55149
Г91

М. С. ГРУШЕВСКИЙ

ВОЛНЫ ПОПУСКОВ И ПАВОДКОВ В РЕКАХ

228623

БИБЛИОТЕКА
Ленинградского
Гидрометеорологического
Института

ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКОЕ
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛЕНИНГРАД • 1969

УДК 551.482.532.543

В монографии обобщаются исследования распространения волн попусков и паводков в реках. Даются сведения о неустановившемся движении воды в открытых потоках, о методах его расчета и подготовки исходных данных для расчета. Рассматривается влияние факторов естественных русел — пойм, зимних условий и т. д. на волны попусков и паводков.

Излагаются комплексные исследования, включающие анализ натурных материалов, лабораторный и численный эксперименты и, наконец, теоретические обобщения. Подробно характеризуется численный эксперимент на электронных вычислительных машинах как мощный метод исследования, в частности, освещаются возможности задания расчетных параметров с помощью сопоставления результатов вычислений на машине с натурными данными. В книге даются практические рекомендации для различных задач и случаев расчета неустановившегося движения.

Монография представляет интерес для гидрологов, гидроэнергетиков, водохозяйственников, речников и других специалистов, связанных с вопросами речной гидравлики и гидрологии.

The monograph presents a summary of research on propagation of the release and flood waves in the river. It comprises information on the unsteady water flow in open channels, methods of its calculation and preparation of the initial data for the calculation. The influence of natural channels such as flood plains and winter conditions upon the release and flood waves is considered.

The book presents combined researches involving both the laboratory and numerical experiments, the analysis of natural data and, finally, theoretical generalisations. There is a detailed characteristic of a numerical experiment on electronic computers as a powerful research method, particularly of the possibilities of specifying the design parameters by comparison of the computed and natural data. Practical recommendations to be used for different problems and cases of the unsteady flow calculations are given.

The book should prove of value to hydrologists, hydraulic engineers, experts in water managements and other specialists who take interest in river hydraulics and hydrology.

2-9-6
69-1969

ВВЕДЕНИЕ

Расчеты неустановившегося движения воды в реках, т. е. расчеты распространения волн попусков и паводков, связаны с удовлетворением запросов различных отраслей народного хозяйства. Так, при проектировании гидроузлов вычисляется ход уровней и расходов на значительном протяжении нижнего бьефа ГЭС при различных режимах работы станции, определяемых водностью года, сезоном, днем недели, временем суток и т. д. Особенно важно при этом определение для различных створов значений как максимальных уровней воды (из-за опасности затопления населенных пунктов, мостов, дорог, промышленных предприятий), так и минимальных (для обеспечения речного судоходства и нормального функционирования водозаборов), а также определение расходов воды (в целях мелиорации) и скоростей воды (в связи с потребностями рыбного хозяйства и лесосплава). Расчеты распространения паводочных волн имеют также большое практическое значение для сельского и рыбного хозяйства, работы многих промышленных предприятий и т. д.

Широкое развитие водного хозяйства в нашей стране выражается в росте количества гидротехнических сооружений и водохозяйственных объектов и в переходе ко все более отчетливо проявляющемуся комплексному использованию водных ресурсов. При этом интересы различных отраслей народного хозяйства все теснее переплетаются между собой, а иногда и вступают в противоречие друг с другом (Крицкий и Менкель, 1968), что приводит к необходимости решения все более сложных и разнообразных задач расчета неустановившегося движения воды в реках. Некоторые примеры таких задач приводятся в гл. 2, § 1. В этих условиях экономичность решения водохозяйственных задач все в большей степени зависит от точности и надежности расчета расходов и уровней воды при распространении волн попусков и паводков. Поэтому теперь нельзя уже ограничиваться грубыми, сугубо приближенными расчетами, которые вполне удовлетворяли запросы практики в прошлом, нужно стремиться

к более высокой точности и надежности расчетов распространения волн попусков и паводков. Это позволит выбрать более эффективный, с экономической точки зрения, вариант использования вод — как при проектировании, так и при эксплуатации водохозяйственных объектов. Кроме того, точные расчеты необходимы для правильной постановки гидрометрических работ, для расчета и прогноза паводков, для составления водного баланса водохранилищ и для решения ряда других проблем, связанных с использованием водных объектов.

Расчеты распространения волн попусков и паводков являются одной из наиболее трудных проблем речной гидравлики.

Уравнения неустановившегося движения воды (классические одномерные уравнения Сен-Венана) довольно сложны, поэтому для общего случая не удается получить аналитическое решение этих уравнений; отдельные же имеющиеся решения не имеют практического значения для расчетов волн попусков и паводков в реках (хотя и могут представлять интерес для расчетов волновых колебаний в шлюзовых камерах), так как в них пренебрегают влиянием сил сопротивления, играющих важную роль для рек (Прусов, 1954), а иногда и уклоном дна (Балуева, 1956). Поэтому приходится получать численные решения этих уравнений, что приводит к необходимости каждый раз выполнять очень большое количество вычислительных операций.

В связи с появлением современных быстродействующих электронных цифровых вычислительных машин (ЭЦВМ) и соответственно с разработкой алгоритмов, основанных на применении для решения уравнений Сен-Венана методов вычислительной математики, также усиленно развивающихся в последнее время, эта трудность успешно преодолевается. Поэтому существенно увеличиваются потенциальные возможности решения таких задач (в смысле повышения точности и быстроты расчетов). При этом, однако, все больше начинают сказываться другие обстоятельства, связанные с необходимостью учета влияния сложных природных условий, что затрудняет производство расчетов, а иногда делает невозможным получение достаточно точных и надежных результатов.

Первое такое обстоятельство заключается в недостаточной полноте и малой точности имеющихся обычно исходных данных для расчетов — как по морфометрии русла и особенно поймы, так и (в еще большей степени) — по гидравлическим сопротивлениям для открытого русла и для зимних условий. Следует иметь в виду также, что поскольку мы не можем «закладывать» в машину все детальные характеристики объекта и приходится как-то схематизировать его форму и гидравлику, разбивая русло на расчетные участки, то возникает проблема выяснения влияния способа схематизации на результаты расчета (имеющиеся данные показывают, что такое влияние может быть в некоторых слу-

чаях весьма существенным). Принципиальные соображения по этому вопросу изложены в гл. 5, § 5.

Кроме того, расчеты распространения волн попусков и паводков затрудняются отсутствием достаточно полных представлений о физической картине процесса неустановившегося движения воды в сложных условиях естественных русел, что особенно важно для случаев, когда существенно влияние поймы, зимних условий и, возможно, переменного подпора. Это усложняет проблему задания такой исходной информации, которая обеспечила бы получение надежных результатов расчета на базе одномерных уравнений Сен-Венана.

Таким образом, успешное решение практических вопросов, связанных с расчетами неустановившегося движения воды в реках, все в большей степени зависит не только от разработки теории и методов расчетов, но и от того, как будут применяться существующие методы расчета. Поэтому в последние годы центр тяжести проблемы при расчетах неустановившегося движения воды все более перемещается в область разработки оптимальных способов подготовки исходных данных, наилучшим образом учитывающих специфику явления и позволяющих проводить расчеты на основе одномерных уравнений неустановившегося движения воды (переход к двумерным уравнениям, по-видимому, не является в настоящее время актуальным, см. сноску на стр. 84), или с помощью упрощенных методов. В этой связи большое практическое значение приобретает использование материалов натурных наблюдений над неустановившимся движением воды в реках для задания и уточнения расчетных параметров. Такие материалы позволяют существенно улучшить результаты расчетов как по строгим, так и особенно по упрощенным методам. Это относится, конечно, не к проектным расчетам, так как для проектируемых ГЭС нет данных наблюдений над режимом нижних бьефов при суточном и недельном регулировании, а к оперативным и прогностическим расчетам. При таких расчетах целесообразно применение упрощенных методов, реализуемых обычно на аналоговых машинах, что может в ряде случаев дать даже более точные результаты, чем использование строгих методов расчета, основанных на численном интегрировании уравнений Сен-Венана, за счет лучшего задания расчетных параметров с помощью материалов наблюдений. Для решения ряда специальных задач могут оказаться полезными и лабораторные исследования.

Для расчетов неустановившегося движения воды **разработано большое количество методов**, как строгих, так и упрощенных. **Это**, однако, **не облегчает**, а, наоборот, **усложняет положение** с такого рода **расчетами**, что связано как с указанными выше обстоятельствами, так и с отсутствием достаточно полных исследований о границах применимости, точности и надежности

различных методов (правда, постановка таких исследований весьма сложна). Поэтому насущной задачей является, по-видимому, не разработка новых методов, а приведение в систему, апробация и оценка возможностей и ограничений области применения существующих методов с целью разработки рекомендации о том, когда имеет смысл использовать тот или иной метод и как задавать исходные данные для расчетов. Эти рекомендации должны определяться как свойствами методов, так и спецификой объекта и поставленной задачи, требуемой точностью расчета, совокупностью имеющихся исходных данных и их точностью и надежностью, наличием материалов наблюдений над неустановившимся движением и т. д. Недавно нами была предпринята попытка составления таких рекомендаций («Расчеты неустановившегося движения воды в реках», 1967).

Высококачественная апробация методов в указанном смысле применительно к различным задачам, объектам, случаям расчета и т. д., возможна лишь при условии проникновения в сущность физических явлений, связанных с неустановившимся движением воды в реках. Эти явления можно изучать различными способами: непосредственно анализируя материалы натурных наблюдений, ставя специальные более детальные натурные исследования (такие, как работы Гидропроекта на Верхней Волге и ГГИ на реках Тверца, Оредеж и Свирь), проводя лабораторные эксперименты, выполняя численные эксперименты на вычислительных машинах. Каждый из этих способов исследования имеет свои преимущества и недостатки (см. гл. 6) и не дает в отдельности возможности осветить процесс всесторонне. Такое освещение возможно лишь с помощью комплексного исследования, включающего все указанные способы исследования и позволяющего на их базе выполнять теоретические обобщения и давать практические рекомендации.

Эти общие положения и легли в основу многолетних исследований неустановившегося движения воды, выполненных автором и руководимой им группой сотрудников Отдела русловых процессов ГГИ[1] и излагаемых в книге. Сложность разработки данной проблемы и необходимость нового и многостороннего подхода к ее решению потребовали уделить особое внимание созданию научного коллектива. Первостепенной задачей при этом было создание общей концепции постановки и решения проблемы (упомянутый выше комплексный подход), разработка общего плана и методики исследований, а также частных методических приемов, например, широкого использования численного эксперимента.

---

[1] В работе участвовали М. И. Русинов, А. А. Иванова, В. А. Федосеев, Л. И. Розенберг, М. Л. Рупперт, Г. Н. Минаева, Г. П. Дохнадзе.

В процессе исследований выяснилась необходимость упорядочения некоторых понятий и представлений, связанных с неустановившимся движением воды в реках.

Только обобщив и сведя в единую систему результаты всех этих частных исследований, можно было сформулировать основные черты и особенности процесса в руслах без поймы и с поймой, а также в зимних условиях. На этой основе автором были разработаны рекомендации по расчетам распространения волн попусков и паводков и создано соответствующее практическое пособие («Расчеты неустановившегося движения воды в реках», 1967), уже получившее широкое распространение в проектных, научно-исследовательских и учебных учреждениях и в сетевых подразделениях Гидрометслужбы.

В работе отражены исследования и расчеты неустановившегося движения воды, выполненные в Гидрометцентре СССР (б. Центральный институт прогнозов), Институте гидродинамики (ИГ) Сибирского отделения АН СССР, Институте гидромеханики АН УССР, ВНИИГ и других оранизациях нашей страны. Освещены и некоторые зарубежные работы в этой области знаний. При этом мы ограничиваемся в основном аспектами проблемы, не требующими отказа от одномерной схемы явления (за исключением некоторых вопросов, связанных, например, с неустановившимся движением в реке со сложной поймой), и не рассматриваем кинематическую структуру неустановившегося потока, что важно, в частности, для теоретического исследования гидравлических сопротивлений и факторов, влияющих на них. Эти вопросы рассмотрены, например, в монографии И. Л. Розовского, Е. В. Еременко и В. А. Базилевича (1967).

Таким образом, целью настоящего исследования является не разработка еще одного метода расчета неустановившегося движения воды в открытых потоках, а всестороннее исследование самого процесса в различных условиях естественных русел и получение практических рекомендаций с целью учета этих специфических условий при расчете распространения волн попусков и паводков в реках.

Естественно, такое исследование не могло быть исчерпывающим даже при комплексном подходе; целый ряд вопросов еще ожидает своего решения.

Несмотря на значительное количество отечественных и зарубежных работ по вопросам неустановившегося движения воды в каналах и реках (число наименований составляет, по-видимому, не одну тысячу), до сих пор не было выполнено комплексное исследование, рассматривающее проблему с разных сторон и широко использующее различные виды исследования. Данная книга представляет собой первый опыт такого рода исследования и, конечно, не исчерпывает всех его возможностей.

Монография состоит из четырех частей.

В первой части даются общие сведения о неустановившемся движении воды в открытых потоках — рассматриваются формы режима и виды волн, излагается специфика волн попусков, паводков и половодий. Приводятся некоторые сведения о распространении волн попусков и паводков в условиях существенного влияния факторов естественных русел. Освещается постановка задач расчета неустановившегося движения воды в реках и практическое значение расчетов.

Во второй части рассматриваются уравнения неустановившегося движения воды в открытых потоках и допущения, на которых они основаны. Приводятся основные сведения о «строгих» методах расчета, основанных на численном решении этих уравнений, и об упрощенных методах расчета неустановившегося движения воды в реках, а также о применении быстродействующих цифровых и аналоговых вычислительных машин для расчетов. Излагаются требования к набору и подготовке исходных данных для расчетов.

В третьей части рассматривается общая постановка комплексных исследований неустановившегося движения воды в сложных условиях естественных русел и обосновывается необходимость такой постановки исследований. Излагаются соображения о значении натурных материалов, даются сведения о выполненных ГГИ и Гидропроектом детальных натурных исследованиях и о некоторых других наблюдениях. Приводятся результаты анализа натурных данных по разным объектам. Подробно рассматривается широко используемый в работах ГГИ численный эксперимент — как для конкретных объектов, так и для гипотетических русел простейшей формы. Излагаются сведения о роли численного эксперимента и о его результатах как для участков конкретных рек, так и для гипотетических русел. Приводятся сведения о выполненных в разных организациях лабораторных исследованиях неустановившегося движения воды в реках.

Четвертая часть посвящена итогам комплексных исследований. Здесь суммируются и обобщаются выводы о влиянии факторов естественных русел на процесс распространения волн попусков и паводков и на изменение параметров этих волн по длине русла. Это позволяет сформулировать практические рекомендации по расчетам для разных случаев и для решения различных задач, намеченные в ходе выполнения комплексных исследований или вытекающие из этих исследований. Подводятся итоги выполненных работ и намечаются перспективы дальнейших исследований.

Библиография, приведенная в книге, представляет лишь небольшую часть из имеющейся отечественной и иностранной литературы по вопросам, связанным с неустановившимся движением

воды в реках: включены только те работы, на которые делаются ссылки в тексте.

Ограниченный объем книги не позволил отразить в ней все конструктивные положения, полученные в процессе наших исследований неустановившегося движения воды в реках. Мы пытались изложить лишь главные из этих положений; остальные можно найти в соответствующих работах (в основном в Трудах ГГИ), на которые в книге сделаны ссылки.

ЧАСТЬ I

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Приведем прежде всего основные сведения о неустановившемся движении воды в реках, что позволит кратко рассмотреть задачи, возникающие при расчетах волн попусков и паводков, а также практическое значение таких расчетов для удовлетворения требований различных отраслей народного хозяйства. Этот материал изложен в двух главах первой части работы. В главе 1 даны основные сведения о неустановившемся движении воды в открытых потоках и специфика распространения волн попусков и паводков в сложных условиях естественных русел; в главе 2 — различные задачи расчета неустановившегося движения воды в реках и практическое значение расчетов.

Следует отметить, что данные, изложенные в главе 1, представляют собой обобщение не только ранее имевшихся сведений о неустановившемся движении воды в реках, в них используются в некоторой степени и результаты комплексных исследований, рассматриваемых в третьей части настоящей работы.

ГЛАВА 1

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О НЕУСТАНОВИВШЕМСЯ ДВИЖЕНИИ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ ПОТОКАХ И СПЕЦИФИКА РАСПРОСТРАНЕНИЯ ВОЛН ПОПУСКОВ И ПАВОДКОВ В СЛОЖНЫХ УСЛОВИЯХ ЕСТЕСТВЕННЫХ РУСЕЛ

§ 1. Виды движения воды в открытых потоках

Будем рассматривать естественные или искусственные водные потоки, продольный размер которых значительно превышает поперечные (горизонтальный и вертикальный) размеры. Такие по-

токи наблюдаются в речных руслах и каналах (в отличие от водоемов — океанов, морей, озер, озеровидных водохранилищ). Под продольным размером при этом может пониматься расстояние вдоль русла не обязательно по прямой линии, т. е. рассматривается и случай криволинейного русла, которое, однако, не должно иметь большую кривизну. Рассматриваются открытые потоки и потоки под ледяным покровом; течение в трубах (напорное движение) не рассматривается.

Система координат, связанных с руслом, своеобразна. Обычно используется продольная координата, идущая вдоль динамической оси русла или его фарватера [1] и представляющая собой линию (в общем случае кривую в плане), наклоненную к горизонту под небольшим углом, соответствующим осредненному на значительном протяжении уклону дна русла $(i_0)_{ср}$. Ввиду малости этого уклона $[(i_0)_{ср} \ll 1]$ расстояния вдоль реки, отсчитываемые по продольной координате, практически равны расстояниям вдоль проекции этой координальной линии на горизонтальную плоскость (плановой проекции). Вертикальная и поперечная координаты направляются соответственно по вертикали и горизонтали в поперечном сечении, проходящем через данную точку продольной координаты.

Таким образом, в случае криволинейной продольной координаты поперечные координаты в двух сечениях могут быть не параллельны друг другу. Вертикальная координата не перпендикулярна продольной, хотя угол между ними и близок к прямому. Пример участка реки с изображенным на нем направлением координат в ряде точек продольной оси представлен на рис. 1.1.

Движение воды в открытом потоке является полностью определенным, если в любой момент времени известны:

а) скорость течения воды в любой точке потока [2], т. е. функция от четырех переменных $\vec{v}=\vec{f}(s, y, z, t)$, выраженная в виде вектора или проекций его на оси координат;

б) свободная поверхность потока, т. е. уравнение свободной границы потока в наиболее общем виде $F(s, y, z, t)=0$, или для каждого момента времени t $F_t(s, y, z)=0$.

Если исходить из указанной схемы координат, то при полностью определенном движении воды в потоке для любого момента времени в любом створе (поперечном сечении) должно быть известно живое сечение и распределение скоростей по этому

---

[1] О продольной координате для русла с поймой см. в гл. 13, § 5.

[2] Здесь и в дальнейшем рассматриваются скорости потока, осредненные за такой интервал времени, который достаточно велик, чтобы исключить турбулентные пульсации, и в то же время достаточно мал, чтобы можно было пренебречь изменением характеристик потока за время осреднения (при неустановившемся движении).

сечению, при этом скорости должны быть заданы не только по величине, но и по направлению.

В большинстве прикладных гидравлических задач ограничиваются *одномерной* постановкой, в которой поперечной и вертикальной составляющими скорости пренебрегают, а вместо распределения продольной составляющей по живому сечению интересуются лишь средней по сечению продольной скоростью потока v или расходом Q. Иначе говоря, скорость или расход воды считают функцией только одной продольной координаты и времени. Одномерное движение воды в данном открытом потоке полностью определено, если в любом створе и для любого момента времени известно живое сечение и распределение осредненных продольных скоростей течения по этому сечению. Если пренебречь поперечным уклоном поверхности воды в живом сечении, что в большинстве случаев вполне допустимо, то задание живого сечения (при известной форме русла) эквивалентно заданию площади живого сечения, вместо которой в качестве одной из искомых величин может быть принята глубина наполнения русла или отметка уровня воды. Вместо распределения скоростей по сечению в большинстве прикладных гидравлических задач достаточно знать среднюю по сечению скорость потока или расход воды.

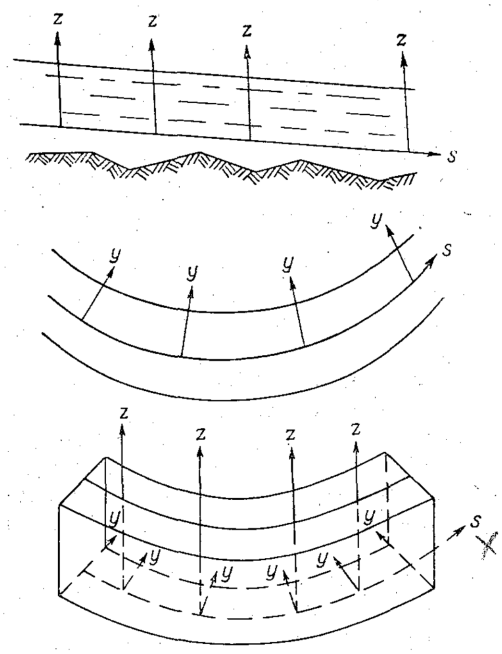


Рис. 1.1. Координатная система русла.

Таким образом, одномерное движение воды в данном открытом потоке полностью определено, если известны расход и отметка уровня как функции продольной координаты s и времени t. Эти две величины — расход (или средняя скорость) и отметка уровня (или глубина, или площадь живого сечения) — являются основными изменяющимися характеристиками потока, расчет которых требуется во многих практических задачах.

Одномерное движение воды может быть установившимся или неустановившимся.

При установившемся движении характеристики потока не из-

меняются в течение времени на рассматриваемом участке водотока. Практически такое движение наблюдается в канале или реке, если расход при регулировании поддерживается неизменным в течение достаточно длительного времени. В естественных реках движение близко к установившемуся в период межени. Установившееся движение называется *равномерным,* если характеристики потока, не изменяющиеся во времени, кроме того, одинаковы по всей длине участка. Движение потока может быть равномерным только в случае постоянного расхода в призматическом русле при постоянной по длине глубине наполнения, т. е. при одинаковых по длине гидравлических сопротивлениях. Призматическим называется русло или участок русла, у которого все поперечные сечения одинаковы, а уклон дна не меняется по длине. Если характеристики потока различны в разных створах, но не меняются во времени, установившееся движение называется *неравномерным.* При неравномерном установившемся движении расход воды одинаков во всех створах. В непризматических руслах установившееся движение всегда является неравномерным. Такое движение может наблюдаться и в призматических руслах, например на участке, где профиль свободной поверхности воды представляет собой кривую подпора или кривую спада. Равномерное движение является частным случаем неравномерного. Движение будет близким к равномерному и в непризматическом русле, если при постоянном расходе площади живых сечений мало меняются по длине реки. Такие условия могут иногда создаваться при половодье и паводке в период стояния высоких уровней, когда глубины на перекатах, имеющих относительно более широкое сечение, заметно меньше, чем на плесах. При низких уровнях движение в незарегулированных руслах не будет близким к равномерному — на перекатах получится кривая спада, в плесах — кривая подпора (Скородумов, 1962).

При неустановившемся движении характеристики потока в любом створе изменяются с течением времени. Вследствие этого в каждый момент времени характеристики потока оказываются не одинаковыми и по длине участка. Неустановившееся движение наблюдается при регулировании расходов, а в естественных реках — при прохождении волны паводка или половодья. Неустановившееся движение воды является самым общим случаем движения, установившееся (равномерное и неравномерное) — его частным случаем.

Задачей расчета неустановившегося движения является определение двух характеристик, полностью описывающих состояние одномерного потока (например, расхода Q и глубины H) в функции от s и t, т. е. получение зависимостей вида:

$$Q = f_1(s, t),$$
$$H = f_2(s, t)$$

(для установившегося движения достаточно определить $H=f(s)$, для равномерного — величину $H=\text{const}$, одинаковую для любого створа). По величинам Q и H могут быть определены и другие характеристики. В отличие от указанной задачи *полного расчета*, в ряде случаев достаточно определить какие-либо отдельные величины, т. е. выполнить *частичный расчет* неустановившегося движения воды. Задачи полного или частичного расчета рассмотрены в гл. 2.

§ 2. Типы волн при неустановившемся движении воды в открытых потоках

Неустановившееся движение воды в открытых руслах проявляется в форме длинных волн в продольном сечении потока. Длинными называются такие волны, длина которых превышает глубину потока во много раз (иначе говоря, эти волны очень пологи), хотя высота волны и может быть большой, например, по сравнению с первоначальной глубиной потока. У длинных волн скорости частиц воды одинаковы по всей глубине, а скорость распространения не зависит от периода и определяется (для длинных волн малой высоты) только глубиной. Длинные волны переносят значительные массы воды, поэтому их часто называют волнами перемещения.

Простейшая форма неустановившегося движения воды возникает в случае нарушения первоначального установившегося движения в результате изменения расхода в некотором створе, который можно назвать *створом возмущения.* Если расход в створе возмущения только возрастает или только убывает, то волну, возникающую при этом, принято называть волной *одного направления* (Христианович, 1938). Такая волна, распространяясь вдоль бьефа, вовлекает в состояние неустановившегося движения все большую длину бьефа с некоторой скоростью — *скоростью распространения возмущения.* Если волна распространяется по течению потока, она называется *прямой,* в противном случае — *обратной,* при возрастании уровня принято называть волну *положительной* (волна повышения), при убывании уровня — *отрицательной* (волна понижения). *Сложной* волной называется неустановившееся движение, возникающее в результате ряда последовательных изменений уровня в разных направлениях (например, при поочередном увеличении и уменьшении расходов) в створах возмущения.

Прямая положительная волна, обычно называемая волной *наполнения* (Чертоусов, 1957), переносит увеличение уровня и расхода вниз по течению (рис. 1.2 *А*). Для этой волны $\frac{\partial Q}{\partial s}<0$, $\frac{\partial z}{\partial s}<0$, $\frac{\partial Q}{\partial t}>0$ и $\frac{\partial z}{\partial t}>0$. Обратная положительная волна — волна *подпора* переносит увеличение уровня и уменьшение расхода вверх

по течению (рис. 1.2 *Б*). Для нее имеем $\frac{\partial Q}{\partial s}<0$, $\frac{\partial z}{\partial s}>0$, $\frac{\partial Q}{\partial t}<0$ и $\frac{\partial z}{\partial t}>0$. Прямую отрицательную волну называют волной *отлива* (рис. 1.2 *В*). Она переносит уменьшение уровня и расхода вниз по течению. Имеем $\frac{\partial Q}{\partial s}>0$, $\frac{\partial z}{\partial s}>0$, $\frac{\partial Q}{\partial t}<0$ и $\frac{\partial z}{\partial t}<0$. Обратная отрицательная волна, которая называется волной *излива* (рис. 1.2 *Г*), переносит уменьшение уровня и увеличение расхода вверх по течению. Для этой волны $\frac{\partial Q}{\partial s}>0$, $\frac{\partial z}{\partial s}<0$, $\frac{\partial Q}{\partial t}>0$ и $\frac{\partial z}{\partial t}<0$.

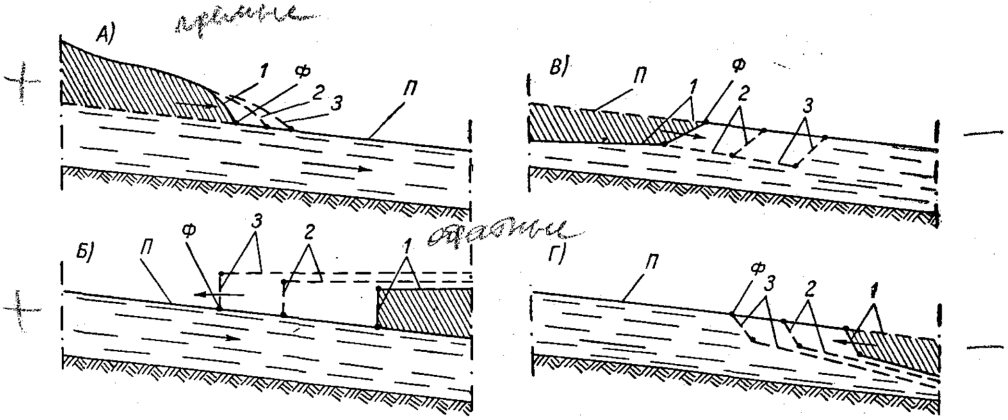


Рис. 1.2. Типы волн при неустановившемся движении воды в открытых руслах.
А — волна наполнения, *Б* — волна подпора, *В* — волна отлива, *Г* — волна излива; *1—3* — последовательные положения свободной поверхности, П — ее начальное положение, Ф — фронт волны.

Практический интерес представляет сложная прямая волна, состоящая из положительной и следующей за ней отрицательной волны (т. е. из волны наполнения и волны отлива) [1]. Такой характер явления наблюдается при попусках и в меньшей степени при паводках и половодьях.

Граница на свободной поверхности потока, по которой происходит нарушение предшествующего (установившегося или неустановившегося) режима данной волной, называется *фронтом*

[1] Следует отметить, что при исследовании волновых движений в гидромеханике, океанографии, электро- и радиотехнике, акустике и других отраслях науки обычно применяется терминология, отличающаяся от принятой для неустановившегося движения воды в открытых потоках. Именно, изменение рассматриваемого элемента, состоящее из его увеличения и последующего уменьшения, считается одной волной (например, ветровая или приливная волна), в то время как при неустановившемся движении воды это будет комбинацией двух волн — наполнения и отлива.

волны. На мгновенном плане потока фронт волны представляется линией, на мгновенном профиле волны — точкой.

