовое сопротивление действует в горизонтальном направлении и вызывает качание частиц. Подъемная сила действует в вертикальном направлении и вырывает частицу из окружающей среды, поднимая ее на некоторую высоту.

Твердая частица может подняться со дна канала, если подъемная сила больше веса частицы в воде, т. е. если вертикальная составляющая скорости в турбулентном потоке больше гидравлической крупности частицы.

Однако при этом необходимо иметь в виду, что поднятая за время t_0 твердая частица может находиться во взвешенном состоянии только в том случае, если эта частица в течение интервала времени t_0 не выпадает на дно канала.

Следуя М. А. Великанову, вводим две вероятности

$$R_0 \geqslant P_0,\ \zeta; \tag{76}$$

$$\overline{u'^2} \geqslant w,\ \varepsilon. \tag{77}$$

Время осреднения мгновенных значений R_0 и w выбираем таким образом, чтобы вероятности ζ и ε были независимыми. Подъемную силу R_0 можно определить по формуле

$$R_0 = D\rho v^2 d^2, \tag{78}$$

где d — диаметр твердой частицы;

v — осредненная за время t_0 продольная скорость в придонном слое;

D — постоянная.

Выражая все частицы через ее диаметр, неравенство (76) после элементарных преобразований можно привести к виду

$$v \geqslant k\sqrt{gd}. \tag{79}$$

Для определения вероятностей ζ и ε необходимо знать плотность распределения продольных и вертикальных скоростей. При этом границы интегралов вероятности будут — для продольных скоростей от $k\sqrt{gd}$ до ∞, а для вертикальных скоростей — от w до ∞. При данных ζ и ε общее выражение придонной мутности можно представить в виде

$$s_0 = Bd\sqrt{gd}\,\frac{\zeta_\varepsilon}{1-\varepsilon}, \tag{80}$$

где B — коэффициент, который определяется из опыта.

Из изложенного выше теоретического анализа вытекает, что для окончательного решения задачи необходимо провести опыты. Задача этих опытов должна заключаться в определении неизвестных коэффициентов, которые входят в выражения для принятых выше гипотез. Кроме того, в результате этих опытов должны быть получены кривые распределения мгновенных значений для продольных и вертикальных скоростей, в том числе и в придонном слое потока. С этой целью в Институте энергетики и гидравлики АН АрмССР ведутся лабораторные исследования. Опыты ставятся в стек-

лянном лотке длиной 20 *м*, шириной 50 *см*, которому можно придавать различный уклон. Расход воды — 30 *л* и больше. В качестве наносов применяются пемзовые пески белого цвета с частицами диаметром от 0,3 до 1,5 *мм*. Подача наносов осуществляется при помощи бункера, обеспечивающего равномерность этой подачи в течение опыта. Мгновенные значения продольных и поперечных скоростей измеряются при помощи высокочастотной киносъемки. Распределение наносов по глубине потока измеряется специально изготовленной фотоэлектрической установкой.

Необходимо отметить, что при большой мутности потока точность принятых выше методов измерения снижается. В этих случаях измерения мутности намечается осуществлять путем применения ультразвука гамма-излучения. В настоящее время ведутся опыты в этом направлении.

Изложенный в настоящей работе метод необходимо рассматривать как один из возможных путей построения полуэмпирической теории взвесенесущего потока, основанной на законах механики сплошных сред и на опытах, выполняемых по намеченной схеме.

ЛИТЕРАТУРА

1. Н. А. Слезкин. Дифференциальные уравнения движения пульпы. Докл. АН СССР, 1952, **36**, № 2.
2. Ф. И. Франкль. К теории движения взвешенных наносов. Докл. АН СССР, 1953, **92**, № 2.
3. Ф. И. Франкль. Уравнение энергии для движения жидкостей со взвешенными наносами. Докл. АН СССР, 1955, **102**, № 5.
4. Ф. И. Франкль. Опыт полуэмпирической теории движения взвешенных наносов в неравномерном потоке. Докл. АН СССР, 1955, **102**, № 6.
5. Х. А. Рахматулин. Основы газодинамики взаимопроникающих движений сжимаемых сред. Прикл. матем. и механ., 1956, **20**, вып. 2.
6. H. A. Einstein. Formulae for the transportation of bed load. Proc. Amer. Soc Civ. Eng., 1941, N 10.
7. М. А. Великанов. Движение наносов. Речиздат, 1948.
8. С. Г. Телетов. Вопросы гидродинамики двухфазных смесей. Вестн. Моск. ун-та, 1958, № 2.
9. Е. М. Минский. Турбулентность руслового потока. Гидрометеоиздат, 1952.
10. А. К. Ананян. Движение жидкости на повороте водовода. Изд-во АН Арм ССР, 1957.
11. Н. А. Силин. Исследование напорного гидротранспорта мелких фракций угля в трубопроводах. Научн. совещ. по гидромеханизации. Изд-во АН СССР, 1959.
12. В. В. Трайнис. Расчетные формулы для определения параметров напорного гидротранспорта кускового материала. Научн. совещ. по гидромеханизации, 1959.
13. А. П. Юфин. Напорный гидротранспорт, 1956.
14. В. Г. Саноян. О взаимодействии твердых частиц и жидкости в наносонесущем потоке. Изв. АН АрмССР, серия техн., т. 11, № 4, 1959.
15. V. Vanoni. Transportation of suspended Sediment by Water. Proc. of ASGF, 1944, v. 70, W. 6.