Если в каком-либо створе канала или реки наблюдается резкое изменение поперечного сечения (сужение, расширение, уступ на дне и т. д.), то в этом створе волна будет частично отражаться, т. е. распадется на две волны. Одна из них — преломленная — будет распространяться в прежнем направлении, другая — отраженная — в обратном направлении. В случаях наличия вертикальной стенки по всей глубине (например, в створе, перекрытом гидротехническим сооружением) или водоема практически неограниченных размеров (в плане) возможно полное отражение волны, при котором преломленная волна отсутствует. При отражении от стенки волна не меняет знака — прямая положительная (отрицательная) волна переходит в обратную положительную (отрицательную). При отражении от водоема волна меняет знак — прямая положительная (отрицательная) волна переходит в обратную отрицательную (положительную).

Положительные волны в открытых руслах можно разделить на два основных типа: 1) медленно изменяющееся неустановившееся движение («непрерывные» волны) и 2) прерывные волны. Отрицательные волны всегда относятся к первому из указанных типов — прерывных отрицательных волн не бывает.

Медленно изменяющееся неустановившееся движение воды характеризуется:

1) настолько малой кривизной элементарных струек, что их можно считать почти прямолинейными,

2) малым изменением вдоль потока живых сечений, в связи с чем угол расхождения струек весьма мал,

3) относительно медленным изменением расхода воды с течением времени.

Первые два положения относятся и к медленно изменяющемуся (плавно изменяющемуся) установившемуся движению (Чертоусов, 1957). При медленно изменяющемся движении можно пренебречь местными потерями напора.

При медленно изменяющемся неустановившемся движении воды кривизна профиля свободной поверхности очень мала, хотя подъемы уровня не обязательно малы по сравнению с первоначальной глубиной потока. Важно лишь, что изменения уровня происходят достаточно медленно с течением времени и достаточно плавно по длине потока.

Прерывные волны не отвечают условиям медленной изменяемости движения. Они характеризуются резким изменением уровня на коротком участке и быстрым изменением его во времени; профиль свободной поверхности имеет большую крутизну. Такие волны образуются при прорыве плотины, резких попусках при малой начальной глубине воды в нижнем бьефе ГЭС, движении воды по сухому руслу и т. д. В этих случаях волна является пре-

рывной лишь в короткой области (так называемый *лоб волны*). В остальной части (*тело волны*) движение медленно изменяющееся.

§ 3. Характеристика попусков, паводков и половодий

Медленно изменяющееся неустановившееся движение воды возникает при попусках, паводках и половодьях. Терминология, связанная с этими явлениями, не всегда отличается достаточной четкостью; поэтому была предпринята попытка упорядочения понятий попусков, паводков и половодий (Грушевский, 1965).

Попуски образуются путем искусственного увеличения расходов в створе возмущения (например, в створе ГЭС) с последующим их уменьшением. Они необходимы для целей энергетики, а также для повышения расходов, уровней и глубин на ниже лежащих участках реки в связи с запросами судоходства, сельского и рыбного хозяйства, водопользования, лесосплава и т. д. В простейшем случае попуск представляет собой совокупность прямой положительной и прямой отрицательной волн — волны наполнения и волны отлива. Длительность попусков при суточном регулировании невелика и обычно измеряется часами (в некоторых случаях минутами), попуск для других целей может продолжаться несколько суток и даже недель.

23987

При попусках расчетные варианты формы входного гидрографа (графика изменения расхода воды в створе возмущения с течением времени) обычно определяются потребностями водного хозяйства в разные сезоны, время суток, при различной водности года и т. п. и не являются очень сложными, но изменения расходов во входном створе часто бывают очень интенсивными. Так, гидрографы суточного регулирования обычно имеют М-образную форму, что связано с наличием утренних и вечерних максимумов и дневного минимума в графике нагрузок (ночью таких попусков, как правило, нет). При суточном регулировании часто можно считать неустановившееся движение периодическим (за исключением выходных и послевыходных дней, когда еще сказывается специфика работы станции в нерабочие дни, т. е. проявляется недельное регулирование). Для приближенных оценок можно полагать, что зона влияния суточного регулирования обычно не превышает на больших реках 100 км, на средних 30—40 км и на малых 5—10 км [по Р. А. Нежиховскому (1966), к малым относятся реки, имеющие площадь водосбора от 100 до 2000 км^2, к средним — от 2000 до 10 000 км^2, к большим — от 10 000 до 50 000 км^2 и к очень большим — от 50 000 до 1 000 000 км^2].

Половодья и паводки образуются в результате последовательного суммирования стока с отдельных частей данного водосбора. В отличие от попусков, при половодье и паводках

БИБЛИОТЕКА
Ленинградского
Гидрометеорологического
Института

имеет место поступление воды с территории бассейна, рассредоточенное вдоль некоторого участка реки, поэтому здесь нет створа возмущения и о нем можно говорить только условно. Как правило, рассматривается участок реки длиной в сотни, а иногда и в тысячи километров. Половодье и паводки характерны обычно большой продолжительностью, достигающей нескольких недель и даже месяцев. Интенсивность изменения расходов воды при паводках и тем более при половодьях в большинстве случаев меньше, чем при попусках.

Следует отметить, что при половодье и паводке изменение уровней или расходов с течением времени в отдельном створе на реке (состоящее в простейшем случае из повышения и последующего понижения) еще не свидетельствует о прохождении здесь волны. Такой же эффект могут дать и кратковременные интенсивные осадки на значительном протяжении реки, волновой же процесс будет при этом выражен слабо. Такие случаи нами не рассматриваются и к ним нельзя отнести термины «волна половодья» или «волна паводка». Признаком существования волны является неодновременность прохождения максимума в разных створах.

При расчете обычно рассматриваются варианты входных гидрографов, либо полученные по прогнозу осадков и притока в реку, либо отвечающие различным сочетаниям действующих природных факторов. Изменение расходов во входном створе при этом обычно не является очень интенсивным, но форма гидрографа может быть и весьма сложной, в частности, многопиковой.

В местах впадения притоков в основную реку при половодье и паводке поступают сосредоточенные объемы воды, однако они отличаются от кратковременных попусков (например — от волн суточного регулирования) большой длительностью формирования, соизмеримой с длительностью формирования половодья или паводка в основной реке. Явление осложняется тем, что оно формируется в результате сложения половодий и паводков в гидрографической сети (притоки высших порядков, притоки низших порядков, основная река). На бесприточном участке реки обычно можно считать половодье или паводок уже сформировавшимся и рассматривать только его распространение по реке.

При половодье и паводке может иметь место не только сосредоточенное или рассредоточенное вдоль некоторого участка поступление воды в реку, но и соответствующие изъятия расхода (не только боковая приточность, но и потери воды). Сосредоточенное изъятие расхода имеет место при наличии водозаборов, рассредоточенное (по типу бокового водослива) — в случае перелива воды при высоких уровнях через дамбы (искусственные валы) или прирусловые (естественные) валы, ограждающие русло, при прорыве обвалования, лиманном орошении, грунтовом

регулировании (см. § 6) и т. д. В некоторых случаях приходится учитывать и потери воды на испарение.

Половодье представляет собой ежегодно повторяющееся в один и тот же сезон, более или менее длительное (до нескольких месяцев) и значительное увеличение расхода воды, вызывающее повышение уровня и обычно сопровождающееся выходом воды из русла на пойму. Половодье формируется главным источником питания реки: на равнинных реках снеготаянием (весеннее половодье), на высокогорных — таянием снега и ледников (летнее половодье), в муссонных зонах — выпадением обильных длительных летних дождей. Половодье формируется и распространяется на длинном участке реки — в некоторых случаях до тысяч километров.

Паводки, в отличие от половодья, представляют собой более кратковременные и быстрые повышения расхода и уровня воды (с почти столь же быстрым спадом), возникающие нерегулярно, при сильных дождях и ливнях, а также при быстром таянии снега или ледников во время зимних оттепелей, и во многих случаях охватывают лишь часть водосбора. При резком паводке малой продолжительности, например, при ливнях на небольшой территории, паводочная волна может мало отличаться от волны попуска. В отдельных случаях катастрофических паводков, особенно на малых водосборах, максимальные расходы и уровни (но не объемы стока!) могут превышать таковые при половодье. Иногда понятие паводков употребляют в более широком смысле, включая в него как собственно паводки, так и половодья.

Указанные отличия попусков от паводков и половодья не всегда отчетливо выражены. Так, волны попусков недельного регулирования или длительных попусков, создаваемых для затопления поймы, могут напоминать типичные паводочные волны и, наоборот, резкие паводки малой длительности (например, при ливнях на небольшой территории) могут вызывать явления, похожие на прохождение волн попусков, на некотором удалении от ГЭС.

§ 4. Зависимость расходов от уровней при неустановившемся движении

В гидрометрии, а также при расчетах неустановившегося движения воды большую роль играет кривая расходов (см. гл. 5, § 3), представляющая собой зависимость расходов от уровней, которая является однозначной при установившемся движении воды в открытом русле с неразмываемым дном и при отсутствии переменного подпора. При неустановившемся движении воды зависимость $Q=f(z)$ уже не является однозначной.

Рассмотрим, например, прохождение изолированного одновершинного паводка простейшей формы. Для любого момента вре-

мени в период повышения уровней воды (т. е. на подъеме паводка) уклон свободной поверхности в данном створе будет бóльшим, чем при таком же уровне воды в условиях установившегося режима (добавочный уклон положительный); поэтому пропускная способность русла увеличится, т. е. при данном уровне пройдут бóльшие расходы. Иначе говоря, на фазе подъема синхронная зависимость расходов от уровней смещается вправо. На фазе спада добавочный уклон противоположен по знаку основному уклону и ветвь спада для зависимости $Q=f(z)$ смещается влево от кривой расходов.



Таким образом, на подъеме попуска или паводка данный расход протекает при более низком, а на спаде — при более высоком уровне, чем в условиях установившегося движения. При этом синхронная зависимость расходов от уровней имеет петлеобразный вид, т. е. образует так называемую *паводочную петлю*. В случае временного подпора (например, от паводка на притоке главной реки) определенные расходы на ветви подъема могут проходить при более высоких уровнях, чем при отсутствии подпора.



Для паводков сложной формы, например, многовершинных, синхронная зависимость $Q(z)$ будет иметь более сложный вид нескольких петель, переходящих друг в друга и различно расположенных по отношению к кривой расходов. Петли для резких попусков имеют специфические особенности и рассматриваются в гл. 8, § 2 и в гл. 10, § 4.



Таким образом, характер медленно изменяющегося неустановившегося движения воды в открытых потоках в значительной мере определяется максимальным значением (при прохождении волны) отношения $|i_д|/i_у$ абсолютной величины добавочного продольного уклона, вызванного неустановившимся движением, к первоначальному уклону при установившемся движении (Калинин и Милюков, 1958; Грушевский, 1965) [1]. Чем меньше отношение $\max|i_д|/i_у$ для данного участка реки, тем у́же и получающаяся при неустановившемся движении петля на графике связи расходов и уровней. При достаточно малых значениях этого отношения (меньше 0,03—0,5), когда ширина петли по величине расходов не выходит за пределы точности измерений (обычно принимается 3—5% от значения расхода), можно считать зависимость расходов от уровней однозначной и совпадающей с кривой расходов для установившегося движения. Иначе говоря, в этом случае изменение уровней практически успевает следовать за изменением расходов. Этот частный случай медленно изменяющегося неустановившегося движения воды можно на-

[1] В указанных работах речь идет просто о величине отношения $|i_д|/i_у$, что неточно, так как в процессе неустановившегося движения воды $|i_д|$ изменяется, например, в момент прохождения гребня волны через данный створ $|i_д|\approx 0$.

звать *квазиустановившимся движением* (Грушевский, 1965). Такое движение может иметь место при половодье, а зачастую и при паводках (например, на горных и предгорных участках рек, имеющих большие уклоны).

Если добавочный уклон соизмерим с первоначальным, неустановившееся движение уже нельзя считать квазиустановившимся: оно будет собственно *медленно изменяющимся*, т. е. будет четко выражена неоднозначность зависимости расхода воды от уровня и зависимости объема воды от среднего по участку расхода. Такое соотношение уклонов характерно вблизи источника возмущения для попусков и резких кратковременных паводков, а для больших равнинных рек и для половодья. При таком движении обычно (кроме случаев крутой волны попуска, рассматриваемой в непосредственной близости от ГЭС, и случаев резкого изменения сечения реки или наличия поймы) изменение скорости течения во времени и при переходе от створа к створу не является все же очень интенсивным, что позволяет и в этом случае пренебрегать инерционными членами в уравнении динамического равновесия (см. гл. 3) и свести его к уравнению Шези. При крутой волне попуска и при резком изменении сечения уже нельзя пренебрегать инерционными членами. Для водохранилища основной уклон i_y близок к нулю и поэтому отношение $\max|i_д|/i_y$ очень велико (кроме случаев, когда близок к нулю также добывочный уклон $i_д$).

На некотором расстоянии от источника возмущения собственно медленно изменяющееся неустановившееся движение обычно переходит в квазиустановившееся. В некоторых случаях (см. гл. 10, § 4, п. В) такой переход отсутствует и движение остается собственно медленно изменяющимся до практически полного выклинивания волны. Иначе говоря, петля синхронной зависимости расходов от уровней трансформируется в этих случаях не в кривую однозначной зависимости (кривую расходов), а в точку.

Рассматривая неустановившееся движение воды в призматическом русле, Ф. М. Гендерсон (1965) вслед за М. И. Лайтхиллом и Г. Б. Витамом (Lighthill and Whitham, 1955) называет волну, для которой Q зависит только от H (по нашей терминологии, квазиустановившееся движение), «кинематической волной» и показывает, что для такой волны максимальное значение расхода не снижается вдоль русла, хотя форма волны и изменяется (передний склон становится круче, задний — положе), см. рис. 1 в работе Гендерсона.

§ 5. Скорость и время добегания волны

Практически важными характеристиками неустановившегося движения воды являются время добегания и скорость распространения волны (фазовая скорость). Следует различать: ско-

рость распространения возмущения (фронта волны) $c_ф$, скорость распространения заметного возмущения (заметных объемов воды или главной части волнового возмущения) $c_з$, скорость добегания данного расхода c_Q и скорость добегания гребня волны $c_г$. Под гребнем волны понимается точка, где $\frac{\partial z}{\partial t}=0$ (уровень как функция времени является экстремальным для данного створа) [1]. Рассматривая неустановившееся движение воды в призматическом русле, В. В. Ведерников (1947) вводит, в отличие от понятия гребня, еще и понятие вершины волны как точки, где $\frac{\partial H}{\partial s}=0$ (в данный момент глубина экстремальна по длине участка реки). Для непризматического русла понятие вершины волны не представляет практического интереса.

Скорость распространения возмущения (скорость распространения фронта волны) $c_ф$ может быть в принципе определена по моментам начала возмущения в различных створах и расстоянию между ними. В простейшем случае, когда начальное движение было установившимся, этот момент для данного (i-го) створа определяется как момент времени t_i, в который расход или (при отсутствии данных о расходе) уровень в створе начинает изменяться. Скорость $c_ф$ выражается теоретической формулой Лагранжа

$$c_ф = v \pm \sqrt{\frac{gF}{B}} = v \pm \sqrt{gH_{ср}}\,. \qquad (1.1)$$

Знак в формуле зависит от того, распространяется волна по течению или против него.

При значительном распластывании волны изменение как расходов, так и уровней становится по мере удаления от начального створа все менее интенсивным, что делает практическое определение моментов времени t_i все более затруднительным (особенно при отсутствии данных о расходах). В этих случаях практически удается определить лишь более поздние моменты времени t_i', когда изменение расходов и уровней становится заметным. Скорость $c_з$, определенная по моментам времени t_i', может быть названа *скоростью распространения заметного возмущения,* или *скоростью перемещения заметных объемов воды.* Это, по существу, скорость, с которой распространяется главная часть волнового возмущения. В. В. Ведерников (1947) называет эту скорость «технической скоростью фронта волны», Стокер (1959, стр. 525) — «скоростью главной части возмущения» (в подлин-

[1] Это не относится, конечно, к случаям отсутствия волны как таковой, когда изменение уровней происходит практически синхронно на значительном протяжении реки (см. стр. 18).

нике — «the spead of the main portion of the disturbance»). Естественно, что $c_з < c_ф$. Понятие скорости распространения заметного возмущения является условным, так как определение моментов времени $c_з$ существенно зависит от точности измерения уровней (или расходов) воды и, кроме того, содержит элемент субъективного подхода [1].

Скорость добегания данного расхода c_Q — та скорость, с которой распространяется граница установившегося движения с данным расходом Q_k. Эта скорость описывается формулой Седдона

$$c_Q = \left(\frac{dQ}{dF}\right)_{Q=Q_k}, \qquad (1.2)$$

полученной по наблюдениям над уровнями на реках Миссисипи и Миссури (Линслей и др., 1962). Эта формула может быть выведена и теоретически (Линслей и др., 1962; Аполлов, Калинин и Комаров, 1960; Грушевский, 1965) при допущении, что связь расхода с уровнем в данном створе близка к однозначной (иначе говоря, движение является квазиустановившимся). При этом можно пренебречь распластыванием волны на протяжении небольшого участка [2] и определять время добегания данного расхода в пределах этого участка с помощью формулы (1.2). Из этой формулы следует

$$c_Q = v\big|_{Q=Q_k} + F\frac{dv}{dF}\Big|_{Q=Q_k}. \qquad (1.3)$$

Обычно $\frac{dv}{dF} > 0$, поэтому $c_Q > v$. Для пойменных русел при уровнях, отвечающих малой глубине на пойме, возможно, что $\frac{\partial v}{\partial F} < 0$. В таких случаях для соответствующих диапазонов изменения расхода имеем $c_Q < v$ (скорость добегания данного расхода меньше средней скорости потока).

Скорость добегания гребня волны $c_г$ определяется по моментам времени, в которые уровень в данных створах принимает максимальное (для отрицательной волны минимальное) значение, и по расстоянию между этими створами. Скорость гребня

[1] Этим и объясняется, что некоторые авторы (Л. С. Кусков и др.) приводят для скорости добегания возмущения, получаемой по натурным данным, формулы типа $c = \beta\sqrt{gH_{ср}}$, где β — эмпирический коэффициент, меньший единицы. Такие формулы не имеют физического смысла, а величина коэффициента β оказывается существенно различной в разных случаях [см., например, работу Н. Н. Федорова (1964)]. Поэтому пользоваться формулами такого типа не рекомендуется.

[2] Волну, не меняющую свою форму при распространении вдоль призматического русла, Стокер (1959), а затем и Гендерсон (1965), называют моноклинальной волной.

волны вследствие трансформации последней не совпадает со скоростью распространения возмущения. В естественных руслах, где силы сопротивления играют существенную роль, крутизна переднего склона уменьшается по мере распространения волны, т. е. $c_г < c_ф$. Ввиду сложности явления трансформации волны надежных формул для определения $c_г$ не существует. Некоторые соображения о расчете $c_г$ приводятся в гл. 12, § 1, п. В, данные о ее величине в натуре — в гл. 8, § 1, п. Б и § 2, п. Б, о расчетах $c_г$ в численных экспериментах — в гл. 10, § 4.

В соответствии с указанными понятиями скорости добегания можно говорить и об аналогичных понятиях времени добегания вдоль данного участка реки (или расчетного участка при производстве расчетов): о времени добегания возмущения (фронта волны) $\tau_ф$, времени добегания заметного возмущения (заметных объемов воды или главной части волнового возмущения) $\tau_з$, времени добегания данного расхода τ_Q и времени добегания гребня волны $\tau_г$. Понятие времени добегания волны τ широко применяется в упрощенных методах расчета неустановившегося движения воды (см. гл. 2). Способы определения значений τ излагаются в гл. 13, § 3.

§ 6. Влияние поймы на неустановившееся движение воды

Неустановившееся движение воды в реках (в отличие от такового в каналах) во многих случаях существенно осложняется наличием пойм и других аккумулирующих емкостей, притоков, ледяного покрова, резких изменений формы и размеров поперечного сечения и т. д.[1]. Физическая картина распространения волн попусков и паводков в этих случаях изучена очень слабо. Расчет по уравнениям одномерного неустановившегося движения может в этих условиях не дать надежных результатов.

Рассмотрим в общих чертах влияние поймы на неустановившееся движение воды (более детально этот вопрос излагается в гл. 12, § 2 на основании результатов комплексных исследований).

При заметном затоплении поймы (или наличии других видов аккумулирующей емкости, например, устьев притоков или затонов — озеровидных участков реки) часть стока реки в период подъема затрачивается на временное заполнение емкости. Это явление можно называть долинным (Чеботарев, 1964), или лучше *пойменным регулированием*. Оно приводит к снижению

[1] Извилистость рек обычно не оказывает существенного влияния на неустановившееся движение даже при сравнительно резких изменениях режима. Лишь в исключительных случаях очень крутых изгибов русла это влияние может быть заметным. Поэтому практически приходится считаться только с изменениями живых сечений и их гидравлических сопротивлений (Рахманов, 1941, стр. 37).

максимальных расходов и к увеличению продолжительности паводка, попуска или половодья, иначе говоря, к его распластыванию. При этом на фазе подъема и в районе максимума уменьшаются расходы и снижаются уровни, а фаза спада становится более продолжительной.

При наличии поймы могут иметь место и безвозвратные потери воды. Это объемы воды (расходуемые на заполнение стариц, бессточных впадин и т. д.), которые испаряются, не возвращаясь в русло, а также на фильтрацию в почво-грунты высохшей поймы и на смачивание частиц почвы. Последние объемы возвращаются в русло реки лишь частично и обычно уже после прохождения паводка. При половодье бóльшая часть таких объемов успевает возвратиться в русло, создавая эффект *грунтового регулирования* [у Чеботарева (1964) «берегового»], приводящий к распластыванию волны половодья.

В случае выхода воды (при распространении волны попуска) на пойму, оставшуюся в какой-то мере затопленной в результате прохождения предыдущего попуска (что может иметь место, например, при суточном регулировании), эффекты пойменного и грунтового регулирования значительно изменяются.

Кроме распластывания волн, пойма влияет также на все виды скорости добегания, рассмотренные в § 5, и на скорость течения в русле.

При наличии поймы имеем ярко выраженное взаимодействие руслового и пойменного потоков, обнаруженное как в природных условиях (Железняков, 1961; Скородумов, 1965), так и в лаборатории (Спицын, 1962 а и 1962 б). Сущность явления заключается в торможении руслового потока пойменным с появлением в районе бровки русла вихревых образований, на которые затрачивается, по-видимому, значительное количество энергии руслового потока.

Таким образом, наличие поймы приводит к заметному увеличению гидравлических сопротивлений собственно руслового потока. Ввиду процесса вихреобразования это дополнительное сопротивление оказывается существенно бóльшим, чем при отсутствии поймы (т. е. чем при замене жидкой границы между русловым и пойменным отсеками твердой стенкой). Эффект торможения руслового потока пойменным сильно проявляется при сравнительно небольших затоплениях поймы.

Дополнительные сложности вносит растительность на пойме. Она замедляет течение, особенно при малом затоплении поймы, что эквивалентно увеличению шероховатости. При малом затоплении пойм растительность может превратить некоторые зоны, имеющие узкие выходы для стекающей воды, в практически бессточные. Сопротивление, оказываемое крупной растительностью

(лес и крупный кустарник), весной меньше, чем летом, когда появляется листва.

Сооружение дамб, отделяющих русло от поймы (обвалование), приводит к увеличению отметок уровня воды в главном русле (при тех же расходах воды) по сравнению с отметками, наблюдавшимися до обвалования, а также к существенному уменьшению трансформации волн. При обваловании ввиду повышения уровня, а следовательно, и глубины заметно увеличивается скорость распространения волн попусков и паводков.

К вопросам неустановившегося движения воды в русле с поймой мы возвратимся в гл. 12, § 2 после рассмотрения комплексных исследований распространения волн попусков и паводков в реках. В гл. 13, § 5 идет речь об учете влияния поймы при расчетах неустановившегося движения воды.

ГЛАВА 2

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ РАСЧЕТОВ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ И ПОСТАНОВКА РАЗЛИЧНЫХ ЗАДАЧ

§ 1. Практическое значение расчетов

Во введении уже указывалось, что расчеты распространения волн попусков и паводков в реках имеют большое практическое значение. Приведем в качестве примеров некоторые народнохозяйственные задачи, для которых нужны такие расчеты.

В связи с крупным строительством гидравлических и тепловых электростанций в нашей стране и созданием объединенных энергосистем возникла необходимость в расчетах оптимальных режимов работы станций в различное время года, суток, в различные дни недели и т. д. При этом все изменения потребной нагрузки энергосистемы обычно отражаются в первую очередь на режиме гидроэлектростанций, изменять который экономически выгоднее, чем изменять режим тепловых станций; иначе говоря, многие ГЭС в системах работают в пиковом режиме. Поэтому существенной составной частью водноэнергетических расчетов оптимальных режимов энергосистем являются расчеты неустановившегося движения воды в бьефах ГЭС, в первую очередь в нижних бьефах.

При рассмотрении различных вариантов режима работы ГЭС и при расчетах неустановившегося движения воды в ее бьефах приходится сталкиваться с комплексом вопросов, решение которых затрагивает интересы различных отраслей народного хозяйства. Так, интересы самой энергетики требуют экономии водных ресурсов в маловодные годы, чтобы всегда имелась возмож-

ность покрывать пики нагрузки. В многоводные же годы недостаточное расходование воды может привести к недопустимо высокому уровню в верхнем бьефе ГЭС и необходимости сброса воды помимо гидроагрегатов. Речной транспорт и лесосплав, а также водозаборы промышленных предприятий требуют поддержания гарантированных глубин в реках. С другой стороны, слишком высокие уровни могут привести к затоплению населенных пунктов и народнохозяйственных объектов. Сельское хозяйство требует затрат нужного количества воды в определенный сезон года, а также затопления поймы до определенных уровней в течение времени, необходимого для прорастания тех или иных культур (слишком длительное затопление приводит к уменьшению урожайности). Определенные требования к скоростям и уровням воды предъявляет также рыбное хозяйство. Во многих случаях для сельского или рыбного хозяйства приходится осуществлять длительные попуски, без которых изменения режима, связанные с созданием гидроузлов, оказали бы губительное воздействие на эти отрасли хозяйства, приведя к прекращению увлажнения пойменных угодий или обводнения рыбных нерестилищ и путей прохода рыбы.

Условия проведения попусков различны в разные сезоны. В период межени в основном приходится иметь дело только с суточным и недельным регулированием. В весенний период, а иногда и в другие сезоны создаются длительные попуски как в указанных целях, так и в связи с необходимостью сброса воды из водохранилища.

Все эти и многие другие потребности приводят к необходимости выполнения расчетов различных режимов неустановившегося движения воды в нижних бьефах ГЭС как при их проектировании, так и при эксплуатации. В зависимости от рассматриваемой задачи могут проводиться расчеты: а) для прилегающей к ГЭС зоны влияния суточного регулирования [1]; б) для более длинного участка, где проявляется и влияние недельного регулирования; в) для всего участка, на режим расходов и уровней в котором влияют также сезонные и многолетние изменения расхода воды.

Кроме расчетов разных режимов, часто приходится сталкиваться и с необходимостью прогнозов неустановившегося движения воды. Это относится как к прогнозу распространения волн паводков и половодий, основанному на прогнозе осадков и снего-

[1] Расчеты для еще более короткого участка, находящегося в непосредственной близости от ГЭС, имеют чисто гидротехнический аспект и нами не рассматриваются. Например, на расстоянии, равном одной или нескольким ширинам русла (в районе рисбермы и вблизи нее), резко проявляется турбулентность потока, вызванная его прохождением через гидротехнические сооружения (турбины, сбросные отверстия и т. д.) и поэтому существенно важно, через какие именно агрегаты или водосборы проходит вода.

таяния, так и к прогнозу хода уровней и расходов в нижних бьефах для различных режимов работы ГЭС. Прохождение волн паводков и половодья также затрагивает интересы различных отраслей народного хозяйства, перечисление которых привело бы в значительной степени к повторению сказанного выше в отношении расчетов для нижних бьефов ГЭС, хотя, конечно, имеются и специфические соображения.

Кроме общих, часто встречающихся проблем, иногда возникают и особые, нетипичные случаи, к которым можно отнести, например, разовый длительный попуск для пропускания отдельных групп судов или плотов или для снятия судна с мели. Длительные попуски бывают нужны и для сельского хозяйства. Такая проблема возникла, например, в связи с разработкой схемы использования поймы р. Иртыша. Создание здесь Бухтарминского водохранилища привело к прекращению затопления длинного участка реки, имеющего широкую пойму, во время высоких половодий. Поэтому теперь ежегодно создаются попуски из Бухтарминского водохранилища. Эти попуски, осуществляемые так, чтобы обеспечить наложение сброса воды из водохранилища на половодье притоков Иртыша (рек Убы и Ульбы), затопляют плодородные пойменные угодья. Отсюда вытекает важность расчетов различных вариантов длительных попусков по затоплению р. Иртыша. Такие расчеты проводились в ГГИ (см. гл. 9, § 5). В частности, рекомендации ГГИ в маловодном 1965 г. помогли предотвратить срыв попуска, при котором затопление около 150 000 га пойменных угодий дало многомиллионный доход сельскому хозяйству (за вычетом ущерба для энергетики). Осуществление попусков в 1966 и 1967 гг. дало еще больший доход.

Специфические условия могут возникнуть в таких случаях, когда объем стока половодья недостаточен для заполнения водохранилища и одновременного обеспечения водой длительного попуска в нижний бьеф. В этих случаях приходится идти либо на уменьшение объема попуска, либо на частичную сработку уровня водохранилища (что может нанести ущерб энергетике), а иногда и на то и другое вместе. Ясно, что в таких условиях особенно важно найти оптимальные с экономической точки зрения режимы.

Местные особенности режима объекта накладываются еще на особенности данной климатической зоны. На Европейской территории СССР можно выделить три такие зоны, отличающиеся друг от друга по природно-хозяйственным условиям (Грин, 1966).

1. Северная зона избыточного увлажнения. Водохранилища здесь расположены в основном на реках Карелии и Кольского полуострова. Основные потребители водных ресурсов — лесосплав и судоходство в сочетании с гидроэнергетикой, а иногда и с рыбным хозяйством. Особых сложностей при производстве попусков здесь обычно не возникает.

2. Центральная зона достаточного и неустойчивого увлажнения, охватывающая наиболее обширную часть ЕТС — юг лесных районов, лесостепи и северную часть степей. Сюда же отнесены водохранилища на уральских реках. Для этой зоны важны интересы судоходства, энергетики, водоснабжения промышленных предприятий и населенных пунктов, а также рыбного и в южной части зоны сельского хозяйства. Здесь роль длительных попусков важнее, чем в северной зоне ввиду нехватки водных ресурсов в отдельные периоды и годы и многочисленных противоречивых интересов отраслей народного хозяйства. Поэтому иногда для достижения наибольшего суммарного экономического эффекта приходится идти на частичное ограничение запросов отдельных потребителей.

3. Южная зона недостаточного увлажнения. Здесь важны орошение, водоснабжение, водный транспорт и гидроэнергетика, а в ряде случаев и рыбное хозяйство. Крупнейшие водохранилища — Волгоградское и Цимлянское. Из-за ограниченности водных ресурсов проблема рационального обеспечения водой всех участников водохозяйственного комплекса наиболее сложна в этой зоне. Г. Б. Грин приводит для лет разной водности оптимальные формы графиков попуска из Волгоградского водохранилища, наибольшее внимание при разработке которых пришлось уделить потребностям рыбного хозяйства. Этот пример показывает, что вообще для целесообразного, с экономической точки зрения, решения проблем регулирования стока нужно иметь планы сезонного регулирования, учитывающие как запросы различных отраслей народного хозяйства, так и природные условия (например, водность весны) (Левин и Жидиков, 1961). Эти планы должны быть основаны на выполненных заранее расчетах для ряда вариантов режима. Для конкретной весны и изменившихся условий использования водных ресурсов эти расчеты могут быть уточнены.

§ 2. Постановка различных задач

Практические проблемы, при которых приходится заниматься расчетами неустановившегося движения воды в реках, весьма разнообразны. Посмотрим теперь, к каким задачам расчета приводит это разнообразие. Дело в том, что выбор метода расчета зависит не только от характеристики объекта и неустановившегося движения воды, но и в значительной степени от специфики поставленной задачи.

Все многообразие возможных задач расчета неустановившегося движения воды целесообразно разделить на две основные группы: 1) задачи полного расчета и 2) задачи частичного расчета.

Полным расчетом неустановившегося движения воды будем

называть расчет, в результате которого получаются значения расхода и уровня воды в функции от продольной координаты и времени. Практически искомые величины требуется получить обычно для нескольких створов в виде гидрографов $Q=f(t)$ и графиков хода уровня $z=f(t)$.

В отличие от полного расчета, для многих практических вопросов достаточно иметь лишь отдельные данные о неустановившемся движении — *частичный расчет.* Для решения различных вопросов требуются различные данные. Наиболее типичными из задач частичного расчета являются следующие:

а) расчет гидрографа или хода уровня только для замыкающего створа бьефа;

б) расчет только максимальных или только минимальных уровней воды в нескольких створах или по всей длине бьефа;

в) расчет только максимальных или только минимальных расходов в нескольких створах или по всей длине бьефа;

г) определение моментов времени, в которые в заданных створах проходят максимальные (минимальные) уровни или расходы, т. е., по сути дела, определение соответствующих скоростей добегания и времени добегания;

д) расчет графиков напора в створе ГЭС.

Общие рекомендации о выборе метода расчета или группы методов приводятся в гл. 13, § 2.

Изложенные выше случаи как полного, так и частичного расчета относятся к *прямой задаче* неустановившегося движения воды, в которой по заданным начальным и граничным условиям, морфометрическим и гидравлическим характеристикам рассчитывается неустановившееся движение воды в пределах бьефа. Однако могут быть поставлены и *обратные задачи,* более сложные и менее изученные, чем прямая задача. Наиболее типичной из обратных задач (при полном расчете) является определение входного гидрографа или графика хода уровней, неустановившееся движение при котором проявляется в виде волны с данным гидрографом или ходом уровня в определенном ниже расположенном створе. Один из возможных подходов к решению такой задачи рассмотрен в работе Кучмента (1967 а).

При частичном расчете может соответственно быть поставлена задача определения значения отдельных параметров входного гидрографа или хода уровня, обеспечивающих в заданном ниже лежащем створе неустановившееся движение, имеющее заданные параметры.

Более сложной и важной является другая обратная задача — определение (или уточнение) морфометрических и гидравлических характеристик русла по заданным начальным и граничным условиям и по известным данным наблюдений, например, за ходом уровня в нескольких створах. Это, собственно говоря, задача строгого задания (подбора) расчетных параметров при на-

личии материалов наблюдений над неустановившимся движением воды.

Некоторые общие соображения о путях решения такой задачи с точки зрения использования прямых вариационных методов и первоначальные наметки таких путей (в виде системы интегральных уравнений) приводятся в работах Н. А. Картвелишвили (1961 и 1968), см. также гл. 13, § 3. Эта задача также может быть поставлена как при полном, так и при частичном расчете. В последнем случае речь идет лишь о некоторых из характеристик русла или о возможных их изменениях.

ЧАСТЬ II

МЕТОДЫ РАСЧЕТА НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

ГЛАВА 3

ДИФФЕРЕНЦИАЛЬНЫЕ УРАВНЕНИЯ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

Как известно, дифференциальные уравнения неустановившегося движения воды в открытых руслах имеют следующий вид:

уравнение динамического равновесия (динамическое уравнение)

$$I = i_0 - \frac{\partial H}{\partial s} = \frac{\alpha}{g}\left(v\frac{\partial v}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial t}\right) + \frac{v|v|}{C^2R}, \qquad (3.1)$$

уравнение неразрывности

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0. \qquad (3.2)$$

Независимыми переменными в уравнениях (3.1) и (3.2) являются координата s и время t, а их функциями — глубина H и средняя скорость v. При заданной форме русла площадь живого сечения F в рассматриваемом створе является известной функцией глубины, а расход Q определяется как произведение v и F; C — коэффициент Шези, R — гидравлический радиус (для широкого открытого русла его можно заменить глубиной H), g — ускорение силы тяжести, α — коэффициент, характеризующий неравномерность распределения скоростей по поперечному сечению (о его численном значении речь будет идти ниже).

Уравнения неустановившегося движения воды в открытых руслах были впервые получены Сен-Венаном [B. de Saint-Venant,

1871, стр. 153][1] и поэтому носят его имя. Сен-Венан не учитывал неравномерность распределения скоростей по живому сечению, поэтому в выведенном им уравнении динамического равновесия отсутствовал коэффициент α. Близкое по виду уравнение получил впоследствии ученик Сен-Венана Буссинеск (Boussinesq, 1877, стр. 503 и 1897, стр. 1265; см. также Бобылев, 1898, стр. 35 и Форхгеймер, 1935, стр. 262). М. И. Буссинеск ввел дополнительные предположения (почему Форхгеймер и считает его вывод не вполне строгим), но зато он учитывал неравномерность распределения скоростей по сечению (правда, можно учесть эту неравномерность введением в уравнение коэффициента α и не делать допущений Буссинеска). Во втором приближении Буссинеск получил уравнение динамического равновесия с учетом кривизны струй воды (Форхгеймер, 1935, стр. 263), которое нами не рассматривается.

Уравнения (3.1) и (3.2) написаны в предположении отсутствия бокового притока воды. При наличии бокового притока q на единицу длины уравнения перепишутся в виде:

$$i_0 - \frac{\partial H}{\partial s} = \frac{\alpha}{g}\left(v\frac{\partial v}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial t}\right) + \frac{v|v|}{C^2R} + \frac{qv}{gF}, \qquad (3.1^1)$$

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = q. \qquad (3.2^1)$$

В уравнении динамического равновесия (3.1) первый член в левой части представляет собой уклон дна i_0, второй — дополнительный уклон, связанный с изменением глубин по длине русла. Сумма этих членов дает поверхностный уклон I.

Первое слагаемое в скобках правой части учитывает изменение скоростей по длине, т. е. отражает неравномерность течения. Этот член для рек обычно невелик и приобретает значительную величину лишь в зонах резкого изменения сечения. Второе слагаемое в скобках — уклон, связанный с изменением скоростей во времени, т. е. непосредственно с неустановившимся движением. Этот член также обычно мал, кроме зоны резкого неустановившегося движения — например, вблизи ГЭС при попусках суточного регулирования. Первое и второе слагаемые учитывают влияние на неустановившееся движение скоростей частиц воды, участвующих в нем. Эти слагаемые принято называть инерционными членами. Третье слагаемое правой части уравнения — уклон трения — играет для речных бьефов превалирующую роль [в числителе этого члена правильнее писать, как это сделано выше, произведение скорости v и ее абсолютной ве-

[1] Сен-Венан (1871, стр. 237) дал также решение этих уравнений для прямоугольного канала с постоянным уклоном дна в случае отсутствия сил сопротивления.

личины (Васильев и др., 1963), а не v^2, как пишут некоторые авторы (Архангельский, 1947; Гильденблат и др., 1948; Христианович, 1937), так как v^2 не учитывает изменения знака силы трения при изменении знака скорости, что возможно при большой обратной волне]. Это слагаемое можно представить и в виде $\frac{Q|Q|}{K^2}$, где K — модуль расхода (пропускная способность русла).

Коэффициент α у инерционных членов учитывает неравномерное распределение скоростей по живому сечению потока. Строго говоря, у каждого из этих членов должен стоять свой коэффициент; однако ввиду малости инерционных членов обычно считают коэффициенты равными между собой. В расчетах неравномерного установившегося движения воды (т. е. в случае отсутствия члена $\frac{\partial v}{\partial t}$) обычно принимают $\alpha = 1{,}1$ — значение, характерное для каналов (см. ниже). В большинстве методов расчета неустановившегося движения воды пренебрегают отклонением коэффициента α от единицы. Для беспойменных русел это не дает значительной ошибки; бóльшие ошибки будут связаны с неполнотой и неточностью исходных данных. В случаях русла с поймой сложного строения неравномерность распределения скоростей по сечению очень велика и значения α могут превышать 1,5 или даже 2. Однако в таких случаях соответственно возрастают и другие ошибки расчета, а требуемое значение α задать трудно. Более того, коэффициент неравномерности распределения скоростей по сечению α теряет в этом случае свой первоначальный смысл, так как поток разбивается на отдельные фрагменты (основное русло, протоки, пониженные части поймы), гидравлически не связанные между собой. Поэтому при сложной пойме более целесообразными, чем вычисление α [например, по формуле (3.3) — см. ниже], могут оказаться другие подходы, непосредственно учитывающие физическую картину процесса и тем самым позволяющие получить более эффективные результаты расчета (см., например, гл. 13, § 5).

Специальное исследование значений коэффициента Кориолиса α (т. е. коэффициента, стоящего при $v\frac{\partial v}{\partial s}$), выполненное американскими учеными на большом натурном материале [Velocity-Head Coefficients in Open Channels, 1966], показало что при неравномерном установившемся движении распределение скоростей по горизонтали оказывает значительно бóльшее влияние на величину α, чем распределение скоростей по вертикали. Значения α для каналов и искусственных беспойменных русел составляли 1,03—1,76 при среднем значении 1,10, для естественных русел трапецеидальной формы без пойм, мостовых устоев и других искусственных сооружений $\alpha = 1{,}09 \div 2{,}90$, $\alpha_{ср} = 1{,}40$, для естественных русел с поймами $\alpha = 1{,}18 \div 2{,}99$, $\alpha_{ср} = 1{,}46$. Была получена более или

менее удовлетворительная связь α с коэффициентом шероховатости по Маннингу $\alpha=14{,}8n+0{,}884$, причем, если по этой формуле оказывается $\alpha>2$, авторы рекомендуют принимать $\alpha=2$. Попытки установить связь α с другими параметрами русла или течения или с их комбинацией успеха не имели. Русло с поймой авторы рекомендуют разбивать на отсеки и после вычисления для каждого отсека α по приведенной связи определение общего значения α производится по формуле

$$\alpha=\frac{\alpha_1\frac{K_1^3}{F_1^2}+\alpha_2\frac{K_2^3}{F_2^2}+\ldots+\alpha_m\frac{K_m^3}{F_m^2}}{\frac{(K_1+K_2+\ldots+K_m)^3}{(F_1+F_2+\ldots+F_m)^2}}, \qquad (3.3)$$

где

$$K=CF\sqrt{R};\quad C=\frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}.$$

Уравнения (3.1) и (3.2) выведены при следующих основных допущениях.

1. Рассматривается одноразмерное неустановившееся движение жидкости. Это означает пренебрежение поперечными и вертикальными составляющими скорости в открытом русле по сравнению с продольной составляющей. При этом скорость течения принимается одинаковой во всем поперечном сечении. Указанное допущение означает также пренебрежение поперечным уклоном свободной поверхности воды (поверхность в любом сечении горизонтальна).

2. Движение принимается медленно изменяющимся, что позволяет не учитывать местные потери напора (Прандтль, 1951).

3. Применяется гипотеза длинных волн — глубина воды считается малой по сравнению с длиной волны [Стокер (1959) и некоторые другие авторы называют это гипотезой или теорией мелкой воды]. Это приводит к гидростатическому закону распределения давления по глубине, т. е. к пренебрежению избыточным давлением за счет ускорения воды в вертикальном направлении.

4. Силы сопротивления вводятся в уравнения в таком же виде, как и для равномерного движения.

5. Уклон дна принимается малым по сравнению с единицей.

Наиболее важны первые два допущения. При резких изменениях сечения (особенно в случае широкой поймы), при крутых изгибах и т. д. скорости могут быть существенно различными по ширине русла. Поэтому в таких случаях одномерная схема существенно упрощает явление, и возможность ее применения требует специального рассмотрения (см., например, гл. 12, § 2 и гл. 13, § 5). В других случаях (ледяной покров, шуга, заторы) скорости могут, кроме того, существенно различаться и по длине русла. Третье допущение практически всегда выдерживается.

Четвертое допущение является пока неизбежным ввиду отсутствия данных, которые позволили бы определить силы сопротивления при медленно изменяющемся одноразмерном неустановившемся движении иначе, чем приравнивая их таковым для соответствующего равномерного движения. Наконец, пятое допущение всегда справедливо для спокойных потоков, которые только и рассматриваются.

Кроме этих допущений, следует обратить внимание на следующее, фактически принимаемое допущение, на которое указывает В. И. Корень: русло считается достаточно прямым, т. е. предполагается, что, если его развернуть в прямую линию, это не вызовет серьезных ошибок в вычислениях.

При выводе уравнений (3.1[1]) и (3.2[1]) предполагается, как указывает Скородумов (1965), что при наличии бокового притока массы воды поступают в главное русло с берегов или из притоков с нулевой продольной скоростью; то же относится к оттоку воды из главного русла.

ГЛАВА 4

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТОДАХ РАСЧЕТА НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

§ 1. Строгие и упрощенные методы

Методы расчета неустановившегося движения воды в открытых руслах можно разделить на две группы: строгие (их называют еще детальными или гидродинамическими) и упрощенные (инженерные).

Строгие методы основываются на решении системы уравнений (3.1) и (3.2), в этом только и заключается их «строгость». Уравнения выведены при определенных допущениях (гл. 3), поэтому применяемый везде ниже термин «строгие методы» является в известной мере условным. Однако и другие варианты названия этой группы методов представляются не очень удачными. Так, термин «детальные методы» нехорош тем, что детальные решения (то, что мы назвали в гл. 2 полным расчетом неустановившегося движения воды) можно получить не только с помощью строгих, но и с помощью упрощенных методов, произведя соответствующие интерполяции между створами и по времени. Не стоит, с нашей точки зрения, называть строгие методы и «гидродинамическими» (Нечаева и Кучмент, 1967; Кучмент, 1967в; Грушевский, 1967а и др.), так как они основаны на решении системы одномерных, т. е. по существу гидравлических уравнений.

Упрощенные методы называют в некоторых работах [например, в работах Кучмента (1965 и 1967в)] инженерными, что пред-

ставляется также неудачным, поскольку в настоящее время значительная часть инженерных расчетов неустановившегося движения воды (в особенности проектных расчетов) основывается на строгих методах и реализуется на цифровых электронных вычислительных машинах.

Строгие методы можно в свою очередь разделить на линейные и нелинейные. К нелинейным относятся методы характеристик, сеток, мгновенных режимов. В *нелинейных* методах система дифференциальных уравнений в частных производных (3.1) и (3.2) решается путем замены производных разностными отношениями. В *линейных* строгих методах эти дифференциальные уравнения линеаризуются (метод волн малой амплитуды — см. ниже).

При использовании упрощенных методов указанная система уравнений непосредственно не интегрируется и заменяется какой-либо упрощенной моделью явления. Большинство упрощенных методов основано на моделях, описываемых обыкновенными линейными дифференциальными уравнениями. Простота расчетов в этих моделях обычно связана с отказом от детального задания некоторых частей исходной информации (граничное условие в замыкающем створе вообще не задается). Это, с одной стороны, приводит к неполному учету влияния этих частей информации на результаты расчета, с другой стороны, дает возможность выполнения расчетов в случаях, когда информации недостаточно для использования строгих методов.

В строгих методах, т. е. при решении уравнений Сен-Венана, исходные данные тоже в какой-то мере схематизируются, однако здесь всегда отчетливо видно, что именно и как схематизировано или отброшено. Это дает лишнее основание называть данную группу методов «строгими» и, кроме того, облегчает выяснение знака и величины погрешностей расчета. Принципиальная постановка вопроса о схематизации исходных данных излагается в гл. 5, § 5.

Строгие методы применяются в проектной практике, а иногда и при эксплуатации гидросооружений и для гидропрогнозов. Вследствие трудоемкости вычислений и развития вычислительной техники эти методы реализуются в последнее время в основном на быстродействующих электронных вычислительных машинах.

Преимущества упрощенных методов заключаются в простоте расчетов и в возможности быстро получить приближенное решение задачи. Расчеты по этим методам можно производить вручную.

В последнее время развивается тенденция реализации упрощенных методов на аналоговых вычислительных машинах (возможно и применение электронных цифровых машин).

В линейных методах как строгих, так и упрощенных используются линейные модели нелинейного процесса неустановившегося движения воды в открытых руслах, применяемые в настоящее время во многих отраслях науки и техники (Кучмент, 1965). Линейными называются системы, которые описываются линейными дифференциальными уравнениями и подчиняются принципу суперпозиции — реакция системы на воздействие $A+B$ равна сумме реакций этой системы на независимые воздействия A и B. Так, если реакцией системы является гидрограф в замыкающем створе какого-то участка, то, согласно принципу суперпозиции, гидрограф, обусловленный притоком воды к участку $Q'_1+Q'_2$, должен равняться сумме гидрографов в этом же створе при притоках Q'_1 и Q'_2.

В линейных моделях неустановившегося движения воды, описываемых линейными дифференциальными уравнениями в частных производных, исходные гидравлические и морфометрические характеристики задаются вдоль всего рассматриваемого участка реки. Поэтому такие модели можно назвать (согласно терминологии, установившейся в ряде отраслей техники) *линейными моделями с распределенными параметрами* (Кучмент, 1965). Эти модели, как и нелинейные методы, позволяют определить рассчитываемые гидравлические характеристики потока на всем рассматриваемом протяжении реки. Поэтому те и другие методы, основанные на решении уравнений (3.1) и (3.2), объединены в одну группу строгих методов.

В моделях, описываемых линейными обыкновенными дифференциальными уравнениями, делается в той или иной форме предположение о том, что длина рассматриваемого участка мала по сравнению с длиной волны. Тогда можно пренебречь размерами этого участка и считать, что его характеристики сосредоточены в одной точке. Такие модели можно назвать поэтому *линейными моделями с сосредоточенными параметрами* (Кучмент, 1965). В уравнениях, описывающих эти модели, независимой переменной является только время. Упрощенные методы расчета, основанные на таких моделях, позволяют непосредственно рассчитать гидравлические характеристики потока лишь в отдельных створах (в других створах их можно определить с помощью интерполяции).

Ниже излагаются основные идеи и формулы некоторых строгих и упрощенных методов расчета неустановившегося движения воды в реках. Из всех многочисленных методов выбраны лишь те, ознакомление с которыми представляется полезным либо с точки зрения их практического использования, либо для понимания путей развития расчетных методик с различных точек зрения. Подробнее рассмотрены важные в практическом отношении методы; полное их изложение, содержащее перечень всех вычис-

лительных операций, формы расчетных таблиц, порядок подготовки исходных данных для расчетов и т. д. не представляется возможным в пределах данной работы. Поэтому для широкого практического использования методов необходимо обратиться к первоисточникам.

Несколько более подробное, чем здесь, изложение методов расчета приводится в практическом пособии «Расчеты неустановившегося движения воды в реках» (1967).

§ 2. Некоторые строгие методы

А. Общие положения

С теоретической точки зрения, основной интерес для решения системы уравнений (3.1) и (3.2) представляют нелинейные строгие методы. В этих методах частные производные, входящие в систему, заменяются отношениями приращений функции и аргумента и затем решается получающаяся система алгебраических разностных уравнений. Иначе говоря, при использовании этих методов мы переходим от непрерывной области существования решения в плоскости независимых переменных (s, t) — так называемой волновой плоскости — к дискретной сетке точек. Поэтому нелинейные строгие методы можно назвать методами конечных разностей или методами сеток. Во всех методах сеток (включая метод мгновенных режимов как частный случай) сетка точек фиксируется заранее, в методе характеристик она получается в процессе решения. Применение фиксированной сетки дает те преимущества, что не требуется вычислять значения координат точек сетки и что значения неизвестных функций получаются в удобной системе точек, обычно исключающей необходимость интерполяции между узлами.

Решение системы разностных уравнений при правильно выбранной разностной схеме дает в численной форме приближенное решение исходной системы дифференциальных уравнений. Разработка разностного метода распадается на три этапа:

1) выбор разностной схемы;

2) оценка устойчивости выбранной разностной схемы и ее сходимости к точному решению исходной системы уравнений при уменьшении шагов по независимым переменным s и t;

3) задание порядка решения системы разностных уравнений.

Рассмотрим эти вопросы несколько подробнее, для этого нам придется привести в весьма краткой и упрощенной форме основные понятия вычислительной математики (для случая дифференциального уравнения в частных производных при наличии двух независимых переменных s и t) (Годунов и Рябенький, 1962).

Выбор разностной схемы определяет способ замены (аппроксимации) частных производных разностными отношениями.

Величина погрешности аппроксимации не превосходит некоторой степени m шага соответствующей независимой переменной, умноженной на постоянный коэффициент $A(\Delta s)^m$. Эта степень называется порядком аппроксимации. Погрешность аппроксимации обычно обозначается через O («Ordnung»). Так, например, приближенное выражение

$$\frac{\partial f}{\partial s} \approx \frac{f(s+\Delta s) - f(s)}{\Delta s}$$

(f — некоторая функция s и t) дает 1-й порядок аппроксимации $O(s)$, т. е. погрешность замены производной отношением конечных разностей пропорциональна первой степени шага Δs.

При замене частной производной другим разностным отношением

$$\frac{\partial f}{\partial s} \approx \frac{f(s+\Delta s) - f(s-\Delta s)}{2\Delta s}$$

имеем 2-й порядок аппроксимации $O[(\Delta s)^2]$. Аналогичные выражения можно написать для $\frac{\partial f}{\partial t}$, а также (несколько более сложные) для вторых производных.

Аппроксимировать приходится не только дифференциальный оператор, представляющий собой определенную комбинацию частных производных и стоящий в левой части уравнения, но и правую часть уравнения (известную величину), а также начальные и граничные условия.

В ряде случаев существенную роль при аппроксимации уравнения играет соотношение между шагами Δt и Δs при их неограниченном уменьшении.

Для сходимости разностной схемы, т. е. для того чтобы при измельчении шагов Δs и Δt ее решение приближалось к решению исходного дифференциального уравнения, недостаточно, чтобы разностная схема аппроксимировала уравнение. Схема должна еще быть *устойчивой*. Это значит, что небольшие изменения в правой части и в граничных условиях для разностного уравнения должны приводить лишь к небольшим изменениям решения этого уравнения. В противном случае (при неустойчивой разностной схеме) ошибки, неизбежно возникающие в процессе счета, например, погрешности округления, будут неограниченно расти. Для проверки устойчивости той или другой схемы необходимы тщательные исследования, так как в ряде случаев неустойчивость может проявиться только при длительном счете и лишь при определенных значениях коэффициентов

уравнений. Практически это может быть проверено при использовании электронных вычислительных машин.

От того, насколько удачен выбор порядка решения системы разностных уравнений, зависит трудоемкость расчета, выражающаяся в затратах машинного времени.

Б. Методы сеток (явные схемы, неявная схема ИГ)

При использовании методов сеток может применяться явная или неявная разностная схема (Березин и Жидков, 1962; Годунов и Рябенький, 1962; Демидович и др., 1963; Стокер, 1959). При *явной схеме* последовательно вычисляются величины отдельно для каждого узла сетки. При *неявной схеме* весь процесс расчета разбивается на последовательное решение систем уравнений для каждого отдельного расчетного интервала времени. В результате решения каждой такой системы вычисляются характеристики потока во всех узлах данного слоя на волновой плоскости (s, t), т. е. во всех створах бьефа в данный расчетный момент времени t.

Преимуществом явной схемы по сравнению с неявной является относительная простота вычислений и программирования. Однако явная схема не позволяет производить расчет при больших расчетных интервалах времени Δt (обычно Δt не должно превосходить нескольких минут), так как для того, чтобы схема была устойчивой, должно выдерживаться определенное соотношение между Δt и расчетным шагом по длине Δs — так называемое условие Куранта—Фридрихса—Леви (Годунов и Рябенький, 1962).

$$\Delta t \leqslant \frac{\Delta s}{|v| + \sqrt{gH}}. \tag{4.1}$$

Это ограничивает использование явных схем для расчета паводков и половодий.

Как показал С. К. Годунов (Васильев, Годунов и др., 1963; Васильев и др., 1965; Шугрин, 1964), имеется и другое ограничение

$$\Delta t \leqslant \frac{C}{g}\sqrt{\frac{R}{i_0}} = \frac{K}{gF\sqrt{i_0}}. \tag{4.2}$$

Для неявных схем ограничение (4.1) отпадает, а условия Годунова (4.2) можно избежать, если брать значение модуля расхода K из верхнего слоя волновой плоскости, т. е. для момента времени $t+\Delta t$, как это и делается в неявной схеме, применяемой в Институте гидродинамики СО АН СССР (ИГ).

Приведем примеры некоторых явных схем. В ряде статей американских и советских ученых (Isaacson и др., 1956; Стокер, 1959; Калинин и Кучмент, 1963; Корень, 1965) рассматривается

шахматная схема Лакса, в которой производные по координате и по времени заменяются разностными отношениями следующим образом (рис. 4.1):

$$\frac{\partial f}{\partial s} \approx \frac{f_R - f_L}{2\Delta s}, \quad \frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{f_P - \frac{1}{2}(f_R + f_L)}{\Delta t}. \tag{4.3}$$

Таким образом, здесь используются всего три узла сетки: L, P и R, принадлежащие двум последовательным моментам времени. Подстановка выражений (4.3) в уравнения (3.1) и (3.2) дает систему алгебраических уравнений для расчета элементов решения во внутренних точках сетки. Коэффициенты при производных берутся как средние для двух нижних точек сетки P и S.

Схема Лакса обеспечивает погрешность расчетов, пропорциональную квадрату шага интегрирования по расстоянию и первой степени шага по времени $O[\Delta t, (\Delta s)^2]$.

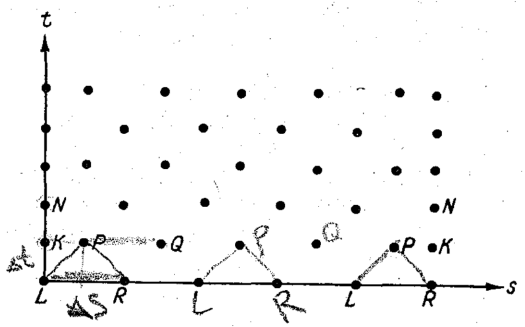


Рис. 4.1. Разностная шахматная схема.

Для расчета режима в точках на границах совместно с граничными условиями используются уравнения Сен-Венана в характеристической форме

$$\frac{\partial (vF)}{\partial s} + B\frac{\partial z}{\partial t} \pm \sqrt{\frac{BF}{g}}\left(\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial s} + g\frac{\partial z}{\partial s} + \frac{gv^2F^2}{K^2}\right) = 0. \tag{4.4}$$

Заменяя в уравнении (4.4) производные на границах разделенными разностями, получаем на каждой из границ выражения, различные для четного и нечетного интервалов времени (для точек K и N).

Как показали расчеты (Калинин и Кучмент, 1963), существенным практическим недостатком схемы Лакса является то, что результаты в сильной мере зависят от точности определения зависимостей $K = f(F)$ и $z = f(F)$, используемых в расчетах. Это объясняется тем обстоятельством, что переход от одного мо-

мента к другому производится по инерционному члену $\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}$, который значительно меньше величин $\frac{Q^2}{K^2}$ и $\frac{\partial z}{\partial s}$.

Следовательно, небольшие относительные ошибки в величинах K и z дают значительную ошибку при определении v, а отсюда — и других гидравлических характеристик. Поэтому была предложена другая *трехточечная полуявная схема* с меньшей чувствительностью к исходным данным. За основу берутся уравнения Сен-Венана без инерционных членов, а производные заменяются следующим образом:

$$\frac{\partial z}{\partial s}\approx\frac{z_Q-z_P}{\Delta s},\quad \frac{\partial Q}{\partial s}\approx\frac{Q_R-Q_L}{\Delta s},\quad \frac{\partial F}{\partial t}\approx\frac{F_P-\frac{F_R+F_L}{2}}{\Delta t}. \tag{4.5}$$

При этом расчетные уравнения принимают вид:

$$Q_s^{(1)}=K_s\sqrt{\frac{z_P-z_Q}{\Delta s}},$$

$$F_P=\frac{F_R+F_L}{2}+\frac{Q_R-Q_L}{\Delta s}\Delta t. \tag{4.6}$$

Таким образом, переход от одного момента времени к другому производится только по производной $\frac{\partial F}{\partial t}$ и относительная ошибка за счет неточности определения z и K дает такую же относительную ошибку при вычислении Q.