Ф. И. Франкль

ПРИБЛИЖЕННЫЙ РАСЧЕТ СТРУЙНОГО ПОТЕНЦИАЛЬНОГО ТЕЧЕНИЯ ЖИДКОСТИ, РАСПРОСТРАНЯЮЩЕГОСЯ ПО ПОВЕРХНОСТИ ТВЕРДОГО ТЕЛА ТОНКИМ СЛОЕМ

Течения указанного в заглавии типа могут быть при ударе струи гидромонитора о породу, в лопатках ковшевых (пелтоновых) гидротурбин и т. д.

Вводим на обтекаемой поверхности тела криволинейные координаты x_1, x_2, причем координатные линии должны быть направлены вдоль линий главных кривизн. Третья координата

$$x_3 = h, \tag{1}$$

где h — нормаль, отсчитываемая от поверхности твердого тела.

Тогда получаем систему ортогональных координат; линейный элемент при этом равняется

$$ds = \sqrt{H_1^2 dx_1^2 + H_2^2 dx_2^2 + H_3^2 dx_3^2} = \sqrt{H_1^2 dx_1^2 + H_2^2 dx_2^2 + dh^2}. \tag{2}$$

Свободная поверхность течения пусть дается уравнением

$$h = \bar{h}(x_1, x_2). \tag{3}$$

Величину $\bar{h}$ будем считать величиной первого порядка малости. На этой поверхности давление равняется атмосферному и, следовательно, скорость потока имеет постоянное значение w_0. Следовательно, имеем на свободной поверхности

$$\frac{1}{H_1^2}\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_1}\right)^2 + \frac{1}{H^2}\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_2}\right)^2 + \frac{1}{H_3^2}\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_3}\right)^2 = w_0^2. \tag{4}$$

Поскольку на обтекаемой поверхности ($x_3 = 0$) имеем

$$\frac{\partial\varphi}{\partial x_3} = 0, \tag{5}$$

то последний член в правой части уравнения (4) — второго порядка малости и может быть пропущен.

Итак, имеем

$$\frac{1}{H_1^2}\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_1}\right)^2 + \frac{1}{H_2^2}\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_2}\right)^2 = w_0^2. \tag{4а}$$

Рассмотрим далее предельный случай нулевой толщины жидкого слоя. В этом случае имеем предельное значение

$$\varphi = \varphi_0(x_1,\ x_2). \tag{6}$$

Эта функция определяется из дифференциального уравнения первого порядка

$$\frac{1}{H_1^2}\left(\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_1}\right)^2 + \frac{1}{H_2^2}\left(\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_2}\right)^2 = w_0^2, \tag{7}$$

которое может быть решено известными методами [1, гл. IX, § 5]. Мы можем себе представить это решение продолженным в окрестность обтекаемой поверхности на основании уравнения

$$\frac{\partial}{\partial x_1}\left(\frac{H_2H_3}{H_1}\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_1}\right) + \frac{\partial}{\partial x_2}\left(\frac{H_3H_1}{H_2}\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_2}\right) + \frac{\partial}{\partial x_3}\left(\frac{H_1H_2}{H_3}\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_3}\right) = 0 \tag{8}$$

и начального условия

$$\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_3} = 0 \text{ при } x_3 = 0. \tag{8a}$$