Рассчитанные по системе уравнений (4.6) значения $Q_S^{(1)}$ (номер наверху обозначает номер приближения) могут быть уточнены путем введения в первое уравнение системы инерционных членов. Уточнение может повторяться несколько раз, пока разность между двумя последовательными значениями расхода в точке S $|Q_S^{(n+1)}-Q_S^{(n)}|$ не окажется в пределах заданной точности.

Схема испытывалась на тех же материалах, что и американская, и дала гораздо лучшие результаты, чем последняя, несмотря на то что не учитывались инерционные члены (учет их существенно осложняет простую программу для ЭВМ) (Калинин и Кучмент, 1963).

Известна также *шахматная схема центральных разностей*. Производные в этой схеме аппроксимируются следующими разностными отношениями (рис. 4.2):

$$\frac{\partial f}{\partial t}\approx\frac{f_P-f_N}{2\Delta t},\quad \frac{\partial f}{\partial s}\approx\frac{f_R-f_L}{2\Delta s}. \tag{4.7}$$

Расчет в граничных точках производится так же, как и в явной схеме Лакса. Свойства схемы Лакса и центральной схемы (в частности, устойчивость и аппроксимация) исследовались В. И. Корнем (1965 и 1967а). Схема применялась для расчетов неустановившегося движения воды в нижних бьефах при слиянии двух рек, а также в верхних бьефах (Корень, 1965; Чеменко, 1964).

Центральная шахматная схема благодаря своей симметричности имеет одинаковый (именно второй) порядок точности аппроксимации как по координате, так и по времени [O (Δt^2, Δs^2)].

Рассмотрим теперь *неявную схему Института гидродинамики СО АН СССР* (ИГ) (Васильев, Годунов и др., 1963; Васильев

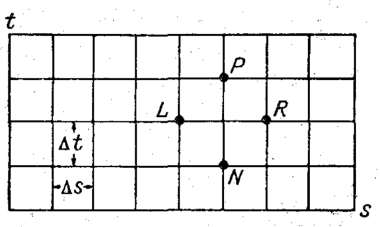


Рис. 4.2. Центральная шахматная схема.

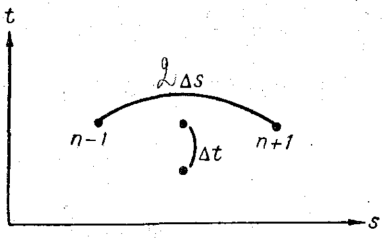


Рис. 4.3. Неявная схема Института гидродинамики СО АН СССР (схема ИГ).

и др., 1965; Шугрин, 1964). В этой схеме уравнения неустановившегося движения берутся в так называемой форме законов сохранения

$$\frac{1}{gF}\left(\frac{\partial Q}{\partial t}+2v\frac{\partial Q}{\partial s}\right)+\left[1-\left(\frac{v}{c}\right)^2\right]\frac{\partial z}{\partial s}=$$

$$=\left[i_0+\frac{1}{B}\left(\frac{\partial F}{\partial s}\right)_{H=\text{const}}\right]\left(\frac{v}{c}\right)^2-\frac{Q|Q|}{K^2},\quad B\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial s}=q, \quad (4.8)$$

(где $c=\sqrt{\frac{gF}{B}}$), несколько более громоздкой, чем обычная форма, но зато позволяющей отчетливо представить влияние некоторых параметров на явление (величина $\frac{v}{c}$). Эта форма считается, кроме того, особенно удобной для решения задач с разрывами искомых функций (прерывная волна). Первое из уравнений (4.8) нетрудно привести к обычной форме (3.1) (в ИГ проводят расчеты, полагая для простоты $\alpha=1$). Счет ведется по неявной разностной схеме, показанной на рис. 4.3. Шаг Δs может быть различным для разных участков, шаг Δt может меняться в течение времени.

Производные заменяются разностными отношениями

$$\frac{\partial Q}{\partial t}=\frac{\widetilde{Q}_n-Q_n}{\Delta t},\quad \frac{\partial z}{\partial t}=\frac{\widetilde{z}_n-z_n}{\Delta t},\quad \frac{\partial Q}{\partial s}=\frac{\widetilde{Q}_{n+1}-\widetilde{Q}_{n-1}}{2\Delta s},$$

$$\frac{\partial z}{\partial s}=\frac{\widetilde{z}_{n+1}-\widetilde{z}_{n-1}}{2\Delta s}. \tag{4.9}$$

где $\widetilde{Q}$ и $\widetilde{z}$ — искомые величины в верхнем слое, т. е. в момент $t+\Delta t$. Коэффициенты при производных берутся из n-й точки нижнего слоя, т. е. в момент t. Слагаемое $\frac{Q|Q|}{K^2}$ берется в точке из верхнего слоя с точностью до величин второго порядка малости (с помощью разложения в ряд Тейлора), что важно для устойчивости счета.

Если перейти к матричным обозначениям и ввести вектор

$$\widetilde{U}_n=\begin{pmatrix}\widetilde{Q}_n\\ \widetilde{z}\end{pmatrix}, \tag{4.10}$$

по существу, представляющий собой совокупность обеих неизвестных, то система конечноразностных уравнений примет в матричной форме следующий вид:

$$A_n\widetilde{U}_{n+1}+D_n\widetilde{U}_n+R_n\widetilde{U}_{n-1}=E_n, \tag{4.11}$$

где A_n, D_n, E_n, R_n выражаются через параметры русла и элементы режима в точке n.

Система разностных уравнений (4.11) решается методом линейной факторизации, который чаще называют методом прогонки (Березин и Жидков, 1962; Годунов и Рябенький, 1962) [1].

Решение ищется в виде

$$\widetilde{U}_{n-1}=L_{n-\frac{1}{2}}\widetilde{U}_n+T_{n-\frac{1}{2}}, \tag{4.12}$$

где

$$L_{n-\frac{1}{2}}=\begin{pmatrix}l_{11}^{n-\frac{1}{2}} & l_{12}^{n-\frac{1}{2}}\\ l_{21}^{n-\frac{1}{2}} & l_{22}^{n-\frac{1}{2}}\end{pmatrix}\quad\text{и}\quad T_{n-\frac{1}{2}}=\begin{pmatrix}l_{13}^{n-\frac{1}{2}}\\ l_{23}^{n-\frac{1}{2}}\end{pmatrix}$$

есть так называемые прогоночные коэффициенты.

---

[1] Н. Н. Яненко (1967) разработал новый метод «дробных шагов», на основе одной из схем которого («схемы бегущего счета») в настоящее время построен алгоритм и составлена программа для расчетов неустановившегося движения воды.

Таким образом, для определения значения $\widetilde{U}_n$ необходимо определить $L_{n-\frac{1}{2}}$ и $T_{n-\frac{1}{2}}$ и значение $\widetilde{U}_{n+1}$. Этот процесс разбивается на три этапа: 1) определение прогоночных коэффициентов для всех внутренних точек области — прямая прогонка; 2) вычисление U в последней точке области; 3) определение $\widetilde{U}_n$ для внутренних точек области — обратная прогонка. В результате получаются значения Q и z вдоль всего русла или системы русел для очередного расчетного интервала времени, т. е. выполняется расчет очередного слоя.

Для определения прогоночных коэффициентов получены соответствующие рекуррентные выражения. Прямая прогонка начинается с расчета прогоночных матриц $L_{\frac{1}{2}}$ и $T_{\frac{1}{2}}$, элементы которых рассчитываются по различным формулам в зависимости от вида граничного условия. Для граничных точек участка разностные уравнения получаются из уравнений (4.8), написанных в характеристической форме,

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+(v\pm c)\frac{\partial Q}{\partial s}-B(v\mp c)\left[\frac{\partial z}{\partial t}+(v\pm c)\frac{\partial z}{\partial s}\right]=$$
$$=\left(\varphi-\frac{Q|Q|}{K^2}\right)gF-(v\mp c)g, \qquad (4.13)$$

где

$$\varphi=\left[i_0+\frac{1}{B}\left(\frac{\partial F}{\partial s}\right)_{H=\text{const}}\right]\left(\frac{v}{c}\right)^2.$$

Определение величин Q и z для последней точки последнего участка производится на основе граничных условий, к которым добавляются граничные разностные уравнения. После этого производится обратная прогонка по соответствующим формулам.

Институтом гидродинамики составлена программа для реализации метода на ЭВМ М-20. Метод и программа ИГ широко апробировались расчетами для конкретных объектов (гл. 9) и гипотетических русел простейшей формы (гл. 10) и дали интересные результаты. Программа предусматривает возможность расчета одного русла без разветвлений или простейших схем русел: слияние двух русел или раздвоение одного русла. (В настоящее время в ИГ разработана программа, позволяющая рассчитывать более сложное русло, имеющее ряд притоков, которые в свою очередь имеют притоки 2-го порядка и т. д. — «дерево», — а также русло с «кольцами» — река с дельтой, острова в реке и т. д.) Программа позволяет учитывать боковой приток или отток, либо сосредоточенный в определенных сечениях (на границах расчетных участков) $Q_{\text{прит}}=f(t)$, либо равномерно распределенный по длине участка $q=q(t)$. Как сосредоточенный, так и распределен-

ный приток или отток может изменяться по заданному закону в течение времени. Может быть задан также дополнительный аккумулирующий объем на границе двух участков.

Порядок подготовки исходных данных для использования метода ИГ излагается в гл. 9, § 2.

Результаты расчета часто обнаруживают «пилообразные» колебания величин Q и z от точки к точке по длине участка. Эти эффекты проявляются в основном там, где свободная поверхность имеет значительную кривизну (например, на сильно выраженных кривых спада). «Пилы» являются результатом расчета по конечноразностной схеме и не имеют отношения к природе гидравлических явлений. Для устранения «пил» рекомендуется принимать во внимание лишь данные расчета по четным по порядку точкам (число шагов Δs, на которые разделяется расчетный участок, должно поэтому выбираться четным).

В. Метод мгновенных режимов

Метод мгновенных режимов был предложен Н. М. Бернадским и усовершенствован (для ручного счета) В. А. Архангельским (1940 и 1947) и Я. Д. Гильденблатом (1948). Алгоритм и программы для машинных расчетов разработаны Б. Л. Историком (1964 и 1967). По существу, метод представляет собой один из вариантов применения неявной разностной схемы для метода сеток. Для каждого момента времени, соответствующего окончанию расчетного интервала времени, определяются мгновенные значения расходов $Q=f_1(s)$ и уровней $z=f_2(s)$ на границах расчетных участков — «мгновенные режимы», — что объясняет происхождение традиционного названия метода (мгновенные режимы определяются и во всех других методах, где применяется фиксированная сетка точек в волновой плоскости — методах сеток).

Основные допущения метода — сохранение при неустановившемся движении пригодных для установившегося режима однозначных зависимостей среднего модуля расхода и объема воды на расчетном участке от полусуммы уровней на концах участка

$$K_{ср}=f(z_{ср}) \quad \text{и} \quad W=f(z_{ср}). \tag{4.14}$$

Эти допущения являются, вообще говоря, тем более справедливыми, чем короче участок и чем менее резко выражена нестационарность движения воды.

Система уравнений мгновенного режима для каждого расчетного участка имеет в конечных разностях следующий вид:

уравнение динамического равновесия

$$z''_к - z'_к = \frac{Q_{ср.к}|Q_{ср.к}|}{K^2_{ср.к}/\Delta s}, \tag{4.15}$$

уравнение неразрывности

$$Q_{\text{ср. к}} + \frac{W_{\text{к}}}{\Delta t} = Q'_{\text{к}} + \frac{Q'_{\text{н}} - Q''_{\text{н}}}{2} + \frac{W_{\text{н}}}{\Delta t} + Q_{\text{пр}}, \qquad (4.16)$$

где $Q_{\text{ср. к}} = \frac{Q'_{\text{к}} + Q''_{\text{к}}}{2}$; $Q_{\text{пр}} = q\Delta s$ — боковая приточность на участке длиной Δs; q — известная приточность на единицу длины, $\frac{\text{м}^3/\text{сек.}}{\text{м}}$.

Уравнение (4.16) — переписанное в другом виде уравнение баланса воды [см. ниже формулу (4.29)] с добавлением слагаемого $Q_{\text{пр}}$. В уравнении (4.15) отброшены инерционные члены.

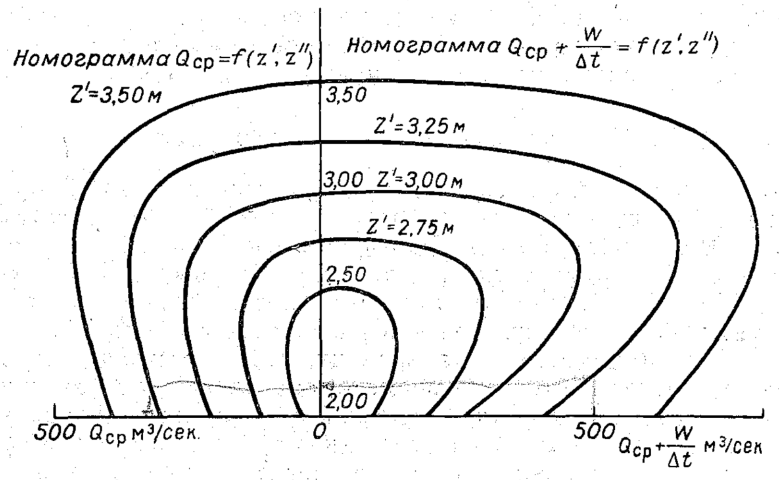


Рис. 4.4. Номограммы Я. Д. Гильденблата для метода мгновенных режимов.

Кривые $W = f(z_{\text{ср}})$ и $K/\sqrt{\Delta s} = f(z_{\text{ср}})$ строятся заранее для каждого расчетного участка по условиям установившегося режима.

Рассмотрим отдельно специфику ручного и машинного счета. При ручном счете для каждого участка строятся две номограммы с общей вертикальной осью z (Гильденблат и др., 1948):

$$Q_{\text{ср}} = f(z', z'') \quad \text{и} \quad Q_{\text{ср}} + \frac{W}{\Delta t} = f(z', z'') \qquad (4.17)$$

— два семейства изолиний, отвечающих определенным значениям для соответствующей функции от z'' (рис. 4.4).

Рассмотрим порядок расчетов для наиболее типичного случая, когда граничное условие в створе ГЭС задано в виде $Q = \varphi(t)$, а другое граничное условие — $Q = \varphi(z)$. Все параметры режима в момент $t_{\text{н}}(Q'_{\text{н}}, Q''_{\text{н}}, W_{\text{н}})$ вдоль всего расчетного протяжения реки считаем известными либо из начальных условий,

либо в результате расчета для предыдущего интервала времени. Значение $Q'_к$ для первого участка определяется по граничному условию в створе ГЭС, что позволяет вычислить правую часть уравнения (4.16) и определить $Q_{ср.к}+\frac{W_к}{\Delta t}$. Зная эту величину и задавая различные значения $z'_к$, можно по правой номограмме (рис. 4.4.) определить $z''_к$, а затем по левой номограмме (по паре соответствующих значений $z'_к$, $z''_к$) — величину $Q_{ср.к}$, которая позволяет вычислить $Q''_к=2Q_{ср.к}-Q'_к$. Это дает возможность построить кривые возможных режимов

$$Q''_к=f(z''_к), \tag{4.18}$$

предложенные Архангельским (1940), и кривые

$$Q''_к=f(z'_к),$$

изображающие геометрические места точек, удовлетворяющих обоим уравнениям (4.15) и (4.16).

Кривая $Q''_к=f(z''_к)$ для первого участка является зависимостью $Q'_к=f(z'_к)$ для второго участка. Поэтому, задавая для этого участка ряд значений $z'_к$, можно для каждого из них снять с этой кривой $Q'_к$ и, решая уравнение (4.14), определить значения $z''_к$ и $Q''_к$ так же, как это делалось для первого участка, и построить кривые возможных режимов (4.18) и для второго участка. Аналогично строятся эти кривые и для всех последующих участков. Сочетая кривую возможных режимов $Q''_к=f(z''_к)$ для последнего участка с граничным условием $Q=\varphi(z)$, т. е. найдя точку пересечения этих кривых, можно определить $Q''_к$ и $z''_к$ для последнего участка. Затем по кривой $Q''_к=f(z'_к)$ для этого участка находится $z'_к$, т. е. $z''_к$ для предпоследнего участка, а по кривой $Q''_к=f(z''_к)$ для предпоследнего участка находится $Q''_к$ для него. Переходя таким образом от участка к участку против течения, получают значения Q и z вдоль всего бьефа для момента времени $t_к$. Проведя подобные построения и расчеты для ряда моментов времени, можно получить искомое решение задачи.

При машинном счете без особых затруднений удается решить полные уравнения Сен-Венана с учетом инерционных членов, что лишь незначительно увеличивает потребное машинное время.

В простейшем случае, когда можно пренебречь инерционными членами, решается система уравнений (4.15) и (4.16) для расчетного участка при некотором заданном значении $z_{ср.к}$. По этому значению аргумента определяются $\frac{K_{ср.к}}{\Delta s}$ и $W_к$, затем

вычисляется величина $M=\frac{Q'_{н}-Q''_{н}}{2}+\frac{W_{н}-W_{к}}{\Delta t}+Q_{пр}$, не изменяющаяся в процессе подбора. Задается некоторое значение $Q'_{к}=(Q'_{к})^{зад}_{0}$ и на основании уравнения (4.16) вычисляется

$$Q_{ср.к}=Q'_{к}+M, \tag{4.19}$$

а по уравнению (4.15) —

$$\Delta z=z'_{к}-z''_{к}=\frac{Q_{ср.к}|Q_{ср.к}|}{(K_{ср.к}/\sqrt{\Delta s})^{2}}, \tag{4.20}$$

$$z'_{к}=z_{ср.к}+\frac{\Delta z}{2}. \tag{4.21}$$

С кривой $Q'_{к}=f(z'_{к})$ (кривая возможных режимов $Q''_{к}=f(z''_{к})$ для вышележащего участка) снимается значение $(Q'_{к})^{пол}_{0}$, соответствующее вычисленному $z'_{к}$. Используя это значение, можно по соответствующей формуле задать новое, более точное значение $Q'_{к}=(Q'_{к})^{зад}_{1}$ и вычислить по формулам (4.19) — (4.21) значения $Q_{ср.к}$, Δz и $z_{к}$, затем найти новое значение $Q'_{к}=(Q'_{к})^{пол}_{1}$ и т. д. Расчет продолжается до тех пор, пока заданное и полученное значения $Q'_{к}$ не совпадут в пределах требуемой точности, после чего по результатам последнего приближения определяются

$$Q''_{к}=Q'_{к}+2M, \quad z''_{к}=z'_{к}+\Delta z,$$

на чем и заканчивается подбор решения на участке. В результате для заданного значения $z_{ср.к}$ получается совокупность соответствующих значений $Q''_{к}$, $z''_{к}$ и $z'_{к}$. Задавая другие значения $z_{ср.к}$, можно получить таблицу $Q''_{к}$, $z'_{к}$ и $z''_{к}$, т. е. выраженные в табличной форме зависимости $Q''_{к}=f(z''_{к})$ (кривая возможных режимов) и $z''_{к}=f(z'_{к})$.

Для первого участка подбора не требуется, так как можно использовать граничное условие в створе ГЭС. Для каждого из остальных расчетных участков в качестве начального значения $Q'_{к}=(Q'_{к})^{зад}_{0}$ можно принять, например, расход притока предыдущего участка, полученный для средней отметки уровня. Подбор на участке с учетом инерционных членов уравнения динамического равновесия приводит лишь к незначительным усложнениям расчета.

Закончив подбор для участка, можно перейти к следующему, ниже расположенному участку и т. д. Построив кривую возможных режимов для нижнего (замыкающего) створа последнего участка, можно вычислить значения $Q''_{к}$ и $z''_{к}$, удовлетворяющие как этой кривой, так и нижнему граничному условию.

Определив $z''_к$ для последнего участка, можно найти $z'_к = f(z''_к)$, далее по кривой возможных режимов для предпоследнего участка — расход в верхнем створе последнего участка и т. д. Такой обратный ход заканчивается вычислением $z'_к$ в верхнем створе первого участка.

При расчете русло разбивается на небольшое число расчетных участков, которые принимаются призматическими, и для них задаются зависимости W и $\frac{K}{\Delta s}$ от $z_{ср}$. Эти зависимости для расчетных точек, отстоящих друг от друга на шаг по длине Δs, получаются пересчетом зависимостей для участков с учетом другой величины Δs. Иначе говоря, зависимости интерполируются по двум переменным — уровню z и длине s.

Разработаны рекомендации о способе задания значений $z_{ср.к}$, обеспечивающем по возможности меньшие затраты машинного времени для поиска каждого мгновенного режима (Историк, 1967).

Г. Метод характеристик

Пусть в некоторый момент времени в определенном створе реки создалось какое-то малое возмущение (например, подан дополнительный объем воды). Это возмущение будет распространяться вниз и вверх в виде двух волн — прямой и обратной. Законы распространения этих волн с течением времени могут быть получены из уравнений фронтов всех мыслимых волн, накладывающихся на установившийся или неустановившийся режим, существовавший до их прихода в данный створ. В волновой плоскости (t, s) [1] указанные уравнения будут изображать два семейства кривых, называемых *прямыми и обратными характеристиками* (рис. 4.5), точки пересечения которых образуют узлы сетки характеристик. Густота сетки будет зависеть от выбора положений точек, из которых проводятся характеристики. Характеристики одного семейства (одноименные) не могут пересекаться друг с другом. Если в процессе расчета все же обнаруживается такое пересечение (см. гл. 10, § 2), это свидетельствует об образовании прерывной волны (нарушение условий «медленной» изменяемости движения).

При использовании метода характеристик система двух уравнений в частных производных (3.1) и (3.2) заменяется эквивалентной ей системой четырех обыкновенных дифференциальных уравнений — двумя уравнениями характеристик (прямой и обратной) и двумя уравнениями, связывающими между собой элементы потока вдоль этих характеристик (Христианович, 1938;

[1] В методе характеристик, в отличие от методов сеток, принято откладывать по оси абсцисс время t, а по оси ординат координату s.

Архангельский, 1947; Гильденблат и др., 1948; Мелещенко и Якубов, 1948). Система из четырех уравнений решается в конечных разностях и позволяет вычислить координаты t, s узлов сетки характеристик в волновой плоскости и значения двух параметров (например, z и Q) при этих значениях t и s. Для других значений t и s определение параметров производится путем интерполяции между узлами сетки характеристик. Так приходится поступать, например, при построении мгновенных профилей $z=f(s)$ при $t=$ $=\text{const}$, гидрографов или водомерных графиков для отдельных створов $Q=f(t)$ или $z=f(t)$ при $s=\text{const}$.

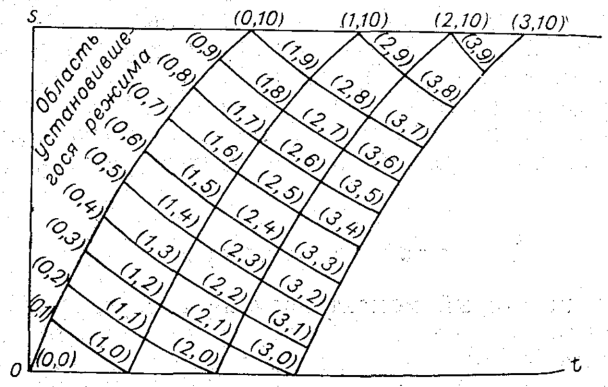


Рис. 4.5. Порядок построения сетки характеристик.

Уравнения для прямой и обратной характеристик имеют вид (в конечных разностях):

$$\Delta s_W = W_{W_{\text{ср}}}\,\Delta t_W, \quad \Delta s_\Omega = \Omega_{\Omega_{\text{ср}}}\,\Delta t_\Omega. \tag{4.22}$$

Параметры, относящиеся к этим характеристикам, отмечены в уравнениях (4.22) и ниже соответственно индексами W и Ω. Сами величины $W=v+c$, $\Omega=v-c$ представляют собой тангенсы угла между касательной соответственно к прямой и обратной характеристикам и осью абсцисс, $c=\sqrt{\frac{gF}{B}}$ — скорость распространения фронта волны в неподвижной воде.

Если понимать под φ любой параметр потока (Q, H, z, λ, v, s, t, F, c, W, Ω, K) в рассчитываемой точке, а под φ_W и φ_Ω — параметр в предыдущей точке соответственно по прямой и обратной характеристике, то в формуле (4.22) и ниже будет обозначено:

$$\varphi_{W_{\text{ср}}} = \frac{\varphi+\varphi_W}{2}, \quad \varphi_{\Omega_{\text{ср}}} = \frac{\varphi+\varphi_\Omega}{2},$$

$$\Delta\varphi_W = \varphi-\varphi_W, \quad \Delta\varphi_\Omega = \varphi-\varphi_\Omega.$$

Уравнения, связывающие между собой элементы потока вдоль характеристик, могут быть выражены либо в координатах Q, z, либо в координатах v, λ (Мелещенко и Якубов, 1948). Величина

$$\lambda = \int_{F_0}^{F} \sqrt{\frac{g}{BF}}\, dF,$$

имеющая размерность скорости, представляет собой скорость течения под волной с площадью живого сечения F (если начальным состоянием является покой при площади живого сечения F_0). Так же как и величина c, λ определяется только морфометрическими параметрами русла и уровнем воды и не связана с характером неустановившегося движения.

Уравнения в координатах Q, z более наглядны, и для русел, разбиваемых на ряд расчетных участков, дают простые условия перехода от участка к участку (равенство как расходов, так и уровней на границе между участками с обеих сторон). Однако уравнения в этих координатах имеют более сложный вид и главное становятся малочувствительными к объемным соотношениям, выражающим собой уравнение неразрывности в конечных разностях, что требует строгой объемной проверки в процессе расчета во избежание недопустимо больших ошибок (Трифонов, 1952). Особенно ненадежным оказывается расчет в координатах Q, z для длинных бьефов и при наличии поймы.

Координаты v, λ менее наглядны и расчет переходных створов осложняется, но они дают значительно бóльшую надежность решения задачи даже для длинных бьефов; поэтому в условиях применения электронных цифровых машин эти недостатки становятся не столь существенными. Уравнения для элементов потока вдоль характеристик имеют в этих координатах следующий вид (при отсутствии бокового притока):

$$\Delta v_w = -\Delta\lambda_w + g\left(i_0 - \frac{Q|Q|}{K^2}\right)_{w_{ср}} \Delta t_w,$$

$$\Delta v_в = \Delta\lambda_в + g\left(i_0 - \frac{Q|Q|}{K^2}\right)_{в_{ср}} \Delta t_в. \qquad (4.23)$$

Решение системы четырех уравнений (4.22) и (4.23) позволяет получить функции $v(t, s)$ и $\lambda(t, s)$ для всей области существования данного неустановившегося движения и рассчитать по v и λ другие функции — H, Q, z и т. д. Непосредственное решение системы производится для внутренних точек сетки характеристик, расположенных на пересечении отрезков прямой и обратной характеристик, выходящих из соседних точек (рис. 4.6 *А*). Для точек, расположенных на границах рассматриваемого бьефа, решается система, включающая два из этих уравнений (только для одной из характеристик), уравнение границы на волновой

плоскости $s=\text{const}$ и граничное условие на этой границе. На границе двух участков русла (принимаемых в расчете за призматические) граничные условия заменяются условиями равенства уровней и расходов по обеим сторонам границы.

После разбивки русла на призматические участки производится подготовка исходных материалов, определяются морфологические параметры сечения и модули расхода для каждого участка. Собственно расчет медленно изменяющегося неустановившегося движения воды начинается с вычисления искомых величин в точках нулевой (для нижнего бьефа прямой, для верхнего бьефа обратной) характеристики, представляющей в волновой плоскости кривую движения фронта волны, нарушающей

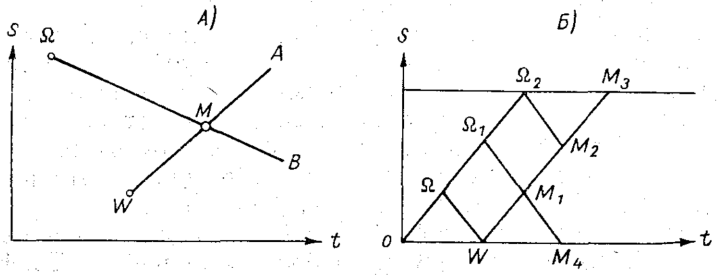


Рис. 4.6. *А* — определение точки пересечения двух характеристик; *Б* — сетка характеристик.

первоначальный режим [линия (0, 0) — (0, 1) на рис. 4.5]. Расчет нулевой характеристики заменяет, по существу, задание начальных условий. Далее производится расчет первой (опять-таки для нижнего бьефа прямой, для верхнего обратной) характеристики от точки к точке, начиная от точки, соответствующей входному створу (1, 0 на рис. 4.5) и кончая точкой (1, 10), отвечающей другой границе бьефа. Затем производится расчет второй характеристики и т. д.

Для всех узлов сетки характеристик (рис. 4.6 *Б*), кроме точек нулевой характеристики, расчет приходится выполнять в несколько приближений. В нулевом приближении все средние величины вдоль отрезков прямой и обратной характеристик задаются по их значениям в исходных точках, т. е. принимается

$$\varphi_{W_{\text{ср}}} \approx \varphi_W, \quad \varphi_{\Omega_{\text{ср}}} \approx \varphi_\Omega. \tag{4.24}$$

После получения искомых величин рассчитываются $\varphi_{W_{\text{ср}}}$ и $\varphi_{\Omega_{\text{ср}}}$ и производится переход к первому приближению и т. д. Расчет считается законченным тогда, когда результаты расчета v и λ в данном приближении совпадают с результатами в предыдущем приближении с заданной степенью точности. В большинстве случаев практически оказывается достаточным вычислить два-три приближения.