Тогда представим функцию φ в виде

$$\varphi_0 + \varphi_1, \tag{9}$$

причем φ_1 — величина первого порядка малости. Подставляя выражение (9) в (4а) и пользуясь уравнением (7), получим

$$\frac{2}{H_1^2}\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_1}\frac{\partial\varphi_1}{\partial x_1} + \frac{2}{H_2^2}\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_2}\frac{\partial\varphi_1}{\partial x_2} + \bar{h}\left[\frac{\partial}{\partial x_3}\left(\frac{1}{H_1^2}\right)\left(\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_1}\right)^2 + \frac{\partial}{\partial x_3}\left(\frac{1}{H_2^2}\right)\left(\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_2}\right)^2\right] = 0$$

или

$$\frac{1}{H_1^2}\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_1}\frac{\partial\varphi_1}{\partial x_1} + \frac{1}{H_2^2}\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_2}\frac{\partial\varphi_1}{\partial x_2} + \bar{h}\left[\frac{\varkappa_1}{H_1^2}\left(\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_1}\right)^2 + \frac{\varkappa_2}{H_2^2}\left(\frac{\partial\varphi_0}{\partial x_2}\right)^2\right] = 0, \tag{10}$$

где $\varkappa_1$, $\varkappa_2$ — главные кривизны обтекаемой поверхности.

Толщину слоя $\bar{h}(x_1,\ x_2)$ находим на основании уравнения неразрывности.

Пусть dn — расстояние между двумя бесконечно близкими линиями тока на обтекаемой поверхности, а dV — секундный объемный расход жидкости между поверхностями тока, образуемыми в первом приближении нормалями к обтекаемой поверхности, возведенными в этих линиях тока.

Тогда имеем

$$\bar{h}w\,dn = dV$$

или

$$\bar{h} = \frac{1}{w}\frac{dV}{dn}.$$

При этом с точностью до ошибки второго порядка малости можно заменить скорость w постоянным значением нулевого приближения w_0, а также определить линию тока по нулевому приближению, т. е. на основании уравнения (7).

Итак, имеем

$$\bar{h}(x_1,\ x_2) = \frac{1}{w_0}\frac{dV}{dn_0}. \tag{11}$$

Это значение подставим в уравнение (10), после чего оно превращается в дифференциальное уравнение первого порядка и решается известными методами [1, гл. VIII, § 3].

Для вычисления давления на поверхности обтекаемого тела решение уравнения (10) не требуется, поскольку

$$p - p_0 = \rho \overline{h} \left[\frac{\varkappa_1}{H_1^2} \left(\frac{\partial \varphi_0}{\partial x_1} \right)^2 + \frac{\varkappa_2}{H_2^2} \left(\frac{\partial \varphi_0}{\partial x_2} \right)^2 \right], \tag{12}$$

где p_0 — давление атмосферы; при выводе уравнения (12) предполагается, что течение возникло путем набегания на тело равномерной струи.

ЛИТЕРАТУРА

1. В. В. Степанов. Курс дифференциальных уравнений. Гостехтеоретиздат, 1953.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Предисловие 3

В. Т. Турчинович. Основные направления научных исследований в области комплексного использования водных ресурсов СССР на 1959—1965 гг 5

Раздел I

Вопросы максимального стока

В. И. Мокляк. О рациональной структуре формулы максимальных расходов от снеговых и дождевых вод 15

Д. Л. Соколовский. О структуре расчетных формул максимальных модулей стока весенних половодий 23

И. Л. Зимонт. Об основной расчетной формуле для определения максимального дождевого стока с малых бассейнов 27

П. Ф. Вишневский. Вариация максимальных дождевых расходов на территории Украинской ССР 34

И. А. Кузнецов. О методах и точности расчета максимальных расходов воды при отсутствии или недостаточности гидрометрических данных 45

Ю. М. Георгиевский. О некоторых расчетных формулах максимальных расходов 53

Г. В. Железняков, Б. Б. Данилевич. О точности определения расходов воды в реках и каналах 60

Раздел II

Вопросы волнового воздействия

Н. Н. Джунковский. Методика определения волновых воздействий на сооружения и берега 85

В. Е. Ляхницкий. Об изучении действия волн в Постоянном Комитете при Международной Ассоциации конгрессов по судоходству 96

Д. Д. Лаппо. Определение волнового давления на отдельно стоящие опоры и элементы сквозных конструкций 99

А. М. Жданов. Волновые воздействия на сооружения, расположенные в полосе берегового прибоя 118

Раздел III

Некоторые вопросы гидравлики взвесенесущих потоков

Ф. И. Франкль. О системе уравнений движения взвешенных наносов 132

В. Г. Саноян, А. К. Ананян. К вопросу о движении наносов в турбулентном потоке 138

Ф. И. Франкль. Приближенный расчет струйного потенциального течения жидкости распространяющегося по поверхности твердого тела тонким слоем . . 152