Последовательность расчетных операций для простейшего случая, когда можно все расчетное протяжение русла схематизировать как призматическое, изложена в работах автора (Грушевский, 1962а и 1964а). В общем случае, когда русло разбивается на ряд призматических участков, алгоритм осложняется. Для ручного счета он изложен в работе Трифонова (1952) для расчета в координатах v и λ и в работе Мелещенко и Якубова (1948) — в координатах Q и z.

Ввиду громоздкости алгоритма (особенно в наиболее интересных случаях, когда расчетное протяжение русла нельзя схематизировать в виде одного призматического участка) метод характеристик, по-видимому, не имеет перспективы широкого применения в современных машинных расчетах неустановившегося движения воды; однако он представляет интерес в исследовательских целях, так как позволяет легко получить границы области существования данного решения (данной волны), в частности, проследить момент и створ перехода волны в прерывную. Кроме того, уравнения в характеристической форме используются в методах сеток для расчета элементов режима в граничных створах.

Д. Вариационный метод расчета неустановившегося движения воды

Н. А. Картвелишвили (1961 и 1968) разработал способ использования прямого вариационного *метода Бубнова—Галеркина* для расчета неустановившегося движения воды. Этот метод позволяет свести решение системы уравнений в частных производных (3.1) и (3.2) к решению сначала системы обыкновенных дифференциальных уравнений, а затем системы алгебраических уравнений. Это оказывается удобным при использовании электронных цифровых машин (Гутсон, 1961).

Метод представляет и теоретический интерес ввиду своеобразия подхода к решению задачи и к подготовке исходных данных. В указанных работах Картвелишвили намечаются некоторые принципы решения обратной задачи с помощью вариационного метода.

Изложим основные идеи метода применительно к случаю периодического неустановившегося движения (например, суточного регулирования без учета недельного регулирования) (Картвелишвили, 1961). Уравнения Сен-Венана приводятся к безразмерной форме:

$$\lambda(0, \bar{s}) - \frac{\partial \bar{z}}{\partial \bar{s}} = \lambda(\bar{z}, \bar{s}) + \mu(\bar{z}, \bar{s}) \frac{\partial \bar{q}}{\partial \bar{t}} + \overline{D}\mu^2(\bar{z}, \bar{s})\bar{q}\frac{\partial \bar{q}}{\partial \bar{s}}, \quad (4.25)$$

$$\frac{\partial \bar{q}}{\partial \bar{s}} + \nu(\bar{z}, \bar{s}) \frac{\partial \bar{z}}{\partial \bar{t}} = 0, \quad (4.26)$$

где

$$\bar{s}=\frac{s}{L},\quad \bar{z}=\frac{h}{h_0},\quad \bar{q}=\frac{Q}{Q_0},\quad \bar{t}=\frac{t}{T}, \tag{4.27}$$

$$D=\frac{2gh_0T^2}{L^2},\quad \bar{\lambda}(\bar{z},\bar{s})=\frac{LQ_0^2}{h_0K_1^2},\quad \mu(\bar{z},\bar{s})=\frac{LQ_0}{gh_0TF},$$

$$\nu(\bar{z},\bar{s})=\frac{Lh_0B}{TQ_0},$$

T — период колебаний уровня и расхода воды в бьефах, L — длина бьефа, h — отклонение отметки в данном сечении от таковой при установившемся режиме с некоторым произвольным расходом Q_0 (его удобно принимать равным среднесуточному расходу), h_0 — произвольная единица измерения амплитуд колебания уровня

$$\frac{1}{K_1^2}=\frac{1}{K^2}-\frac{1}{gF^3}\left(\frac{\partial F}{\partial s}\right)_*, \tag{4.28}$$

причем $\left(\frac{\partial F}{\partial s}\right)_*$ есть изменение площади сечения по длине русла, связанное с его непризматичностью. При выводе уравнения (4.25) отброшена величина

$$\frac{BQ^2}{gF^3}=\frac{v^2}{gH_{\text{ср}}}=\left(\frac{v}{c}\right)^2$$

по сравнению с единицей, что обычно приемлемо для равнинных рек (спокойные потоки).

Граничное условие в створе ГЭС задается в виде периодической функции $\bar{q}=f(\bar{t})=f(\bar{t}+1)$, на противоположном конце бьефа оно имеет в разных случаях различный вид. Начальные условия заменяются условиями периодичности решения

$$\bar{z}(\bar{s},\bar{t})=\bar{z}(\bar{s},\bar{t}+1),\quad \bar{q}(\bar{s},\bar{t})=\bar{q}(\bar{s},\bar{t}+1).$$

Сущность метода заключается в том, что система уравнений (4.25) и (4.26) упрощается путем представления функций λ, μ, ν в виде степенных рядов по $\bar{z}$ (с коэффициентами, зависящими только от $\bar{s}$) и отбрасывания степеней $\bar{z}$ выше второй. Получается система уравнений во втором приближении, решение которой ищется в виде разложения функций $\bar{z}(\bar{s},\bar{t})$ и $\bar{u}(\bar{s},\bar{t})$ в ряд Фурье по $\bar{t}$ (величина

$$\bar{u}=\bar{q}-1=\frac{Q-Q_0}{Q_0}$$

вводится вместо неизвестной $\bar{q}$).

Если ограничиться конечным числом m членов ряда Фурье, это приведет к системе обыкновенных дифференциальных уравнений для определения $(4m+1)$ коэффициентов Фурье, зависящих только от $\bar{s}$. Система решается опять-таки методом Бубнова—Галеркина — указанные коэффициенты представляются в виде разложения по полиномам Лежандра. Ограничиваясь снова конечным числом p членов этих рядов, можно прийти к системе $(4m+1)\,(p+1)$ алгебраических (квадратных) уравнений для определения постоянных величин — коэффициентов последних рядов. Решения этой громоздкой системы квадратных уравнений заключаются во внесении поправок в приближенные значения корней, которые определяются тем же методом Бубнова—Галеркина из линейной системы уравнений (первое приближение), получаемой при отбрасывании не только более высоких, но еще и вторых степеней $\bar{z}$ после представления λ, μ и ν в виде степенных рядов по $\bar{z}$.

Подготовка исходных данных для расчетов с помощью прямого вариационного метода имеет свою специфику. Так, коэффициенты в аппроксимирующих выражениях

$$\lambda=\lambda_0+\lambda_1\bar{z}+\lambda_2\bar{z}^2,\quad \mu=\mu_0+\mu_1\bar{z},\quad \nu=\nu_0+\nu_1\bar{z}$$

подбираются для отдельных участков русла таким образом, чтобы они давали наилучшее (например, в смысле способа наименьших квадратов) приближение к кривым $\lambda(\bar{z})$, $\mu(\bar{z})$, $\nu(\bar{z})$, построенным для этих участков на основании топографических и гидрометрических материалов изысканий.

Е. Метод волн малой амплитуды

Н. Т. Мелещенко (1940) был разработан метод для расчета периодического неустановившегося движения воды (суточное регулирование). Изложим основные идеи метода в интерпретации М. Д. Чертоусова (Технические условия, 1948), который считает решение уравнений неустановившегося движения, получаемое с помощью этого метода, вполне удовлетворительным, если только изменение расхода (или отметки уровня) воды в створе возмущения осуществляется достаточно медленно. Метод не получил широкого применения, так как не были исследованы пределы его использования; не составлялись также программы для машинного счета.

Основное допущение метода — все изменения параметров режима полагаются малыми по сравнению с их значениями при первоначальном установившемся режиме, поэтому квадратами и произведениями этих величин можно пренебречь. Для вычисления члена трения используется показательная зависимость Б. А. Бахметева.

Считая первоначальный режим установившимся и используя основное допущение метода, можно привести уравнения неустановившегося движения к одному линейному уравнению 2-го порядка с постоянными коэффициентами для изменения глубины, общий интеграл которого может быть найден (точно такое же уравнение можно получить и для изменения скорости). Решение уравнения ищется в виде простого гармонического колебания с периодом T, равным периоду заданного изменения расхода или уровня в створе возмущения. Возможно и получение решения в виде суммы гармонических колебаний нескольких периодов, если граничное условие в створе возмущения представлено в виде суммы колебаний тех же периодов.

Отдельно рассматривается случай решения для «канала ограниченной длины»[1], в котором отраженные обратные волны, возникающие в концевом створе, оказывают существенное влияние на колебания в створе возмущения, и более простой, но менее интересный случай «канала, безгранично простирающегося в одну сторону»[1], для которого таким влиянием можно пренебречь.

Граничное условие в створе возмущения задается в виде $Q=f(t)$ или $z=f(t)$ и представляется суммой нескольких гармоник, в другом крайнем створе $z=\text{const}$ или $Q=\text{const}$. В качестве начального обычно задается установившийся режим со среднесуточным расходом.

Решение в основном формируется только для условий призматического русла.

Ж. Метод прямых

Метод прямых можно рассматривать как предельный случай метода сеток, когда при применении прямоугольной сетки один из линейных размеров ее стремится к нулю, а множество узлов в пределе заполняет некоторую систему прямолинейных параллельных отрезков (Березин и Жидков, 1962; Демидович и др., 1963). При этом дифференциальные уравнения в частных производных (в случае двух независимых переменных) сводятся к системе обыкновенных дифференциальных уравнений (так называемой системе уравнений прямых) путем замены производных по соответствующей неизвестной разностными отношениями. Затем определяется общее решение этой системы, причем произвольные постоянные находятся из алгебраических уравнений, которые можно получить на основании краевых условий.

При расчете неустановившегося движения воды методом прямых (Будак и др., 1963) интервал изменения s разбивается на n

[1] Указанные термины приводятся в работе Мелещенко, в работе Чертоусова применяются менее удачные термины: «короткий канал» и «длинный канал».

равных частей длиной $\Delta s = \frac{L}{n}$ каждая (L — общая длина расчетного протяжения реки), что дает в волновой плоскости (s, t) систему вертикальных полос (рис. 4.7). Производные по s заменяются разностными отношениями, а производные по t сохраняются. При этом получается система $(2n-1)$ обыкновенных дифференциальных уравнений с неизвестными приближенными значениями расхода и уровня для каждого интервала длиной Δs, являющимися функциями только времени.

Ввиду отсутствия широкой апробации метода пока нельзя дать общей оценки целесообразности и границ его применения. Расчет для одной задачи неустановившегося движения в верхнем бьефе, о которой сообщается в работе Будака и др. (1963), привел к обнадеживающим результатам. Решение проводилось на электронной вычислительной машине методом Рунге—Кутта с постоянным шагом интегрирования. Как показали численные расчеты на машине, такая схема является устойчивой. Для данной конкретной задачи отклонения приближенных значений Q и z при $n=10$ от более точных, полученных при $n=50$, не превышали 1%. Результаты расчета дали хорошее совпадение и с данными лабораторного эксперимента, для которого решалась задача.

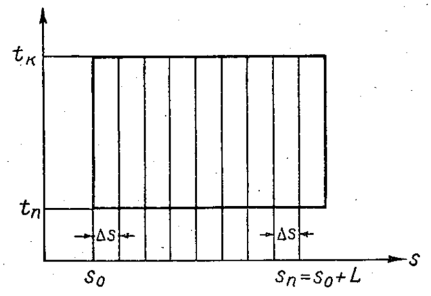


Рис. 4.7. Метод прямых.

Известен также основанный на методе прямых способ решения уравнений Сен-Венана на аналоговых вычислительных машинах, разработанный в МЭИ (Обрезков, 1963), который нашел некоторое применение в проектных расчетах, хотя, по-видимому, не является перспективным для таких расчетов и вытесняется расчетами на цифровых машинах.

3. Метод превышений

Метод превышений, разработанный М. А. Бухтеевым и И. С. Танагозом (Танагоз, 1964), представляет собой дальнейшее упрощение метода мгновенных режимов (для ручного счета) с целью уменьшения трудоемкости расчетов и поэтому может представлять практический интерес после соответствующей апробации. Название метода объясняется тем, что при его использовании вычисляются не сами величины расходов и уровней в соответствующий момент времени, а их приращения за расчетный интервал времени («превышения»). Метод может быть отнесен к строгим методам лишь весьма условно, поскольку он связан

с изложенным в этом же параграфе методом мгновенных режимов. Область применения его (как, впрочем, и метода малых амплитуд) весьма ограничена в связи с допущениями, основными из которых являются следующие:

1) малость приращений расходов $\Delta Q'$ и $\Delta Q''$ за расчетный интервал времени в граничных створах участка по сравнению со средним расходом на участке в начальный момент времени $Q_{\text{н. ср}}$, что позволяет пренебречь квадратом отношения

$$\frac{\Delta Q' + \Delta Q''}{2} : Q_{\text{н. ср}}$$

по сравнению с единицей;

2) малость приращений уровня $\Delta z'$ и $\Delta z''$ за расчетный интервал времени, что позволяет пренебречь разностью квадратов этих величин по сравнению с их первыми степенями и другими слагаемыми соответствующего уравнения.

Естественно, эти допущения могут быть справедливыми лишь при достаточно малом расчетом интервале времени Δt (в работе Танагоза указывается, что при $\Delta t = 1$ часу погрешность практически не сказывается на результате расчетов, а при $\Delta t = 20$ мин, она будет ничтожно малой).

§ 3. Некоторые упрощенные методы

Значительное количество упрощенных методов расчета неустановившегося движения воды исходит из совместного решения уравнения баланса воды и какого-либо упрощенного выражения, построенного на тех или иных допущениях и заменяющего уравнение динамического равновесия. К таким (балансовым) методам относятся, в частности, метод Калинина—Милюкова и метод Маскингам.

Уравнение баланса воды представляет собой уравнение неразрывности, написанное в конечных разностях для расчетного участка за расчетный интервал времени. Обычно оно имеет вид

$$\frac{Q'_{\text{н}} + Q'_{\text{к}}}{2} - \frac{Q''_{\text{н}} + Q''_{\text{к}}}{2} = \frac{W_k}{\Delta t} - \frac{W_{\text{н}}}{\Delta t}, \qquad (4.29)$$

т. е. предполагается, что как расход Q', поступающий на расчетный участок, так и расход Q'', стекающий с него, изменяются в течение расчетного интервала времени Δt по линейному закону.

Кроме балансовых, рассматриваются и некоторые другие методы расчета неустановившегося движения воды в реках (использование кривых добегания, методы соответственных уровней и соответственных расходов), основанные на иных соображениях. Не рассматриваются методы Браславского (1950) и Егиазаряна (1956), в которых принимается, что при резком (ступенчатом) изменении расходов во входном створе в ниже лежащем створе

изменяется по экспоненциальному закону уровень (согласно Браславскому) или расход (согласно Егиазаряну). Дело в том, что, с одной стороны, в последнее время сфера применения этих методов явно сужается, с другой стороны, они в известном смысле получаются как частный случай из метода Калинина—Милюкова (1958, стр. 68).

А. Метод Калинина—Милюкова

Метод основан на следующем положении: участок реки, имеющий определенную длину L (так называемый *характерный участок*) оказывает такое же регулирующее воздействие на волну паводка или попуска, как и равное ему по объему W водохранилище. Соответственно регулирующее воздействие всего расчетного протяжения русла эквивалентно воздействию каскада водохранилищ. Иначе говоря, при неустановившемся движении воды сохраняется однозначность зависимости объема воды на участке от расхода в его замыкающем створе

$$W = f(Q''), \qquad (4.30)$$

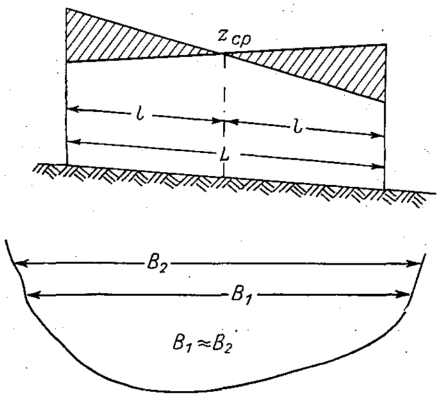


Рис. 4.8. Иллюстрация к методу Калинина—Милюкова.

справедливой для установившегося режима.

Если считать русло широким, характерный участок принять в первом приближении призматическим, а профиль свободной поверхности воды в пределах участка — прямолинейным, приходим к однозначной зависимости объема воды на участке от уровня в его середине $W = f(z_{ср})$ (рис. 4.8). Вместе с зависимостью (4.30) это дает второе положение метода — однозначную зависимость расхода воды в замыкающем створе от уровня в середине характерного участка $Q'' = f(z_{ср})$, совпадающую с кривой расходов при установившемся режиме для середины участка.

Длина характерного участка L определяется через параметры установившегося режима [1] по формуле

$$L = 2l = \frac{Q_y}{i_y} \cdot \frac{dz_y}{dQ_y}. \qquad (4.31)$$

[1] При квазиустановившемся движении определение характерного участка теряет смысл, так как в этом частном случае медленно изменяющегося неустановившегося движения зависимость $W(Q)$ будет однозначна не только для характерного, но и для любого более короткого участка, вплоть до бесконечно малой его длины.

Расчет производится путем совместного решения уравнения баланса воды на характерном участке (заменяющего уравнение неразрывности) и зависимости расхода от объема воды на участке $Q=f(W)$ (заменяющей уравнение движения). Расходы вычисляются от участка к участку (вниз по течению). По расходам, вычисленным в замыкающем створе каждого характерного участка, определяются уровни в центре этого участка.

Определенная по формуле (4.31) длина характерного участка оказывается существенно зависящей от расхода: величина L при максимальных расходах превышает таковую при минимальных расходах (иногда в 2—3 раза). Авторы рекомендуют принимать среднюю из полученных величин, указывая, что даже изменение ее в 2 раза несущественно влияет на результаты расчета. Обычно в расчетах используется та длина, которая удобна по практическим соображениям (наличие наблюдений в замыкающем створе характерного участка и т. д.).

Зависимость расхода от объема воды на участке $Q''=f(W)$ часто принимается линейной

$$W=\tau Q'',$$

где коэффициент пропорциональности τ есть время добегания на характерном участке. В общем же случае

$$\tau=\frac{dW}{dQ}\approx\frac{\Delta W}{\Delta Q}.$$

Выбор расчетного интервала времени Δt производится в зависимости от характера колебаний притока воды на участке. Кроме того, желательно выдержать условие

$$\Delta t\leqslant\tau.$$

Если кривая объемов $W=f(Q)$ нелинейна ($\tau\neq\text{const}$), можно аппроксимировать ее ломаной, т. е. разбить всю амплитуду изменения расходов на диапазоны, в пределах каждого из которых принимать $\tau=\text{const}$. При этом расчет производится отдельно для каждого диапазона изменения Q''.

На базе метода разработаны и испытаны способы расчета на аналоговых вычислительных машинах, например, МН-7, и в частности, на специально созданных моделирующих устройствах (ПР-27 и ПР-43). Особенно удобен метод в тех случаях, когда имеются материалы наблюдений за неустановившимся движением на данном участке реки (например, ход уровней). В этих условиях можно просто и с достаточной для практики точностью подобрать исходные параметры и получить надежные данные для других, не наблюдавшихся случаев неустановившегося движения воды на данном участке реки. Благодаря этому метод Калинина—Милюкова широко применяется для оперативных рас-

четов, например, на гидрометеорологических обсерваториях, обслуживающих гидропрогнозами крупные ГЭС. Для такого использования метода ставятся специальные натурные наблюдения по программе, разработанной ЦИП (см. гл. 7). Метод удобен и для решения различных частных задач (неполный расчет неустановившегося движения).

При большом количестве характерных участков вдоль расчетного бьефа расчет становится громоздким, поэтому авторы рекомендуют использовать кривые добегания (см. ниже). Расчетные формулы, примеры расчета по методу ЦИП и характерные приемы расчета и подготовки исходных данных как для ручного счета, так и для использования моделирующей установки ПР-27 излагаются в Методических указаниях ЦИП (1964).

Б. Метод Маскингам

Метод Маскингам (Аполлов, Калинин и Комаров, 1960; Линслей и др., 1962; Lawler, 1964, Carter and Godfrey, 1960) используется в США и в ряде других государств. Сущность метода, разработанного Мак-Карти и впервые примененного для р. Маскингам (откуда происходит и название метода), заключается в совместном решении уравнения баланса воды и кривой объемов, выраженной в виде линейной зависимости объема воды на участке от средневзвешенного расхода

$$W = f(Q_{\text{ср. взв}}) \approx \tau Q_{\text{ср. взв}}, \tag{4.32}$$

где последний определяется выражением

$$Q_{\text{ср. взв}} = kQ' + (1 - k)\,Q''. \tag{4.33}$$

Значение коэффициента k принимается постоянным для данного участка и определяется эмпирическим путем. Величина k лежит в пределах $0<k<0{,}5$, т. е. «вес» расхода в нижнем створе Q'' больше, чем вес расхода в верхнем створе Q'[1]. Параметр τ по своему значению близок ко времени добегания максимальных

---

[1] Укажем для сравнения, что в методе Калинина — Милюкова $k=0$, правда, для участка определенной, а не любой длины. Если исходить из этого метода, можно получить выражение для k через соотношение полудлины l характерного участка и длины Δs участка, для которого применяется метод Маскингам (Калинин и Милюков, 1958) $k=0{,}5-l/\Delta s$. (Если участок совпадает с характерным, $\Delta s=L=2l$, то имеем $l/\Delta s=0{,}5$ и $k=0$.) Так как длина характерного участка изменяется с величиной расхода, отсюда вытекает, что и величина k зависит от расхода. Принятие ее постоянной для данного участка является, таким образом, некоторым приближением.

расходов воды от верхнего до нижнего створа участка. При $\tau = \text{const}$ и $k = \text{const}$ расчетное уравнение принимает вид

$$Q''_к = C_0 Q'_к + C_1 Q'_н + C_2 Q''_н, \tag{4.34}$$

где

$$C_0 = \frac{\Delta t - 2\tau k}{\Delta t + 2\tau (1-k)}, \quad C_1 = \frac{\Delta t + 2\tau k}{\Delta t + 2\tau (1-k)},$$

$$C_2 = -\frac{\Delta t - 2\tau (1-k)}{\Delta t + 2\tau (1+k)}, \tag{4.35}$$

причем

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1. \tag{4.36}$$

Равенство (4.36) можно использовать для контроля правильности вычисления коэффициентов C_0, C_1 и C_2.

Основной задачей при использовании метода является определение параметров k и τ. Обычный способ их определения по данным наблюдений заключается в следующем (Линслей, 1962). По входному и выходному гидрографу определяются запасы воды на расчетном участке в каждый расчетный момент времени. Задается ряд значений k и для каждого из них по наблюденным гидрографам в верхнем и нижнем створах Q' и Q'' определяется средневзвешенный расход. Затем строятся графики связи одновременных значений W и $Q_{\text{ср. взв}}$. Выбирается тот из графиков, который дает кривую, наиболее близкую к однозначной связи. Зная соответствующее значение k, легко найти и

$$\tau = \frac{W}{Q_{\text{ср. взв}}}.$$

В последнем зарубежном руководстве (Lawler, 1964) для нахождения параметров метода рекомендуются другие два способа.

1. По уравнению

$$\tau = \frac{0{,}5\Delta t \left[\left(Q'_н + Q'_к\right) - \left(Q''_н + Q''_к\right)\right]}{k\left(Q'_к - Q'_н\right) + (1-k)\left(Q''_к - Q''_н\right)}, \tag{4.37}$$

которое можно получить из совместного решения уравнения (4.32) и уравнения баланса воды (4.29), вычисляются отдельно числитель (накопленный объем) и знаменатель (взвешенный объем) для разных значений k и наносятся на график зависимости второго от первого. Выбирается (с помощью интерполяции между соответствующими графиками) такое значение k, при котором график будет ближайшим к одной кривой. Котангенс угла наклона касательной к оси абсцисс даст значение τ.

2. Значение τ определяется по наклону кривой объемов. Проводятся расчеты наблюденных паводков при разных зна-

чениях k и выбирается то из них, которое дает наилучшее совпадение данных расчета с натурными. Возможно и уточнение в результате расчетов первоначально принятого значения τ. Влияние изменений k и τ и их соотношения на результаты расчета легко проследить, сделав несколько пробных расчетов.

Расчетный интервал времени Δt рекомендуется выбирать в пределах $2\tau(1-k)>\Delta t\geqslant 2\tau k$ (если $\Delta t<2\tau k$, получается $C_0<0$, если же $\Delta t>2\tau(1-k)$, то $C_2<0$). При слишком большом значении Δt нарушается предположение (принятое фактически в методе) о том, что за время Δt расход Q' практически изменяется по линейному закону.

В. Метод, основанный на интеграле Дюамеля (метод функций влияния)

Если на участке реки имеются наблюдения за расходами во входном и выходном створах Q' и Q'', но нет данных о морфометрии и гидравлических сопротивлениях, можно рассматривать участок как «черный ящик» [1], преобразующий входной гидрограф в выходной. При предположении, что параметры этого «черного ящика» постоянны, т. е. не зависят от величины Q', связь между входным и выходным гидрографами может быть выражена интегралом Дюамеля

$$Q''(t)=\int_0^t Q'(\tau)\,p(t-\tau)\,d\tau \qquad (4.38)$$

или уравнением

$$Q''(t)=P(t)\,Q''(0)+\int_0^t \frac{\partial Q'(\tau)}{\partial\tau}\,P(t-\tau)\,d\tau, \qquad (4.39)$$

где $P(t-\tau)=\int_0^t p(t-\tau)\,d\tau$ — реакция на постоянное единичное возмущение (или единичная функция, или интегральная кривая добегания); $p(t-\tau)$ — *функция влияния* (или дифференциальная кривая добегания), позволяющая преобразовать входную величину Q' в выходную Q''.

Интеграл Дюамеля может описывать связь не только между выходным и входным расходами, но и между любыми другими входной и выходной функциями $\varphi'(t)$ и $\varphi''(t)$ и позволяет рассчитать реакцию линейной системы с сосредоточенными параметрами $\varphi''(t)$ на возмущение $\varphi'(t)$. Иначе говоря, если существует связь между входной и выходной величинами, выражаемая линейным дифференциальным уравнением n-го порядка

[1] Термин, широко применяемый в кибернетике.

$$\varphi' = a_0 \frac{d^n \varphi''}{dt^n} + a_1 \frac{d^{n-1} \varphi''}{dt^{n-1}} + \ldots + a_n \varphi'', \qquad (4.40)$$

то такую связь можно представить в виде интеграла Дюамеля, который является решением уравнения (4.40) при нулевых начальных условиях (Курант и Гильберт, 1945; Кучмент, 1965).

Предполагая, что через достаточно большой отрезок времени $Q'' = Q'$ (если Q' перестает изменяться), получим важное свойство функции влияния

$$\int_0^t p(t-\tau)\, d\tau \to 1 \quad \text{при} \quad t \to \infty, \qquad (4.41)$$

т. е. сумма ординат функции $p\,(t-\tau)$ должна равняться единице.

Для нахождения функции влияния на бесприточном участке реки могут быть применены следующие способы (Кучмент, 1965).

1. Определение $p(t-\tau)$ по гидрографам, обусловленным короткой водоподачей или постоянной водоподачей в течение длительного времени. Для этого можно использовать либо фактические данные, либо результаты расчетов по строгим методам. Способ получил широкое развитие в виде метода единичного гидрографа.

2. Определение $p(t-\tau)$ с помощью физического моделирования исследуемого гидрологического процесса и последующего использования первого способа (этот способ начал применяться после внедрения в практику гидрологических расчетов и прогнозов электронных моделирующих машин). Линейная модель неустановившегося движения воспроизводится с помощью линейной электрической модели. При этом нет необходимости искать аналогию между электрическим и гидравлическим процессами. Гидравлическую и электрическую системы можно рассматривать как два «черных ящика», в каждом из которых происходит линейное преобразование входной величины в выходную. Подобрав параметры линейной электрической системы таким образом, чтобы ее входная и выходная величины соответствовали в данном масштабе входной и выходной функциям линейной гидравлической системы, получим две линейные системы, имеющие одинаковую функцию влияния $p(t-\tau)$. Эту функцию легко получить на выходе электрической системы, задавая на ее входе кратковременный единичный импульс.

3. Определение функции влияния в виде какой-либо аналитической зависимости. Задание вида зависимости существенно упрощает подбор $p(t-\tau)$. Наиболее употребительно выражение для кривой добегания, предложенное Г. П. Калининым и П. И. Милюковым (см. ниже).

Более точно кривая добегания, соответствующая морфометрическим и гидравлическим характеристикам участка реки, может быть получена при разложении аналитического выражения

кривой по системе ортогональных функций, например, в виде рядов Фурье. Коэффициенты этих разложений должны находиться по материалам наблюдений на основе методов корреляции. При большом числе членов разложения эти операции выполняются с помощью электронной вычислительной машины.

4. В последнее время разрабатываются способы решения обратной задачи для определения $p(t-\tau)$ из интегрального уравнения (4.38) по известным выражениям для $Q'(t)$ и $Q''(t)$. Эти способы основываются на методах решения так называемых некорректных задач, разработанных в последние годы советскими математиками (см. стр. 311).

Как указывалось выше, расчет неустановившегося движения воды по методу Калинина—Милюкова производится последовательно, от одного характерного участка к другому. В случае, если число характерных участков, на которые разбивается расчетное протяжение русла, велико (это может иметь место как при очень длинном участке, так и при большом уклоне дна), такой расчет становится громоздким. Поэтому авторы метода рекомендуют использовать интеграл Дюамеля, предлагая следующее выражение кривых добегания:

$$P_N(t) = \Delta t\, p_N(t) = \frac{\Delta t}{\tau_L\,(N-1)!}\left(\frac{t}{\tau_L}\right)^{N-1} e^{-\frac{t}{\tau_L}}, \qquad (4.42)$$

где τ_L — время добегания вдоль характерного участка (оно предполагается одинаковым для всех характерных участков). Такой же вид кривой добегания предложил позднее Нэш (Nash, 1960). Имеются и другие работы по этому вопросу (Dooge, 1965; O'Donnel, 1960; Edson, 1951; Сапожников, 1961).

Расход Q'' воды с n-го характерного участка за малое время Δt, в течение которого можно принимать как расход притока Q', так и величину Q'' постоянными, выражается формулой

$$Q_N = p\,\Delta t Q' = PQ'. \qquad (4.43)$$

Если выбрать $\Delta t = \tau_L$, т. е. принять в качестве расчетного интервала времени время добегания на одном характерном участке, то уравнение (4.42) переходит в уравнение кривой Пуассона

$$P_N(t) = \Delta t\, p(t) = \frac{m^{N-1}}{(N-1)!}\, e^{-m}, \qquad (4.44)$$

где

$$m = \frac{t}{\tau} \qquad (4.45)$$

— число расчетных единиц времени.

Величины P_N, рассчитанные по формуле (4.44) — стандартные координаты кривых добегания. Их значения приводятся в работе Калинина и Милюкова (1958) для $m \leqslant 60$, в Наставлении

гидрометеорологическим станциям и постам (1957) для $m \leqslant 40$ и в Методических указаниях ЦИП (1964) для $m \leqslant 30$.

Через стандартные координаты кривых добегания можно вычислить и значения $P_N(t)$ по формуле (4.42), для чего достаточно умножить все табличные значения на $\frac{\Delta t}{\tau_L}$, причем под m следует понимать отношение

$$\frac{t}{\tau_L} = \frac{t}{\Delta t} \cdot \frac{\Delta t}{\tau_L}$$

или $\frac{\Delta t}{\tau_L}$, умноженное на количество расчетных единиц времени.

Г. Методы соответственных уровней и соответственных расходов воды

В методах соответственных уровней и соответственных расходов закономерности движения паводочной волны отражаются в наиболее простой форме.

Соответственными уровнями (расходами) воды называются уровни (расходы) одной и той же фазы паводка на верхнем и нижнем створах участка реки (пики, впадины, уровни на подъеме и спаде, устойчивые уровни). Решение уравнений неустановившегося движения сводится к построению графиков соответственных уровней (расходов), т. е. зависимостей уровней (расходов) в нижнем створе от уровней (расходов) в верхнем створе со сдвигом на время добегания воды на участке τ. Определение величины τ в зависимости от уровней (расходов) воды и построение графиков соответственных уровней (расходов) производится по материалам натурных наблюдений.

Методы являются, конечно, весьма приближенными. Основное их допущение — наличие однозначной связи времени добегания от уровня или расхода воды в верхнем створе. При наличии переменного во времени бокового притока эта связь существенно нарушается. Наиболее применим метод соответственных уровней при квазиустановившемся движении, например, в случае нижнего бьефа ГЭС — за пределами влияния зоны суточного регулирования (Горбунов, 1965).

Практические способы прогнозов по методу соответственных уровней на бесприточных и малоприточных участках излагаются в соответствующих изданиях (Аполлов, Калинин и Комаров, 1960; Руководство по гидрологическим прогнозам, 1964).

§ 4. Использование современных вычислительных машин для расчетов неустановившегося движения воды в открытых потоках

Успехи в развитии вычислительной техники привели к стремлению использовать в расчетах неустановившегося движения воды как цифровые, так и аналоговые вычислительные машины. К последним мы относим также моделирующие устройства, созданные специально для расчетов неустановившегося движения воды (ПР-27, ПР-43 и др.).

Цифровые (дискретные) машины, обладая большой скоростью вычислений (быстродействием), автоматизмом выполнения операций по заранее составленной программе, большой емкостью запоминающих устройств и универсальностью действия, широко используются в проектной практике для расчетов неустановившегося движения воды с помощью строгих методов. В ряде случаев может быть целесообразным использование этих машин и для расчетов по упрощенным методам.

Цифровые машины позволяют в течение минут и в крайнем случае часов выполнить детальные расчеты, требующие месяцев работы при ручном счете, однако составление программ является трудоемкой работой при высокой квалификации исполнителя. Поэтому желательно по возможности использовать уже составленные программы, количество которых в СССР в ближайшие годы будет, очевидно, быстро возрастать.

Точность вычислений на цифровой машине принципиально не ограничена и зависит лишь от количества разрядов, отводимых для представления чисел (для расчетов неустановившегося движения количество разрядов на всех универсальных цифровых машинах вполне достаточно).

Точность же решения дифференциальных уравнений зависит, кроме точности вычислений, еще и от точности исходных данных, а также от погрешностей замены дифференциальных уравнений разностной схемой (см. § 2А), определяемых порядком аппроксимации, устойчивостью схемы, величиной расчетных шагов по аргументам (в нашем случае по t и s) и т. д.

Для оперативной работы в эксплуатационной практике удобно применять аналоговые машины (машины непрерывного действия), с помощью которых реализуются упрощенные методы расчета.

В аналоговых машинах исследуемые физические величины изображаются электрическими величинами. Преимуществами этих машин являются их относительная дешевизна, малые габариты и легкость получения наглядного решения в виде графиков, а также отсутствие необходимости составления программы.

Точность решения задачи на аналоговых машинах ограничивается не только точностью соответствующих методов, но и

погрешностями изготовления узлов машины, регулировкой блоков, состоящих из узлов, и стабильностью параметров элементов машин, что позволяет гарантировать обычно только два, в лучшем случае три десятичных знака решения. Поэтому реализовать строгие методы на аналоговых машинах не имеет смысла, даже если бы было возможно создать соответствующие (достаточно сложные) электрические схемы и блоки.

Сопоставление результатов расчетов на обоих типах вычислительных машин с материалами наблюдений позволяет в ряде случаев подбирать или уточнять значения расчетных параметров (см. гл. 13).

Кроме проектных и оперативных расчетов неустановившегося движения воды и составления гидрологических прогнозов, цифровые и аналоговые вычислительные машины можно использовать также для численного эксперимента. Этот вопрос рассмотрен ниже, в главах 6, 9 и 10.

ГЛАВА 5

ТРЕБОВАНИЯ К КОМПЛЕКТУ И ПОДГОТОВКЕ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ ДЛЯ РАСЧЕТОВ

Задание расчетных параметров для расчетов неустановившегося движения воды производится на основе имеющихся натурных материалов. Набор и точность требующихся материалов зависят от специфики объекта, характера неустановившегося движения, принятого метода расчета и, наконец, от поставленной задачи и нужной точности ее решения.

Рассмотрим такие требования к исходным данным, которые относятся ко всем методам расчета или к большинству из них или, по меньшей мере, к большинству методов одной из групп (строгие или упрощенные). Эти требования могут быть сформулированы на основании общих соображений и имевшегося ранее опыта расчетов неустановившегося движения воды в реках. Рекомендации по подготовке исходных данных (вместе с рекомендациями по выбору метода или группы методов расчета) излагаются в гл. 13 после рассмотрения комплексных исследований, выполненных в ГГИ (главы 6—11), и подведения их итогов (гл. 12).

В комплект расчетных параметров для большинства методов входят: длины расчетных участков, величины расчетных интервалов времени и шагов по длине, обобщенные морфометрические характеристики русла (аккумулирующие емкости, положение дна, принятое в расчете), характеристики гидравлических со-

противлений и, наконец, схематизированные начальные и граничные условия.

Рассмотрим отдельные составные части комплекса расчетных параметров.

§ 1. Разбивка реки на расчетные участки. Выбор расчетных интервалов времени и шагов по длине

Расчетным участком называется такой участок, для которого задается определенная закономерность изменения по длине реки морфометрических и гидравлических характеристик при различных наполнениях русла. В строгих методах, позволяющих осуществить расчет гидравлических характеристик на всем рассматриваемом протяжении реки, расчетные участки в большинстве случаев разбиваются на целое, обычно небольшое число одинаковых расчетных шагов по длине (иногда шаг может совпадать с участком). Расчет искомых параметров режима производится по таким шагам (производные по координате аппроксимируются разностными отношениями для отрезков длиной Δs).

Задание расчетных параметров начинается с разбивки бьефа на расчетные участки на основании рассмотрения топографических и гидрометрических материалов. При разбивке на участки рекомендуется руководствоваться следующими общими принципами (Архангельский, 1947; Гильденблат, 1956; Грушевский, Русинов и Федосеев, 1965; Рахманов, 1941).

1. В пределах участка не должно быть резкого (ступенчатого) изменения глубины или ширины реки, а также резкого изменения уклона дна и шероховатости русла. Поэтому в более сложных в морфологическом отношении частях реки, например, в районах расположения пойменных массивов, расчетные участки должны быть, вообще говоря, короче, чем в других частях реки.

2. При резко выраженном неустановившемся движении в створе возмущения (это относится, например, к расчету волн попусков) целесообразно назначать длину участков вблизи этого створа в несколько раз меньшей, чем вдали от него (в зонах меньшей нестационарности течения).

3. В створе впадения притоков, заметно изменяющих расход реки, обязательно назначается граница участков.

Для русел с поймой приходится считаться с некоторыми дополнительными требованиями, излагаемыми в гл. 13, § 5.

При расчетах удобно приурочивать границы участков к створам, для которых имеются кривые расходов (для установившегося движения воды) или данные наблюдений над неустановившимся движением. При ручном счете общее количество участков обычно принимается не более 8—10. При использовании

цифровых вычислительных машин это количество может быть значительно увеличено и ограничивается программой, составленной для реализации данного метода на данной машине (ограничение определяется обычно соотношением суммарного объема, программы и информации, выраженного в ячейках памяти, и объема оперативной памяти машины). При разбивке расчетного протяжения реки на участки следует руководствоваться также характером участков, определяемым выбранным расчетным методом.

Методы, в которых задается изменение по длине реки ширины или поперечного сечения русла при различных наполнениях, требуют определенной схематизации расчетного участка. В некоторых методах (точнее, в алгоритмах)[1] участки должны быть схематизированы в виде призматических, в других допускается линейное изменение ширины русла или его поперечного сечения по длине реки в пределах расчетного участка.

Методы, в которых морфометрия русла задается кривыми объемов $[W=f(Q)]$, не накладывают жестких требований на форму участка и поэтому для них можно ограничиться указанными выше общими принципами.

В некоторых упрощенных способах (метод Калинина—Милюкова) выбор длины участка связан с основными положениями метода.

Расчетные шаги по длине Δs, как и расчетные участки, должны выбираться меньшими в зоне более резко выраженного неустановившегося режима, например, вблизи ГЭС. Во избежание «пилообразных» колебаний расхода и уровня от точки к точке, имеющих чисто разностное происхождение и не отражающих физики явлений, целесообразно выбирать шаги малыми в местах, где свободная поверхность воды имеет значительную кривизну, например, на сильно выраженных кривых спада (О. Ф. Васильев и др., 1963).

Выбор *расчетного интервала времени* Δt определяется как нестационарностью явления, отражаемой в основном характером гидрографа во входном створе, так и требованиями метода расчета.

Рекомендуется выбирать такое значение Δt, чтобы в течение расчетного интервала времени изменение расходов и уровней можно было в первом приближении считать линейным. Кроме того, для детального описания изменений расхода желательно, чтобы продолжительность каждого попуска, паводка или поло-

[1] Под алгоритмом (алгорифмом) в научно-технических расчетах понимается совокупность указаний для решения задачи (при наличии соответствующих исходных данных) о расчетных формулах, порядке и способе вычислений по ним и т. д. — совокупность настолько полная, что это обеспечивает реализацию решений на ЭВМ (т. е. не включает элементы интуиции и субъективного подхода).

водья была заметно (в 10—20 раз) больше расчетного интервала времени. С другой стороны, выбор слишком малого интервала времени увеличивает трудоемкость расчета. Иногда целесообразно использовать переменные значения Δt, уменьшающиеся в период резких изменений расхода.

Выбрав ориентировочно пределы величины Δt, исходя из формы входного гидрографа и желательной точности результатов расчетов, следует еще проверить, как это увязывается с требованиями используемого метода расчета. Строгие и упрощенные методы предъявляют различные требования к выбору величины Δt. При использовании строгих методов расчета неустановившегося движения воды важным практическим вопросом является выбор отношения величин шагов по длине Δs и расчетных интервалов времени Δt. Величина $\Delta s : \Delta t$ в значительной мере определяется используемым методом расчета. Так, в методе характеристик $\Delta s : \Delta t$ получается автоматически. В явных схемах методов сеток имеются ограничения, накладываемые на это соотношение и на величину Δt [формулы (4.1) и (4.2)], не позволяющие во избежание неустойчивости режима выбирать большие расчетные шаги по времени. В неявных схемах ограничение (4.1) отпадает, а ограничения (4.2) можно избежать.

В упрощенных методах ограничения накладываются не на отношение $\Delta t : \Delta s$ непосредственно, а на отношение $\Delta t : \tau$, косвенно зависящее от первого отношения (поскольку время добегания τ будет тем больше, чем больше при прочих равных условиях длина участка). По поводу этих последних ограничений уместно сделать следующее замечание.

В ряде работ (Железняк, 1965; Грушевский, 1967а; Гелéта, 1965 и др.) ограничения для различных конкретных упрощенных методов выводятся из условия «реальности» результатов расчета, причем под «реальностью» понимается требование изменения в нужном направлении расходов в низовом створе расчетного участка в течение расчетного интервала времени. Так, например, если в верховом створе участка установившееся движение сменилось неустановившимся, обусловленным возрастанием расходов, то в низовом створе через время Δt расход Q'' должен либо тоже увеличиться, либо остаться постоянным, но не имеет права уменьшаться. Требование «реальности», по-видимому, не является обязательным, так как при «нереальности» изменения Q'' за время Δt в следующий расчетный интервал времени получается изменение Q'' в нужном направлении и решение дает какие-то колебания около реального гидрографа в низовом створе участка. В одной из последних работ Кучмента (1967б) этот вопрос рассматривается более строго. Указывается, что ограничения расчетного интервала времени снизу $\Delta t \leqslant \tau$, получаемые таким путем [или $\Delta t \leqslant 2k\tau$, исходя из

требования $C_0>0$ в методе Маскингам (Carter, Godfrey, 1960), что по смыслу аналогично], являются, по существу, попыткой исправить принятые физические модели при численном интегрировании описывающих их уравнений. Дело в том, что принятие модели с сосредоточенными параметрами (гл. 4, § 1) соответствует допущению о мгновенном изменении расхода воды вдоль всего участка. При $\Delta t>\tau$ несколько устраняется опережение рассчитанных расходов фактическими, но уменьшается точность расчета самих расходов. Поэтому ограничения $\Delta t:\tau$ снизу оказываются неправомерными. Л. С. Кучмент получает критерий устойчивости для методов, основанных на кривой объемов, линеаризируя систему уравнений неустановившегося движения воды без учета инерционных членов. Этот критерий дает ограничение отношения $\Delta t:\tau$ сверху.

§ 2. Морфометрические характеристики русла

При использовании методов, в которых задается изменение поперечного сечения или ширины русла по длине реки, нужно выбрать характерные поперечные сечения для границ расчетных участков. (Расчеты неустановившегося движения воды в реках, 1967.)

Поскольку дно реки имеет обычно сложную форму (плесы, перекаты, побочни, мелкие гряды и т. д.), его приходится схематизировать, заменяя естественное дно фиктивным. Это означает, что, кроме задания ширин и площадей живого сечения как функций от глубины (в отдельных створах), надо задать еще и уклон дна по длине реки. Профиль дна задается в пределах расчетного участка прямолинейным или, если это допускается алгоритмом, в виде ломаной линии.

§ 3. Гидравлические сопротивления русла. Кривые расходов. Кривые объемов

При расчетах как установившегося, так и неустановившегося движения воды гидравлические сопротивления принято характеризовать коэффициентом Шези, обычно выражаемым для каналов формулой Маннинга

$$C=\frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}, \tag{5.1}$$

где R — гидравлический радиус; n — коэффициент шероховатости.

Значения n для различной гладкости дна канала приводятся в гидравлических справочниках. Известна таблица М. Ф. Срибного для определения величины n в зависимости от характеристики состояния русла, а также таблица

Л. Л. Лиштвана для пойменных русел, в которой величина коэффициента шероховатости (и обратная ей $1:n$) поставлена в зависимость не только от морфологических признаков (степень зарастания поймы), но и от глубины воды на ней. (Пособие по экстраполяции кривых расходов воды, 1966.) Однако ввиду сложности условий для естественных русел данные о шероховатости для них весьма ненадежны, особенно при наличии поймы. Осложняющими факторами являются: неоднородность подстилающей поверхности, сложная конфигурация русел, русловые образования и их развитие, перемещение взвешенных наносов и т. д. Так, например, донные гряды и рифели могут в большей степени непосредственно влиять на гидравлические сопротивления русла, нежели крупность частиц дна. Поэтому таблицы Срибного и тем более Лиштвана могут применяться лишь для грубой ориентировки. При наличии данных наблюдений предпочтительнее определять шероховатость русла обратным путем, произведя расчет по кривым расходов $Q=f(H)$. При этом удобнее использовать не коэффициент шероховатости n, а непосредственно коэффициент Шези $C \approx \frac{v}{\sqrt{HI}}$ или (при отсутствии данных об уклоне) заменяющий его коэффициент $M = C\sqrt{I} = \frac{v}{\sqrt{H}}$ (Шестакова, 1963).

В зимних условиях гидравлические сопротивления увеличиваются и определяются суммарным влиянием шероховатости русла и шероховатости нижней поверхности ледяного покрова. Это обстоятельство требует соответствующего учета при расчетах неустановившегося движения воды.

Важной и широко распространенной интегральной характеристикой речного потока является кривая расходов $Q=f(H)$, или $Q=f(z)$, отражающая влияние как морфометрии русла, так и гидравлических сопротивлений на величину расхода воды, протекающего при данном уровне. Кривая расходов строится по материалам гидрометрических наблюдений (верхняя часть кривой, отвечающая редко наблюдаемым большим расходам, обычно освещена хуже) и является однозначной для условий установившегося (или квазиустановившегося) движения в неразмываемом открытом русле (при отсутствии переменного подпора). При попусках и в меньшей степени при паводках и половодьях зависимость $Q=f(z)$ не является однозначной (см. гл. 1, § 4). При наличии переменного подпора даже при установившемся режиме получается серия кривых расходов, каждая из которых отвечает определенному значению подпорного горизонта. Подпор может возникать не только в месте расположения ниже лежащей плотины (например, в случае каскада ГЭС), но и в месте впадения реки в водоем, а также

в месте слияния рек при разновременном прохождении в них пика половодья или паводка.

Для участка реки ниже ГЭС, в зоне влияния суточного регулирования, в проектной документации обычно имеются кривые расходов для ряда створов (так называемая «елочка кривых»). При отсутствии данных наблюдений для высоких расходов кривые расходов рекомендуется экстраполировать до высших уровней. Методика такой экстраполяции излагается в пособии по экстраполяции кривых расходов воды, составленном Д. Е. Скородумовым (1966). При экстраполяции кривой расходов вниз рекомендуется выводить ее на отметку лимитирующего переката, определяемую по продольному профилю реки, а при отсутствии таковой — выводить на отметку фиктивного дна в данном створе.

В строгих методах расчета неустановившегося движения воды вместо кривой расходов обычно используется зависимость пропускной способности русла (модуля расхода) от глубины $K=f(H)$. Значения K в граничных створах расчетных участков длиной L определяются по кривым расходов для этих створов с помощью формулы

$$K=\frac{Q}{\sqrt{i}}=Q\sqrt{\frac{L}{\Delta z}}. \qquad (5.2)$$

Кривая объемов в пределах расчетного участка для установившегося движения [зависимость объема воды от расхода $W=f(Q)$] является, как и кривая расходов, интегральной характеристикой. Она отражает особенности морфометрии и гидравлического сопротивления не в районе одного лишь створа, а для всего расчетного участка русла.

Иногда, например в методе мгновенных режимов, под кривой объемов понимается зависимость $W=f(z_{ср})$ объема воды на участке от уровня в его середине. Такая кривая объемов отражает лишь морфометрию русла, но не зависит от гидравлических сопротивлений.

При наличии кривой расходов для середины участка $Q=f(z_{ср})$ можно из зависимостей $W=f(z_{ср})$ и $Q=f(z_{ср})$ путем исключения $z_{ср}$ получить зависимость $W=f(Q)$. Для неустановившегося режима, а также при наличии переменного подпора кривая объемов $W=f(Q)$ неоднозначна ввиду неоднозначности кривой расходов $Q=f(z_{ср})$. Приблизительно однозначную кривую объемов для неустановившегося режима можно получить либо на основании метода Калинина—Милюкова, разбивая русло на характерные участки и связывая объем воды в пределах такого участка с расходом в замыкающем створе участка, либо на основании метода Маскингам, связывая объем воды на расчетном участке со средневзвешенным расходом. При

квазиустановившемся режиме кривая объемов для достаточно короткого участка будет однозначной.

В случае значительного пойменного или грунтового регулирования кривая объемов $W=f(z_{ср})$, а следовательно, и кривая $W=f(Q)$, не является однозначной даже для установившегося режима. Большие трудности вызывает и построение кривых объемов для участков со значительной приточностью. В этих условиях точность расчета неустановившегося движения воды с использованием кривых объемов существенно уменьшается.

Кривая объемов используется при расчетах медленно изменяющегося неустановившегося движения с помощью большинства упрощенных и некоторых строгих методов и заменяет данные о гидравлике и морфометрии русла. Часто применяется не сама кривая объемов, а получающийся с ее помощью параметр — *время добегания* изменения данного расхода τ_Q (см. гл. 1, § 5), которое можно вычислить для данного расхода по формуле

$$\tau_Q|_{Q=Q_i} = \frac{dW}{dQ}\Big|_{Q=Q_i} \approx \frac{\Delta W}{\Delta Q}\Big|_{Q=Q_i}, \qquad (5.3)$$

вытекающей из формулы (1.3).

Если кривая объемов близка к линейной зависимости (значения τ_Q различаются для всего диапазона изменения расходов приблизительно на 5—10%), то принимают $\tau_Q=\text{const}=\tau_{ср}$.

Следует отметить, что понятие времени добегания используется во многих упрощенных методах расчета неустановившегося движения воды, причем авторы обычно не указывают, какое именно время добегания (см. гл. 1, § 5) имеется в виду. Если время добегания определяется по кривой объемов [по формуле (5.3)], это, по существу, время добегания изменения данного расхода, т. е. $\tau=\tau_Q$. Если оно определяется по наблюденным моментам прохождения максимальных уровней через створы, то фактически $\tau=\tau_г$. При квазиустановившемся движении трансформация волны невелика и $\tau_г\approx\tau_Q$. Во многих методах (Калинина—Милюкова, Маскингам) время добегания τ подбирается тем или иным способом по сопоставлению результатов расчетов с данными наблюдений. В этих случаях параметр τ теряет свой первоначальный физический смысл и превращается в коэффициент пропорциональности в кривой объемов (которая предполагается линейной зависимостью или состоящей из нескольких прямых в различных диапазонах изменения Q).

Методы построения кривой объемов по натурным данным подробно разработаны и изложены в различных пособиях и статьях. (Методические указания, 1964; Нежиховский, 1964а, 1966 и 1961; Железняк, 1965; Калинин и Милюков, 1958; Линслей и др., 1962; Lawler, 1964.) Так, в работе Нежиховского (1964а) рассматриваются возможности построения кривой

объемов по скорости перемещения гребней паводков с помощью формулы Седдона, по уравнению водного баланса путем определения объемов по гидрографу ветви спада паводка, а также путем подбора.

Наиболее надежные кривые объемов для участков рек можно получить по топографическим материалам или аэрофотосъемкам разливов (Нежиховский, 1964а). Некоторые сведения о способах построения кривых объемов воды приводятся также в практическом пособии «Расчеты неустановившегося движения воды в реках» (1967).

§ 4. Начальные и граничные условия

Простейшим и наиболее часто применяемым в расчетах случаем начальных условий является установившееся движение. При этом задается начальный расход Q_0, а профиль свободной поверхности $z_0(s)$ может быть вычислен одним из известных методов. Так, при расчетах волн суточного регулирования в качестве начального условия обычно принимается установившееся движение с расходом Q_0 равным среднесуточному расходу. Более сложным случаем начальных условий, реже используемым в расчетах, является начальное неустановившееся движение, которое либо должно быть задано в виде начального распределения расходов и уровней по длине участка $Q_0=f(s)$ и $z_0=f(s)$, либо получается в результате расчета предыдущей волны неустановившегося движения (в случаях наложения волн).

В качестве граничного условия во входном створе обычно задается гидрограф $Q=f(t)$. Часто в створе ГЭС бывает известен график изменения мощности во времени (график мощности ГЭС), который следует пересчитать в гидрограф тем или иным способом (Расчеты неустановившегося движения воды в реках, 1967), так как нельзя заранее точно определить напор и к. п. д. агрегатов ГЭС.

В некоторых случаях (при расчетах волн паводка и половодья) во входном створе задается ход изменения уровней $z=f(t)$. Такой вид граничного условия может быть удобным и при лабораторных исследованиях. В нижнем граничном створе[1] может задаваться условие постоянства уровня $z=\text{const}$. Это отвечает случаю впадения реки или канала в море, озеро или водохранилище значительного объема, так как в этом случае можно пренебречь влиянием поступления воды из реки на уровень в водоеме. Иногда в створе впадения реки в водоем задается ход

[1] Второе граничное условие необходимо при использовании строгих методов. В упрощенных методах это условие в явном виде не фигурирует и заменяется, по сути дела, каким-либо иным условием (безграничность бьефа, переход к установившемуся движению с новым расходом и т. д.).

уровней $z=f(t)$ или гидрограф $Q=f(t)$. Это может быть связано с заранее известными условиями работы водоема — сработкой водохранилища, сгонно-нагонными или приливными явлениями в море или озере и т. д.

Если у нижней границы расчетного протяжения реки не расположен створ впадения в водоем, принято задавать нижнее граничное условие в виде кривой расхода $Q=f(z)$. Это делается в тех случаях, когда можно предполагать, что на границе рассматриваемого участка собственно медленно изменяющееся неустановившееся движение переходит в квазиустановившееся (например, если расчетное протяжение реки охватывает всю зону существенного влияния суточного регулирования). Аналогичное условие может быть задано и при лабораторных исследованиях, когда границей потока в лотке является водослив того или иного типа.

Если граничное условие во входном створе $Q=f_1(t)$ или $z=f_1(t)$ выражается периодической функцией, то через некоторое время на всем рассматриваемом участке наступит периодическое неустановившееся движение независимо от того, каковы были начальные условия. Для периодического неустановившегося движения начальные условия не задаются, а задаются граничные условия и условия периодичности. Граничное условие во входном створе должно быть периодической функцией $f_1(t)=f_1(t+T)$ (T — период, для суточного регулирования, $T=1$ суткам). В другом крайнем створе задается обычно $Q=f_2(z)$. Условия периодичности имеют вид $Q(t)=Q(t+T)$, $z(t)=z(t+T)$.

§ 5. Общая постановка вопроса о схематизации исходных данных для расчетов

В первых четырех параграфах этой главы были рассмотрены требования к схематизации формы русла, его гидравлических сопротивлений, начальных и граничных условий. Рассмотрим теперь вопрос о схематизации исходных данных для расчетов в более общей постановке. При этом для конкретности будем рассуждать о тех видах исходных данных, которые требуются при использовании метода Института гидродинамики (см. гл. 4, § 2Б и гл. 9, § 2), хотя можно было бы взять для примера и любой другой метод расчета.

Пусть решается система уравнений (3.1) и (3.2). Имеется реальное русло с заданными функциями $B(H, s)$, $K(H, s)$, $z_{\text{дна}}(s)$ (через них можно определить и величины $F=\int\limits_0^H B\,dH$, $i_0=-\frac{dz_{\text{дна}}}{ds}$, входящие в уравнения). Эти функции могут быть

сложными, иметь разрывы и т. д. Заданы начальные условия $Q_0=f(s)$ и $z_0=f(s)$ и граничные условия, например, $Q_{лев}=f(t)$ во входном створе и $Q_{пр}=f(H)$ в противоположном (индексы обозначают соответственно «левые» и «правые» граничные условия). Функции $B(H, s)$ и $K(H, s)$, характеризующие соответственно изменение по длине реки ширины русла (т. е. в конечном счете его аккумулирующих емкостей) и его пропускной способности, задаются обычно в виде функций одной переменной $B(H)$ и $K(H)$ на границах расчетных участков и задания закона (например, линейного) изменения этих функций по длине расчетных участков [1]. При всех этих условиях объективно существуют решения системы (3.1) и (3.2) — $Q=f(s, t)$ и $z=f(s, t)$.

Если мы теперь схематизируем заданные функции, заменив их приближенно более простыми функциями $\widetilde{B}(H, s)$, $\widetilde{z}_{дна}(s)$, $\widetilde{K}(H, s)$, $\widetilde{Q}_0(s)$, $\widetilde{z}_0(s)$, $\widetilde{Q}_{лев}(t)$, $\widetilde{Q}_{пр}(H)$ [некоторые из этих функций, чаще всего граничные, а иногда и начальные условия, могут и остаться точными, например, $\widetilde{Q}_{пр}(H)=Q_{пр}(H)$ и т. д.], то для полученной системы функций прежнее решение уже не будет годиться и будет существовать новое решение $\widetilde{Q}=f(s, t)$ и $\widetilde{z}=f(s, t)$. Нужно установить ограничения, которым должны удовлетворять схематизированные функции $\widetilde{B}$, $\widetilde{z}_{дна}$, $\widetilde{K}$, $\widetilde{Q}_0$, $\widetilde{z}_0$, $\widetilde{Q}_{лев}$ и $\widetilde{Q}_{пр}$ для того, чтобы решение полученной системы $\widetilde{Q}$ и $\widetilde{z}$ было в заранее установленном смысле близко к решению системы с первоначальными функциями B, $z_{дна}$, K, Q_0, z_0, $Q_{лев}$ и $Q_{пр}$, иначе говоря, чтобы схематизация была корректной.

Чтобы сформулировать задачу до конца, остается определить, что понимать под близостью решения системы со схематизированными исходными данными к решению системы с первоначальными функциями «в заранее установленном смысле». Поскольку сопоставлений функций двух переменных между собой неудобно и поскольку речь идет в основном о схематизации изменения функций по длине реки, видимо, целесообразно сравнивать между собой функции $\widetilde{Q}_t(s)$ и $\widetilde{z}_t(s)$ с функциями $\widetilde{Q}_t(s)$ и $\widetilde{z}_t(s)$ для различных моментов времени (в тех пределах по времени от t_0 до t_1), для которых нас интересует решение, другими словами, на сегменте $[t_0, t_1]$. $\widetilde{Q}_t(s)$ обозначает функцию $\widetilde{Q}(s, t)$ для момента времени t, остальные обозначения аналогичны.

Таким образом, речь идет о том, насколько близки между собой две кривые на плоскости (s, Q), а также две кривые на

[1] В случае русла с поймой важен также вопрос о схематизации продольной оси русла, вдоль которой отсчитывается координата s (гл. 13, § 5).

плоскости (s, z), причем обе пары кривых рассматриваются на сегменте $[s_0, s_1]$, т. е. при изменении аргумента s от s_0 до s_1, включая и крайние значения.

Требование близости двух кривых (или, что то же, двух функций, выражаемых этими кривыми) друг к другу сводится к требованию достаточно малого расстояния между ними, т. е.

$$\rho\left(\widetilde{Q}_t,\ Q_t\right) \leqslant \varepsilon_Q,\quad \rho\left(\widetilde{z}_t,\ z_t\right) \leqslant \varepsilon_z. \tag{5.4}$$

Здесь $\rho(\widetilde{\varphi}, \varphi)$ — расстояние между функциями $\widetilde{\varphi}(s)$ и $\varphi(s)$ на сегменте $[s_0, s_1]$.

Остается определить понятие расстояния между кривыми на данном сегменте, что может быть сделано различными способами. При этом удобно использовать понятие метрического пространства. Метрическим пространством (Колмогоров и Фомин, 1954, стр. 23) называется совокупность некоторого множества элементов, называемых точками, и расстояния, т. е. однозначной, неотрицательной, действительной функции $\rho(x, y)$, определенной для любых элементов x и y, принадлежащих этому множеству, и удовлетворяющей следующим трем условиям:

$$\left.\begin{aligned} &1)\ \rho(x, y) = 0 \text{ — тогда и только тогда, когда } x = y,\\ &2)\ \rho(x, y) = \rho(y, x) \text{ — аксиома симметрии,}\\ &3)\ \rho(x, y) + \rho(y, z) \geqslant \rho(x, z) \text{ — аксиома треугольника,} \end{aligned}\right\} \tag{5.5}$$

где z — еще один элемент того же метрического пространства.

В качестве элементов метрического пространства будем рассматривать любые непрерывные или имеющие конечные разрывы функции одной переменной на сегменте $[s_0, s_1]$, в частности кривые $\varphi(s)$ и $\widetilde{\varphi}(s)$, расстояние между которыми мы должны определить.

Если введем понятие расстояния в виде

$$\rho\left(\widetilde{\varphi}, \varphi\right) = \max \left|\widetilde{\varphi}(s) - \varphi(s)\right|, \tag{5.6}$$

$$s_0 \leqslant s \leqslant s_1,$$

т. е. если будем, по существу, говорить о максимальном расстоянии по ординате между точками этих кривых, то получим пространство $C_{[s_0, s_1]}$ (Колмогоров и Фомин, 1954, стр. 25, п. 5).

Вводя среднеквадратичное расстояние по ординате

$$\rho\left(\widetilde{\varphi}, \varphi\right) = \left[\int_{s_0}^{s_1} \left[\widetilde{\varphi}(s) - \varphi(s)\right]^2 ds\right]^{\frac{1}{2}}, \tag{5.7}$$

придем к пространству $C^{(2)}_{[s_0,\ s_1]}$ — так называемому пространству непрерывных функций с квадратичной метрикой (Колмогоров и Фомин, 1954, стр. 26, п. 7).

Обобщая последнее понятие расстояния в виде

$$\rho\left(\widetilde{\varphi},\ \varphi\right)=\left[\int\limits_{s_0}^{s_1}\left|\widetilde{\varphi}\,(s)-\varphi(s)\right|^p ds\right]^{\frac{1}{p}}, \tag{5.8}$$

получим пространство $C^{p}_{[s_0,\ s_1]}$.

В частности, при $p=1$ имеем среднее по абсолютному значению расстояние по ординате

$$\rho\left(\widetilde{\varphi},\ \varphi\right)=\int\limits_{s_0}^{s_1}\left|\widetilde{\varphi}\,(s)-\varphi(s)\right| ds. \tag{5.9}$$

Нетрудно проверить, что формулы (5.6)—(5.9) удовлетворяют условиям (5.5) определения понятия расстояния между точками (элементами) метрического пространства. Существуют и другие понятия расстояния, удовлетворяющие этим условиям.

В принципе можно было бы расматривать не функции $\widetilde{Q}_t(s)$ и $Q_t(s)$, $\widetilde{z}_t(s)$ и $z_t(s)$, а непосредственно функции двух переменных $\widetilde{Q}(s,\ t)$ и $Q(s,\ t)$, $\widetilde{z}(s,\ t)$ и $z(s,\ t)$ в прямоугольнике $s_0\leqslant s\leqslant s_1$, $t_0\leqslant t\leqslant t_1$, введя соответствующие понятия расстояния между этими функциями.

В отношении способа замены функций $B(H,\ s)$, $K(H,\ s)$ и т. д. приближенными следует отметить, что при расчетах неустановившегося движения воды чаще всего применяется один из двух простейших способов — ступенчатая аппроксимация (если русло разбивается на призматические участки) или кусочно линейная аппроксимация (например, в схеме ИГ) по длине реки.

Задача о схематизации исходных данных пока не решена в общей постановке. Приводимые ниже (в основном в гл. 13) рекомендации по подготовке расчетных параметров должны были бы в принципе базироваться на каком-то хотя бы приближенном подходе к решению этой задачи. Эти соображения, видимо, нужно иметь в виду при дальнейших исследованиях.

ЧАСТЬ III

КОМПЛЕКСНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В РЕКАХ

ГЛАВА 6

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ И СОСТАВНЫЕ ЧАСТИ КОМПЛЕКСНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ

Выше указывалось, что расчеты неустановившегося движения воды в реках являются одним из важнейших для практики вопросов речной гидравлики и что требования к точности и надежности расчетов все более возрастают. Однако, как отмечалось во Введении, при расчетах неустановившегося движения воды в реках, в отличие от расчетов для каналов простейшей формы, кроме чисто вычислительных трудностей, успешно преодолеваемых с помощью использования современных быстродействующих электронных счетных машин и новейших методов вычислительной математики, возникают еще и дополнительные трудности, связанные с учетом влияния сложных природных условий:

а) необходимость оперировать с недостаточным количеством исходных данных как по морфометрии русла и поймы, так и (особенно) по гидравлическим сопротивлениям для открытого русла и для зимних условий; эти данные, кроме того, имеют обычно малую точность;

б) существенное влияние способа схематизации русла на результаты расчетов (Розенберг и Русинов, 1967; Корень, 1967б);

в) отсутствие достаточно полных представлений о физической картине влияния отдельных факторов естественных русел (поймы и других аккумулирующих емкостей, фильтрации, зимних условий, резких изменений поперечного сечения реки и т. д.)

на процесс неустановившегося движения, что осложняет проблему задания таких исходных данных, которые обеспечили бы получение надежных результатов расчета на базе классических уравнений неустановившегося движения воды в открытых руслах.

В связи с изложенным в последние годы центр тяжести проблемы все более перемещается в сторону разработки способов задания расчетных параметров, наилучшим образом учитывающих специфику явления и позволяющих производить расчеты на основе одномерных уравнений неустановившегося движения воды,[1] а также способов использования для расчетов материалов наблюдений за распространением волн попусков и паводков. Отсюда вытекает необходимость выявить сложную физическую картину влияния морфологических и иных факторов естественных русел на распространение волн попусков и паводков и дать количественные характеристики этого влияния. Этой цели можно достигнуть лишь на базе комплексного подхода к исследованиям, органически сочетающего различные способы изучения указанных сложных явлений:

а) анализ материалов натурных исследований, особенно таких детальных, как работы Гидропроекта на Верхней Волге и ГГИ на реках Тверце, Оредеже, Свири,

б) лабораторные исследования,

в) численные эксперименты на основе уравнений неустановившегося движения воды, осуществляемые с помощью цифровых или аналоговых вычислительных машин.

Только путем анализа и обобщения результатов всех трех указанных видов исследований можно подойти к пониманию сущности явлений и к теоретическому решению сложных проблем речной гидравлики, что даст необходимую основу для разработки рекомендаций по расчетам. Такой комплексный подход должен, кроме чисто практических, дать и интересные с теоретической точки зрения результаты.

Перечисляя способы исследования неустановившегося движения воды в реках, мы не упомянули непосредственный теоретический анализ формул, не связанный с использованием натурных и лабораторных данных и результатов численного эксперимента. Такое аналитическое исследование может дать ин-

---

[1] Использование двумерных уравнений для расчетов неустановившегося движения воды, по-видимому, в настоящее время не актуально ввиду отсутствия достаточно полных и точных исходных данных для решения таких уравнений. Учет двумерности (распределение по ширине, а также направление средних по вертикали скоростей) может иметь смысл лишь для русла с поймой сложного строения (см. гл. 8, § 1).

Двумерные уравнения могут быть полезны также при исследовании кинематической структуры потока (Розовский и др., 1967), что выходит за рамки данной работы.

тересные результаты, особенно для простейшего случая призматического русла. Примером этого являются работы В. В. Ведерникова (1947), Ф. М. Гендерсона (1965), С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля (1956), в которых с разных точек зрения и для решения разных вопросов исследуются классические уравнения неустановившегося движения воды (3.1) и (3.2), иногда с введением дополнительных допущений. Представляется, что такой путь исследования этих уравнений в основном исчерпал себя по меньшей мере для рассматриваемых в данной книге условий медленно изменяющегося неустановившегося движения, т. е. что здесь вряд ли можно ожидать новых ценных результатов. Более перспективны, видимо, исследования уравнений, в которых учитываются турбулентные пульсации (Еременко, 1966; Васильев и Квон, 1966; Залуцкий, 1966). Этот вопрос выходит за пределы тематики данной книги. Некоторые соображения о соотношении численного эксперимента и аналитического исследования приводятся также на стр. 90.

Рассмотрим каждый из перечисленных выше способов исследования в отдельности, выделяя сравнительные достоинства и недостатки натурного исследования, лабораторного и численного эксперимента (Грушевский, 1966). При этом будем говорить об использовании этих видов исследования в речной гидравлике вообще; использование же их в связи с вопросами неустановившегося движения воды изложим в главах 7—11.

Под *натурным исследованием* можно понимать наблюдение (и фиксацию при помощи приборов) явлений, происходящих либо в ненарушенных природных условиях, либо в нарушенных при воздействии человека на те или иные факторы процесса (например, сооружение ограждающих дамб, устройство судоходных прорезей и т. д.). Однако, если оставить в стороне вопрос об инженерных мероприятиях, коренным образом меняющих режим реки (сооружение плотин с образованием водохранилищ, переброска рек, создание речных судоходных систем и т. д.) и, конечно, далеко выходящих за рамки собственно натурного исследования, то обычно это воздействие ограничивается лишь такими изменениями факторов процесса, какие легко допускаются природными условиями.

Основная особенность натурного исследования — охват явления во всей полноте.[1] Поэтому особых сомнений в отношении репрезентативности такого исследования не возникает, хотя, конечно, нельзя исключать из поля зрения вопрос о типичности

[1] Если исследуется чисто природный процесс, происходящий без какого-либо влияния человека, то явление охватывается без схематизации. Если же этот процесс осложнен воздействием человека, то факторы, зависящие от этого воздействия, можно изучать в схематизированном виде. Примером может служить схематизация входного гидрографа при натурном исследовании распространения вдоль реки волн попусков суточного регулирования.

наблюденного явления. Однако по этой же причине натурное исследование обычно характеризуется наличием большого количества факторов, взаимодействующих сложным образом. В природных условиях нельзя произвольно задавать изменяемые параметры процесса, приходится довольствоваться случайными (или легко создаваемыми) их сочетаниями, что не дает возможности выделить в чистом виде влияние каждого из главных действующих факторов. Редко встречающиеся (и тем более катастрофические) сочетания факторов могут быть вообще ненаблюдаемы при натурном исследовании. Это является крупным недостатком, поскольку катастрофические условия обычно определяют параметры инженерных сооружений. Другой недостаток натурного исследования заключается в трудности детального охвата явления как на всем протяжении объекта, так иногда (при очень медленном развитии процесса, например, деформации рек или берегов водохранилищ) и в течение длительного времени. Следует отметить, кроме того, большую трудоемкость полевых работ.

Этих недостатков в значительной мере лишен *лабораторный эксперимент*. Он позволяет выделить в чистом виде влияние каждого отдельного фактора, задаваться наиболее удобными для исследования сочетаниями факторов и их последовательностью. Лабораторный эксперимент дает хорошие возможности обозрения явления в пространстве и позволяет ускорить развитие процесса во времени.

Основной проблемой при проведении лабораторного эксперимента является сложность (во многих случаях) вопросов методики моделирования и пересчета результатов эксперимента с модели на натуру. Особенно острой становится эта проблема при необходимости одновременного моделирования нескольких основных действующих сил, например сил тяжести, инерции и трения, так как удовлетворить сразу критериям подобия Рейнольдса и Фруда практически невозможно. При моделировании неустановившегося движения воды в естественных руслах можно искать выход в искусственном завышении («форсировании») расходов воды или в создании повышенной шероховатости на модели (Розовский, Еременко и Базилевич, 1967). Часто оказывается необходимым искажать масштабы модели (принимать вертикальный масштаб более крупным, чем плановый). При моделировании руслового процесса приходится дополнительно выдерживать масштабные соотношения для параметров, характеризующих шероховатость дна (выступы шероховатости или параметры донных гряд). Окончательных и полных теоретических рекомендаций по всем этим вопросам пока нет.

Обычно критерием приемлемости принятого метода моделирования является отсутствие существенных противоречий между

имеющимися (как правило, весьма ограниченными) натурными материалами для отдельных частных случаев явления и результатами пересчета данных лабораторного эксперимента для этих случаев с модели на натуру (Грушевский, 1961; Знаменский, 1966; Кривошей, 1967; Носков, 1964).

При постановке лабораторного эксперимента необходимо четко выявлять (на модели) влияние всех основных действующих факторов и избегать выхода (при моделировании) за пределы области существования данного явления. Известны примеры, когда эти требования нарушались и на модели воспроизводилось явление, не соответствующее натурному. Таковы были, например, эксперименты В. П. Дубова (при исследовании динамики ленинградских наводнений), в которых вследствие чересчур большого искажения масштабов глубина водоема Финского залива оказалась соизмеримой с его длиной. При этом длинные волны моделировались короткими, что привело к получению на модели устойчивых (в течение ряда периодов) колебаний типа многоузловых сейш, не характерных для природных условий (Грушевский, 1961).

Рассмотрим, наконец, *численный эксперимент*, под которым понимается исследование явлений при помощи массовых многовариантных расчетов — численного решения уравнений, являющихся математической моделью процесса.[1] Как отмечает В. А. Успенский в предисловии к интересной книге «Математика в современном мире» (1967), представляющей перевод тематических статей видных зарубежных ученых: «Замечательно, что хотя математическая модель создается человеческим разумом, она, будучи создана, может стать предметом объективного изучения; познавая ее свойства, мы тем самым познаем и свойства отраженной моделью реальности».

Численный эксперимент известен давно, но только в последние годы он получил широкое применение в научных исследованиях. Это связано как с развитием методов вычислительной математики, так и (главным образом) с появлением новых, гораздо более совершенных вычислительных средств — быстродействующих цифровых электронных вычислительных машин (ЭВМ), а также аналоговых вычислительных машин. Стало целесообразным выполнять численный эксперимент при исследовании таких явлений, для которых ранее это не имело смысла ввиду трудоемкости вычислений.

---

[1] Можно, наверно, под численным экспериментом понимать и постановку пробных расчетов с целью исследования устойчивости данной расчетной модели (см. гл. 4, § 2, п. А) в различных условиях и при разных величинах расчетных шагов по независимым переменным. Такие расчеты выполнялись С. М. Шугриным (1964), В. И. Корнем (1965 и 1967а), В. И. Корнем и Л. С. Кучментом (1967а), а также некоторыми зарубежными учеными. Этот вид численного эксперимента нами не рассматривается.

В связи с этим по-новому встает вопрос о соотношении численного эксперимента с натурным исследованием и лабораторным экспериментом.

При наличии математической модели явления, расчетной схемы, разработанного алгоритма и программы для расчета на ЭВМ численный эксперимент позволяет легко просчитать явление для различных заданных вариантов сочетания численных значений исходных факторов и изменять эти факторы в желаемом диапазоне; он позволяет получить параметры режима в любых точках и в любые моменты времени. Таким образом, при хорошей математической модели явления и расчетной схеме численный эксперимент обладает основными достоинствами лабораторного, уступая ему разве лишь в наглядности и обозримости результатов эксперимента.

Важным преимуществом численного эксперимента по сравнению с лабораторным является возможность производить расчеты непосредственно для масштабов природного процесса — не нужен пересчет результатов эксперимента на натуру. Другим преимуществом является значительно бóльшая легкость воспроизведения и изменения исходных величин, например шероховатости, формы сечения, длины расчетного участка и т. д. Это позволяет получить более широкий набор решений и в большем диапазоне изменения исходных данных, чем при лабораторном эксперименте, что существенно облегчает выделение роли отдельных факторов и их взаимодействия, апробацию и получение эмпирических формул и границ области их применения и т. д. Результаты численного эксперимента могут оказать помощь и при проектировании более рациональной постановки лабораторных и натурных исследований. [1]

Основная трудность постановки численного эксперимента заключается в его ограниченности рамками принятой математической модели явления. Поэтому все недостатки такой модели автоматически переносятся на него. За пределами области применения данной математической модели непригоден и поставленный на ее основе численный эксперимент. (Правда, и в этом случае численный эксперимент может быть использован для определения и последующей оценки отклонений от реальных условий, вносимых данной математической моделью.) Кроме того, важное значение имеет и правильный выбор расчетной схемы, ее устойчивости, гибкости и т. д.

Изложенные выше соображения о лабораторном и численном экспериментах относятся к тому случаю, когда модели-

[1] Вообще следует отметить, что наиболее рациональная постановка детальных натурных исследований (типа работ ГГИ на реках Тверце и Свири, см. гл. 7) требует предварительного ознакомления с изучаемым явлением как по литературным источникам, так и (главным образом) на базе результатов лабораторного и численного экспериментов.

руется явление в конкретном природном объекте (участке реки, водохранилище, прибрежной зоне моря и т. д.). Однако широко применяется и другой вид лабораторного эксперимента — использование гипотетических моделей простейшей формы, не соответствующих конкретному природному объекту, но отражающих в чистом виде выбранные стороны явления. К такого рода моделированию относится, например, исследование плоского потока в гидравлическом лотке или воспроизведение руслового процесса на идеализированной модели излучины, не привязанной к определенному участку какой-либо реки. Аналогично этому возможно и целесообразно применение численного эксперимента для моделирования схемы явления. Указанные выше достоинства и трудности постановки лабораторного и численного экспериментов сохраняют силу в основном и для такого моделирования. Однако в этом случае при лабораторных экспериментах отпадает вопрос о масштабах модели и о пересчете результатов опытов с модели на натуру. При таких экспериментах (как лабораторных, так и численных), естественно, нужно следить за тем, чтобы не выйти за пределы области существования изучаемых природных процессов. При изучении сложных явлений целесообразно сочетать моделирование конкретных объектов и схем явления.

Из изложенного ясно, что каждый вид исследования (натурное, лабораторный и численный эксперименты) имеет свои преимущества и недостатки. Каждый из этих видов исследования позволяет сделать те или иные выводы об отдельных сторонах изучаемого процесса и о влиянии на него различных факторов. Однако все эти выводы имеют ограниченный характер. Для комплексного исследования сложных гидрологических и гидравлических процессов необходимо рационально сочетать использование различных видов эксперимента. Наиболее актуальна в настоящее время задача широкого использования численного эксперимента как вследствие его значительных преимуществ, отмеченных выше, так и ввиду существенного отставания его развития от открывающихся ныне больших возможностей (см., например, сборник «Электронные вычислительные машины в гидрологии», 1965).

Выше шла речь о постановке численного эксперимента на цифровых ЭВМ. Имеются возможности и примеры постановки его также на аналоговых вычислительных машинах (Кучмент, 1962; Левин и Жидиков, 1961, и др.). Правда, в этом случае численный эксперимент ограничивается более простыми математическими моделями явления, описываемыми теми классами дифференциальных уравнений (чаще всего линейными или простейшими нелинейными уравнениями), решения которых реализуются на используемых типах аналоговых машин; в указанных работах не употребляется и термин «численный эксперимент».

Вычисления производятся с низкой точностью, характерной для машин этого типа. По этим причинам использование аналоговых машин для численного эксперимента менее перспективно, чем использование цифровых машин, однако в ряде случаев все же целесообразно ввиду доступности этих машин, их дешевизны и отсутствия необходимости предварительного составления и отладки программ, требуемых при расчете на ЭВМ. В отдельных случаях целесообразно совместное использование цифровых и аналоговых машин (Кучмент и Нечаева, 1965).

Остановимся еще на соотношении исследования методом численного эксперимента с аналитическим исследованием. Конечно, формула позволяет лучше проанализировать явление во всех его связях, чем набор численных решений при различных значениях и сочетаниях исходных данных. Однако для многих практически важных задач речной гидравлики получение аналитического решения достигается лишь ценой принятия упрощающих предположений, существенно ограничивающих общность решения. Это приводит к рассмотрению только малоинтересных частных случаев и к утере возможности проникнуть в сущность явления. Так, например, при исследовании неустановившегося движения воды в открытых руслах аналитическое решение получается при пренебрежении силами сопротивления и уклоном дна, что не представляет интереса для расчетов распространения волн попусков и паводков, хотя и может быть полезным при рассмотрении, например, неустановившегося движения воды в шлюзовых камерах (Балуева, 1956; Прусов, 1954). В таких случаях предпочтительнее получать эмпирические зависимости на базе численного эксперимента.

Г. П. Калинин, Л. С. Кучмент и В. И. Корень (1964) указывают, что «можно выделить два вида гидрологических задач, в которых численные эксперименты играют особенно важную роль:

1) конструирование наиболее точных и достаточно простых физических и математических моделей явления;

2) исследование гидрологических процессов с помощью математических моделей для тех условий, которые редко наблюдаются в природе и поэтому не могут быть исследованы по натурным наблюдениям».

Авторы иллюстрируют эти положения на двух примерах использования численного эксперимента в гидрологии, имея в виду работы Центрального института прогнозов (ныне Гидрометцентр СССР), — по исследованию кривых добегания и определению скорости перемещения гребня длинной волны при неустановившемся движении воды. Указанные положения вполне согласуются с высказанными выше более подробными соображениями об использовании численного эксперимента

применительно к задаче исследования неустановившегося движения.

Следующие главы части III посвящены различным видам комплексных исследований. В главах 7 и 8 рассматриваются натурные материалы и результаты их анализа, главы 9 и 10 посвящены численным, а глава 11 — лабораторным экспериментам. Обобщение результатов комплексных исследований и рекомендации по расчетам излагаются в части IV.

ГЛАВА 7

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОЛН ПОПУСКОВ И ПАВОДКОВ

§ 1. Общие положения

Как ясно из предыдущей главы, использование материалов натурных наблюдений занимает особое место в ряду других составных частей комплексных исследований неустановившегося движения воды в реках. Без таких материалов исследование становится беспредметным ввиду отсутствия возможности убедиться в том, что явление, изучаемое в лаборатории или рассчитываемое на ЭВМ, адекватно изучаемому явлению хотя бы в общих чертах. Иначе говоря, натурные данные позволяют делать первые (приближенные) качественные выводы о явлении, а также апробировать, в смысле отсутствия противоречий с этими данными, более детальные количественные выводы численных и лабораторных экспериментов. Поэтому при постановке и развитии комплексных исследований неустановившегося движения воды в реках желательно разобраться в имеющихся материалах наблюдений и возможностях их использования.

Натурные данные можно использовать для исследований в двух основных направлениях.

1. Непосредственный анализ материалов для выяснения некоторых характеристик неустановившегося движения воды на данном участке реки (снижения Q_{max}, изменения формы гидрографа или его верхней части, времени и скорости добегания характерных точек профиля волны, изменении формы мгновенного профиля, скоростных эпюр и т. д.). Это помогает качественному описанию процесса распространения волн попусков и паводков и влияния на него факторов естественных русел, а также позволяет в принципе вывести эмпирические формулы для расчета изменения указанных характеристик, имеющие региональное или более общее значение.

2. Сопоставление с натурными материалами результатов численного эксперимента. В случае если один из расчетных

параметров определяется с заведомо меньшей точностью, чем остальные, такое сопоставление позволяет ставить задачу более точного подбора этого параметра. В других случаях сопоставление может быть лишь одним из средств подбора расчетных параметров.

Первому аспекту использования натурных материалов посвящена гл. 8, второй аспект излагается в гл. 9.

Выделим восемь разных видов материалов наблюдений, которые могут быть использованы при исследованиях неустановившегося движения воды в реках.

1. Данные обычных срочных наблюдений сети гидрометстанций на незарегулированных реках, помещаемые в гидрологических ежегодниках. Эти материалы относятся к пунктам, расположенным, как правило, довольно далеко друг от друга. Частота наблюдений невелика и составляет обычно одно или несколько измерений в сутки. Особенно мало бывает непосредственных измерений расходов воды. Такие данные могут представить интерес лишь для исследования распространения половодий на больших реках, для которых характерна малая нестационарность явления и большая его протяженность по длине реки. Примером использованных материалов такого вида являются данные о прохождении половодья вдоль р. Иртыша.

2. Материалы срочных наблюдений в нижних бьефах ГЭС. Эти данные несколько более подробны, так как пункты наблюдений расположены ближе друг к другу, чем на незарегулированных реках. Измерения расходов обычно проводятся только в створе ГЭС, иногда еще в одном или двух створах. Ввиду резко нестационарного режима в нижних бьефах частота таких наблюдений обычно недостаточна для описания хода уровня при распространении волн попусков суточного и недельного регулирования (хотя и достаточна для изучения более длинной волны, возникающей при сбросе вод половодья через створ ГЭС).

3. При необходимости более детально описать эти явления, а также подобрать параметры для расчетов распространения волн попусков упрощенными методами (обычно методом Калинина—Милюкова) проводятся специальные наблюдения в нижних бьефах по программе ЦИП (Методические указания, 1964). Эти наблюдения заключаются в учащенном измерении уровней. Кроме того, производятся измерения поперечных сечений реки у водомерных постов.

4. При проектировании ГЭС выполняются изыскания с детальными топографическими съемками, а также учащенными наблюдениями над уровнями при бытовом режиме. Эти материалы имеют целью задание исходной информации для проектных расчетов с помощью строгих методов.

5. В нижних бьефах действующих ГЭС иногда также проводятся изыскания проектными организациями. Целью этих изы-

сканий является получение материалов для расчетов новых режимов работы ГЭС, не рассматривающихся в проектных документах, например, в связи с установкой дополнительного агрегата или с повышением мощности действующих агрегатов.

6. Наиболее ценными с точки зрения исследований неустановившегося движения являются специально поставленные детальные натурные наблюдения. К таким материалам относятся рассматриваемые ниже наблюдения Гидропроекта в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС на Верхней Волге и наблюдения ГГИ в нижних бьефах Новотверецкой ГЭС (р. Тверца), Белогорской ГЭС (р. Оредеж) и Нижнесвирской ГЭС (р. Свирь). Детальные наблюдения характеризуются большим количеством как водомерных постов, так и (что особенно ценно) гидростворов, а также повышенной частотой наблюдений. Густота пунктов наблюдений и частота измерений обычно увеличиваются по мере приближения к ГЭС, т. е. в зоне резко нестационарного режима.

7. Возможна и постановка специальных детальных наблюдений, не связанных непосредственно с неустановившимся режимом, но дающих информацию для исследования этого режима. Такие наблюдения были выполнены для пойменных участков различных рек под руководством Д. Е. Скородумова (гл. 8, § 2, п. Д). Целью этих работ являлось получение и обоснование рекомендаций по экстраполяции до высоких уровней кривых расходов воды в пойменных створах.

8. Все перечисленные виды наблюдений являются инструментальными. Некоторые общие сведения о характере явления, например о границах максимального затопления поймы, последовательности затекания воды на различные части поймы, генеральном направлении скоростей течения на пойме и т. д., можно получить визуально, с помощью объезда или облета рассматриваемого участка реки. Так, объезжая пойму р. Тверцы на судне и используя топографические карты, И. В. Попов дал общее морфологическое описание экспериментального участка и характера затопления поймы (Исследования неустановившегося движения воды на реках Тверце и Оредеже, 1961, гл. 2). Облеты большого участка р. Иртыша позволили дать качественное описание сложного процесса затопления пересеченной поймы (Федосеев, 1968а и 1968б).

Основные сведения об использованных отечественных натурных материалах излагаются в следующих разделах главы. Данные о некоторых иностранных работах можно почерпнуть из библиографии В. М. Евджевича (Yevdjevich, 1964), а также из статей В. В. Ведерникова (1947), М. И. Кривошей (1965) и Н. Н. Федорова (1964).

§ 2. Детальные натурные исследования

Натурные исследования неустановившегося движения воды в естественных руслах, выполненные в СССР до 1959 г., не давали возможности рассмотреть явление в широком диапазоне воздействий различных факторов. Кроме того, большинство исследований ограничивалось в основном изучением уровенного

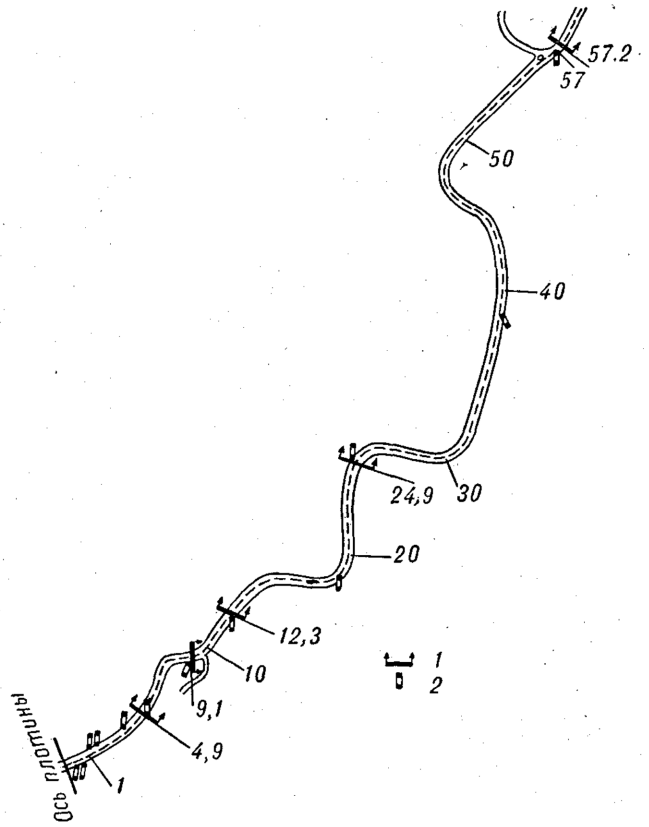


Рис. 7.1. Схема экспериментального участка в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС.
1 — гидростворы; *2* — водомерные посты.

режима. Исключение представляли работы Гидропроекта в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС на Верхней Волге (Гильденблат и др., 1948). Длина экспериментального участка здесь равна 57,2 км. Русло реки в пределах этого участка характеризуется практически отсутствием поймы и боковой приточности (рис. 7.1). Ширина реки на участке составляет 200—300 м. Продольный

профиль имеет значительные переломы (рис. 7.2). Ледовые явления резко меняются по длине участка и зависят как от гидрографа в створе ГЭС, так и от метеорологической обстановки. По особенностям ледового режима бьеф может быть разбит на 5 участков: 1) 0—0,5 км от ГЭС — полынья, 2) 0,5—3 км — забереги, достигающие к концу участка ширины 70 м от каждого берега, 3) 3—5 км — река покрыта льдом толщиной около 20 см, береговые участки льда имеют бóльшую толщину и отделены от средней части ледяного покрова трещинами, идущими параллельно берегам, 4) 5—7 км — сплошной лед толщиной 35—40 см, 5) ниже 7 км — обычный ледовый режим реки, находящейся в естественных условиях, толщина льда около 50—60 см.

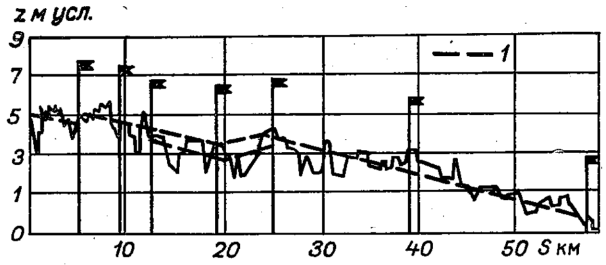


Рис. 7.2. Продольный профиль нижнего бьефа Иваньковской ГЭС.
1 — линия фиктивного дна.

На участке были выполнены три цикла наблюдений: 8—11/VIII 1938 г. и 4—6/IX 1939 г. в условиях открытого русла, 19—21/I 1939 г. в зимних условиях. На пяти гидрометрических створах (не считая створа ГЭС) и 13 водомерных постах непрерывно фиксировались расходы и уровни воды при прохождении волн искусственных попусков. Гидрографы попусков в створе ГЭС имели форму, близкую к прямоугольной, расходы перед началом попусков составляли 4—9 м³/сек., максимальные расходы в августе и в январе — 130—140 м³/сек., в сентябре — около 280 м³/сек. Длительность периодов возрастания и убывания расходов измерялась минутами, а время выдерживания максимальных расходов составляло 1—10 час.

Работы на Верхней Волге имели целью изучить распространение волн попусков в русле простой формы. Дальнейшим развитием этих работ явились натурные исследования распространения волн попусков, выполненные ГГИ в 1959—1961 гг. на практически бесприточных участках рек Тверцы, Оредежи и Свири.

Исследованный в 1959 г. 48-километровый участок р. Тверцы в нижнем бьефе Новотверецкой ГЭС, включающий отводящий

канал правильного трапецеидального сечения длиной 1,5 км, характеризовался значительным разнообразием морфологических условий — от правильного почти прямолинейного русла типа канала до весьма извилистого русла с широкой поймой (рис. 7.3), что позволило изучить влияние форм русла на распространение волн. Относительно небольшие параметры реки (ширина в межень 25—30 м, расход в пределах бровок русла около 40 м³/сек., максимальные расходы немногим больше

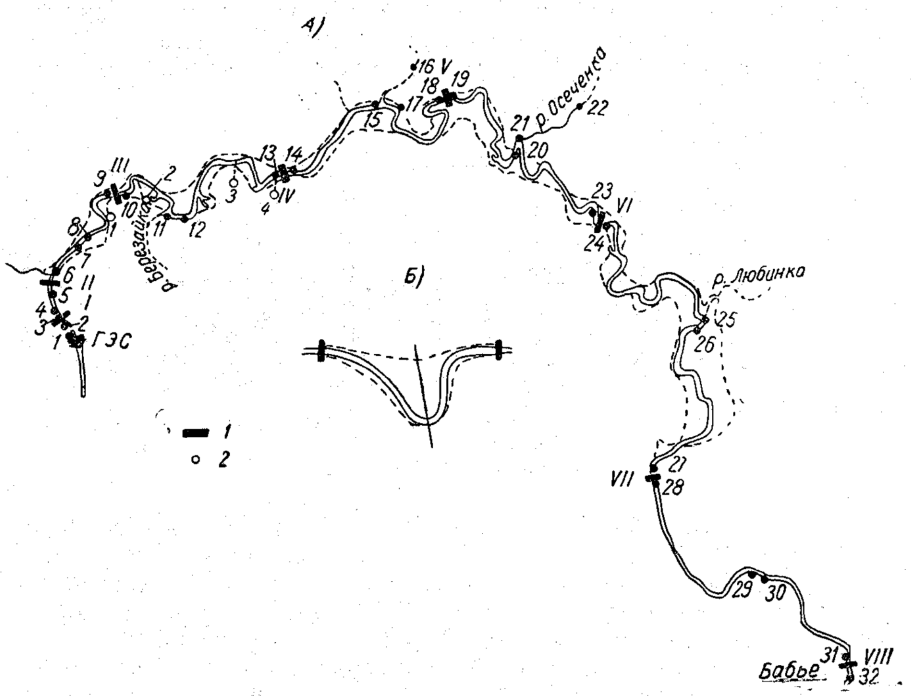


Рис. 7.3. Схема экспериментального участка р. Тверцы (*А*) и схема участка между гидростворами (*Б*) (к гл. 9, § 4).
1 — гидростворы; *2* — водомерные посты.

100 м³/сек.) облегчили постановку детальных натурных исследований, представлявших собой, по существу, эксперимент в полевых условиях.

Наблюдения проводились в течение 13 суток. График попусков в створе ГЭС (рис. 7.4) обеспечивал прохождение волн различных видов. Так, осуществлялись попуски с небольшими максимальными расходами, до 40 м³/сек. (попуски № 1 и 2 для изучения распространения волны в меженном русле), кратко-

временные попуски № 5—7 с расходом до 120—140 м³/сек. с целью изучения прохождения волн в условиях быстрого затопления сухой поймы, длительный (в течение 5 суток) попуск № 8 со ступенчатым нарастанием расхода от 30 до 120 м³/сек. и последующим ступенчатым убыванием его до 40 м³/сек. для имитации естественного паводка и для получения кривых расходов при установившемся режиме, кратковременный попуск № 9 с расходом 120—140 м³/сек., но при предварительно затопленной пойме, наконец, кратковременные ступенчатые попуски № 10 и 11, имитирующие суточное регулирование.

В пределах участка было расположено 8 гидрометрических створов и 32 водомерных поста (из них 2 на притоках р. Тверцы — реках Вехлинке и Осеченке), не считая постов на всех

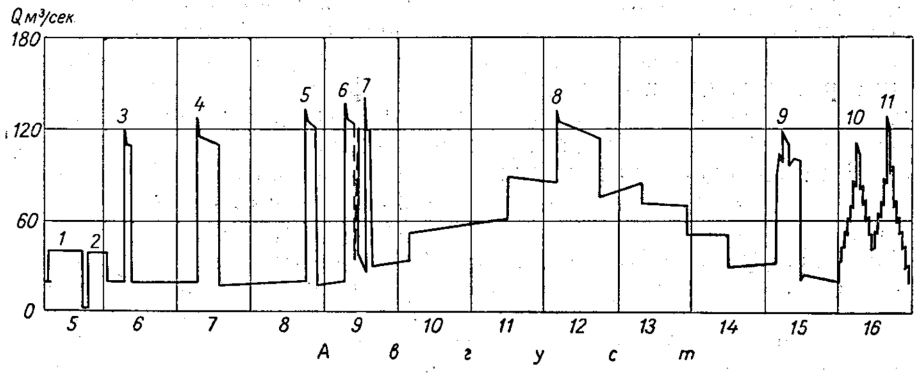


Рис. 7.4. График попусков на р. Тверце.
1—11 — номера попусков.

створах (рис. 7.3). Расход притоков ничтожен и практически может не приниматься во внимание.

Значительная часть экспериментального участка имеет пойму, ширина которой составляет 100—600 м (средняя около 250 м). Выход воды на пойму и спрямление потока при высоких уровнях наиболее выражены на участках 7—8 и 16—32 км от ГЭС. В пределах отводящего канала (до створа II) поймы нет; она почти отсутствует и в нижней части экспериментального участка (37—48 км от ГЭС), где поток течет в слабоизвилистом русле по глубоко врезанной долине. Пойма имеет сглаженный микрорельеф и в основном не выходит за пределы полосы меандрирования, поперечный уклон на пойме направлен в сторону меженного русла. Поэтому при определенных уровнях выше бровки затопленная часть поймы примыкает здесь непосредственно к руслу.

Небольшой участок реки выше впадения в нее отводящего канала был на время экспериментов перегорожен земляной

плотиной, чтобы не осложнять явление распространения волн попусков.

В том же 1959 г. были выполнены аналогичные исследования на участке р. Оредеж протяженностью 21 км между Белогорской и Вырицкой малыми ГЭС, состоящем из бесподпорной части (длиной 11 км) и зоны подпора от Вырицкой ГЭС (10 км). Целью работ являлось изучение распространения волн попусков в условиях реки со значительным падением при наличии подпора, создаваемого в низовой части рассматриваемого участка. За 3 суток наблюдений было осуществлено три попуска с расходами, изменявшимися от 0 до 30 м^3/сек. по гидрографам прямоугольной и ступенчатой форм.

Река Оредеж шириной 14—18 м в межень представляет собой, по существу, лабораторный объект, позволяющий легко выявить влияние подпора в русле простой формы на распространение волн. Так, оказалось, что на бесподпорном участке максимальные расходы почти не уменьшались, а форма попусков не претерпевала существенных изменений. На подпорном участке реки наблюдалась бóльшая трансформация волн.

Для исследования влияния ледяного покрова на распространение волн попусков был выбран 59-километровый участок относительно крупной р. Свирь в нижнем бьефе Нижнесвирской ГЭС. Натурных материалов, освещающих этот вопрос, до постановки экспериментов ГГИ было крайне недостаточно. На выбранном участке р. Свирь имеет правильное корытообразное русло шириной 300—400 м, ограниченное незатопляемыми берегами (пойма практически отсутствует), что позволило изучать явление в чистом виде, без осложнения его влиянием морфологических факторов. Несколько мелких притоков не вносят существенного изменения в режим реки, а при высоких уровнях на р. Свири, находясь в подпоре, играют роль аккумулирующих емкостей. Более значительную роль играет Лахтенский залив, расположенный на 43-м км от ГЭС, в районе гидроствора V. Эксперимент выполнялся в 1961 г. дважды — при наличии и отсутствии ледяного покрова с аналогичными графиками попусков в створе ГЭС.

Распространение волн в период зимних экспериментов осложнялось наличием мощного ледяного зажора на участке между 23-м и 25-м км ниже ГЭС. В непосредственной близости от ГЭС на протяжении 1,4—2,2 км была полынья.

Нижний бьеф Нижнесвирской ГЭС находится в подпоре от Ладожского озера. При летних экспериментах уровень в низовьях реки (у гидроствора VI) после каждой ночной остановки ГЭС достигал подпорных значений. Зимой в результате низкого стояния уровня Ладожского озера почти весь экспериментальный участок находился вне распространения подпора. График попусков в период эксперимента соответствовал обычному

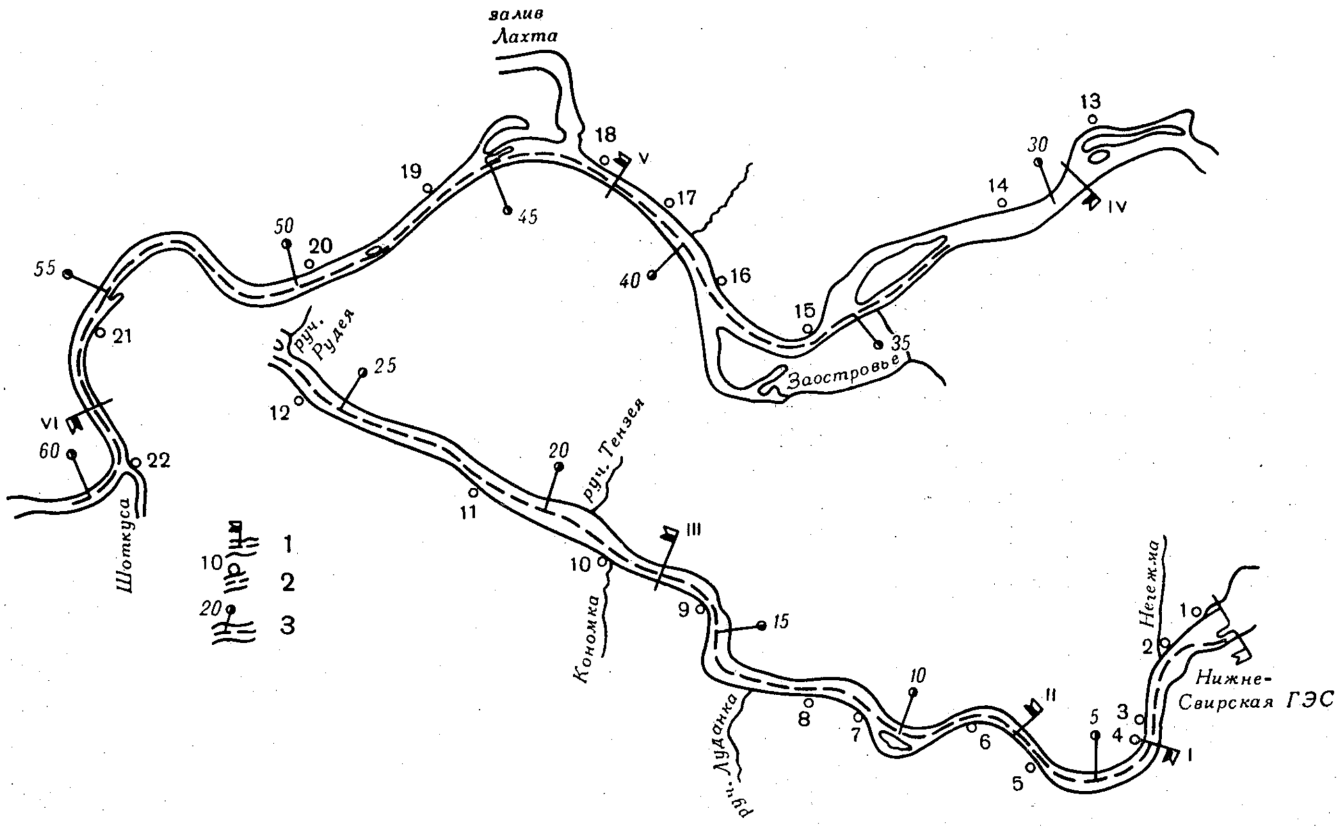


Рис. 7.5. Схема расположения гидростворов (*1*) и водомерных постов (*2*) на р. Свири.
3 — расстояние в км от ГЭС.

графику нагрузок для данной ГЭС в зимний период, но был несколько упорядочен. Он характеризовался наличием двух максимумов (утреннего и вечернего), существенным снижением расходов в середине дня и расходами, близкими к нулю в ночное время. Экспериментальный участок был оборудован 22 водомерными постами и 6 гидростворами зимой, 19 постами и 4 створами летом (рис. 7.5). Точность наблюдений над уровнями составляла ±1 см. Частота измерений уровня в моменты резкого изменения режима равнялась в верховьях участка 5 мин., в низовьях 15 мин. Графики попусков начинаются в обеих сериях экспериментов с «воскресного провала» — полуторасуточного периода остановки работы ГЭС (за исключением небольшого дневного пика). В последующие дни суточные графики попусков повторяли друг друга по конфигурации и несколько различались по величине расхода (рис. 7.6А и 7.6Б). Наряду с гидрометрическими наблюдениями зимой велись также подробные исследования состояния ледяного покрова, его механических свойств и т. д.

Работы на всех объектах заключались в непрерывном измерении расходов воды на гидростворах и уровней на водпостах в течение всего периода прохождения волн. На каждом из трех объектов детальность исследований уменьшалась по мере удаления от ГЭС, т. е. от зоны более резко выраженного неустановившегося движения. Это проявлялось в большей густоте пунктов наблюдений вблизи ГЭС, большей частоте и точности измерений. Ближайшие к ГЭС гидростворы на Тверце и Свири в зимнюю серию экспериментов были автоматизированы; здесь скорости непрерывно измерялись и передавались на хронографы большим количеством вертушек, жестко закрепленных на штангах.

В результате обработки данных были получены совмещенные графики (и синхронные таблицы) хода уровней и расходов в период наблюдений в пределах экспериментальных участков. Методика и организация экспериментов, сведения о специфике объектов и все обработанные материалы наблюдений обобщены в соответствующих изданиях (Исследования неустановившегося движения воды на реках Тверце и Оредеж, 1961; Исследования неустановившегося движения воды на реке Свири в зимних и летних условиях, 1963).

§ 3. Постановка специальных натурных исследований для расчетов распространения волн попусков

При решении задач неустановившегося движения воды в нижних бьефах ГЭС, работающих в режиме суточного регулирования, могут быть специально поставлены натурные исследования для получения материалов, характеризующих гидрологический

режим определенного участка реки, где прослеживается влияние суточного регулирования. Непосредственной целью натурных исследований может являться: получение информации для расчетов и прогнозов уровней воды для этого участка (в частности, задание и уточнение значений расчетных параметров — см. гл. 13), определение минимальных и максимальных уровней в интересующих створах и др., а иногда и определение необходимой точности задания исходных данных, обеспечивающей получение результатов расчетов с требуемой точностью.

Типовая программа специальных наблюдений в нижних бьефах ГЭС (с целью использования материалов для расчетов по методу ЦИП) включена в состав Методических указаний (1964), разработанных б. Центральным институтом прогнозов. Согласно этой программе работы включают обычно две серии наблюдений или больше; в течение каждой серии производится измерение расходов в 1—2 створах и уровней на 8—10 постах. Желательно добиться учащенной регистрации расходов в створе ГЭС в период работ. При невозможности организовать наблюдения по полной программе можно несколько сократить число постов и не организовывать гидростворов. Такие работы уже были произведены в нижних бьефах 10 ГЭС на реках Волге, Днепре, Каме, Днестре, Дону, Оби и Уфе.

§ 4. Использование сетевых натурных исследований и изысканий, проводимых в связи с проектированием гидроузлов

Детальные натурные исследования ввиду их трудоемкости могут быть выполнены лишь для нескольких участков рек. Специальные наблюдения в нижних бьефах обычно ограничиваются в основном измерениями уровня и выполняются тоже для небольшого числа объектов. В практике, однако, требуются расчеты для многих объектов; поэтому приходится использовать и другие материалы — стандартные наблюдения на сети гидрологических станций и материалы изысканий.

Стандартные наблюдения, которые производятся на постах Гидрометслужбы ниже ГЭС и включают измерения уровней, как правило, 2 раза в сутки, можно использовать для получения общих сведений о характере распространения волн попусков в нижних бьефах при суточном и недельном регулировании. Для расчетов распространения волн попусков в зимних условиях необходимы сведения о ледовой обстановке, которые при отсутствии специальных наблюдений можно получить на основании стандартных наблюдений (Наставление, 1957, стр. 21—26 и 293—307).

Сетевые данные могут представлять практический интерес для анализа и расчетов неустановившегося движения воды либо

при очень густой сети наблюдений, что представляет собой исключительный (не типичный) случай, либо при рассмотрении половодья на большой реке (реже — продолжительного паводка или специального длительного попуска), когда большие интервалы времени между сетевыми наблюдениями и значительные расстояния между пунктами наблюдений не являются непреодолимым препятствием для получения данных о процессе.

Примером такого объекта является 700-километровый участок р. Иртыша между с. Семиярским и с. Черлак (рис. 7.7), где пойма имеет сложный характер (и, отметим кстати, представляет значительную ценность для сельского хозяйства как источник кормов, см. гл. 2). Пойма здесь во много раз шире русла (ее ширина доходит до 15—17 км при ширине русла 0,5—0,7 км) и выходит за пределы полосы меандрирования. Рельеф поймы пересеченный, что препятствует стоку воды вдоль ее оси. Взаимное расположение русла и поймы различно на разных участках реки. Общий поперечный уклон поймы, как правило, направлен от русла к внешнему краю долины. В этих условиях процесс выхода воды на пойму очень сложен, и при средних уровнях затопленная часть поймы не примыкает непосредственно к руслу, имеет сложные очертания и содержит незатопленные зоны (см. гл. 8, § 2, п. Г).

Для анализа влияния поймы на распространение волны половодья вдоль р. Иртыша использовались данные наблюдений гидрологической сети за 19 выбранных лет в период с 1937 по 1959 г. на 1100-километровом участке от с. Шульбы до г. Омска. Верхняя часть этого участка — от с. Шульбы до с. Семиярского, а также нижняя часть — от с. Черлак до г. Омска — практически беспойменные. Максимальные расходы половодий у с. Шульбы составляют 2000—7500 м^3/сек. Проводились также облеты реки в периоды создания искусственных попусков в 1965—1967 гг.

Неустановившееся движение воды на р. Иртыше существенно отличается от такового на другом исследовавшемся пойменном участке — на р. Тверце. Эти отличия связаны как с более сложным характером поймы, так и с бóльшими абсолютными и относительными размерами поймы. Кроме того, на р. Иртыше исследовалось распространение волн половодий, а не попусков, как на р. Тверце, т. е. явление значительно большей длительности.

Материалы изысканий при проектировании или эксплуатации ГЭС могут быть использованы для получения морфометрических и гидравлических характеристик русла, необходимых при производстве расчета распространения волн попусков с помощью строгих методов. В частности, такие материалы использовались при расчетах для нижнего бьефа Новосибирской ГЭС (см. гл. 9).

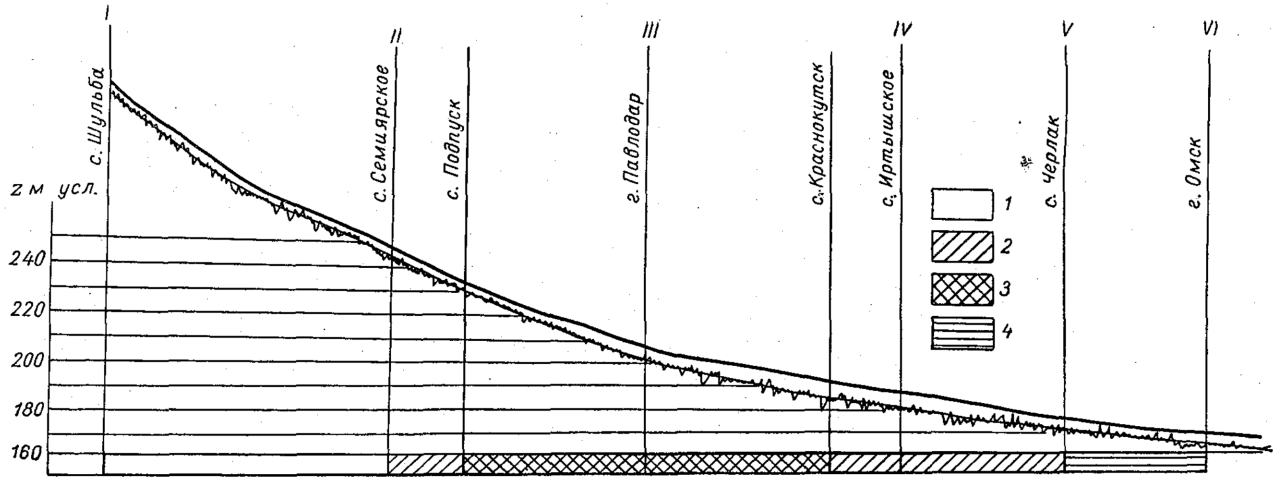


Рис. 7.7. Продольный профиль участка р. Иртыш от с. Шульбы до г. Омска.

1 — бесприточный участок без поймы; *2* — с поймой; *3* — с наиболее развитой поймой; *4* — участок с боковой приточностью без поймы. Римские цифры — номера гидростворов.

Если данные получены при проектировании ГЭС, следует убедиться в том, что они не претерпели существенного изменения после ввода станции в эксплуатацию в связи с русловым процессом, который может быть особо значительным вблизи станции.

ГЛАВА 8

АНАЛИЗ МАТЕРИАЛОВ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Анализ материалов наблюдений в натуре, несмотря на те недостатки полевых данных, о которых говорилось в гл. 6, является первоосновой комплексных исследований. При отсутствии таких материалов «здание», созданное из результатов численных экспериментов и лабораторных исследований, оказалось бы построенным «из песка», так как мы не имели бы уверенности в том, что принятая расчетная модель или схематизация в лаборатории отражают наиболее существенные черты явления. Поэтому неудивительно, что натурные данные нашли широкое использование в излагаемых исследованиях неустановившегося движения воды, выполненных в ГГИ.

Ввиду сложности явлений в природе, неточности и неполноты определения различных параметров и других обстоятельств, затрудняющих анализ натурных материалов, результаты такого анализа следует считать приближенными в количественном отношении, дающими ориентировку в качественном описании явления. Проверку численных и лабораторных экспериментов натурными материалами надо поэтому понимать как приближенную. Иначе говоря, не следует требовать близкого совпадения данных расчетов и опытов в лаборатории с натурными материалами; достаточно убедиться в отсутствии существенного противоречия результатов экспериментов натурным данным.

Имея в виду изложенное, целесообразно использовать материалы наблюдений для анализа наиболее просто определяемых параметров, таких, например, как изменение максимальных расходов или скорости распространения гребня волны по длине рассматриваемого участка реки, оставляя выяснение зависимости этих или других параметров от отдельных определяющих их факторов на долю численного эксперимента.

В работах ГГИ материалы наблюдений над неустановившимся движением воды в реках использовались для рассмотрения следующих вопросов.

1. Данные детальных наблюдений ГГИ на р. Тверце — для исследования изменения по длине реки величины максимальных расходов, формы верхней части гидрографа, скорости добегания

гребня волны и ее отношения к средней скорости течения, изменения во времени продольного профиля волны, а также для исследования изменений скоростных эпюр и пульсаций скорости при неустановившемся движении. Рассматривалось влияние поймы и гидрографа попусков на характеристики неустановившегося движения. Кроме того, проводился численный эксперимент.

2. Данные детальных наблюдений ГГИ на р. Свири — для исследования снижения максимальных расходов, скорости добегания начала возмущения, изменения амплитуды волны по длине, расчета распластываемости волны, а также для исследования скоростных эпюр и пульсаций при неустановившемся движении. Все характеристики определялись как для зимних, так и для летних условий с целью выделения влияния ледяного покрова. Проводился также численный эксперимент для указанных наблюдений ГГИ и для дополнительных наблюдений Ленинградского отделения Гидропроекта, выполнявшихся с целью выяснения возможностей увеличения мощности Нижнесвирской ГЭС.

3. Данные детальных наблюдений Гидропроекта на Верхней Волге — для исследования снижения максимальных расходов и скорости добегания гребня волны как в летних, так и в зимних условиях. Исследовалось влияние гидрографа попуска на эти характеристики. Проводился также численный эксперимент с целью дополнительной апробации применявшегося метода расчета (метод ИГ) и получения расчетной модели объекта.

4. Данные детальных наблюдений ГГИ на р. Оредеж — для постановки численного эксперимента с целью исследования влияния подпора на распространение волн попусков.

5. Данные наблюдений над распространением волны половодья вдоль большого участка р. Иртыша (по материалам гидрологических ежегодников), а также визуальных наблюдений при облете р. Иртыша в период проведения длительных попусков (для затопления поймы) — как для описания процесса затопления поймы сложного строения при неустановившемся движении и определения различных параметров процесса (снижение по длине реки максимальных и других расходов, изменение скорости добегания гребня волны), так и для исследования возможностей применения одномерной модели (уравнения Сен-Венана) к расчетам неустановившегося движения на таком сложном объекте для различных половодий и длительных попусков. Выполнялись также расчеты различных вариантов длительных попусков по заданию Ленгипроводхоза.

6. Данные наблюдений Ленинградского отделения Гидропроекта в нижнем бьефе Новосибирской ГЭС — для расчетов распространения волн попусков в зимних условиях и выяснения влияния различных факторов на результаты расчета.

Материалы наблюдений на реках Тверце, Свири, Оредеже и Верхней Волге использовались, кроме того, вместе с материалами менее детальных наблюдений, выполненных по программе б. Центрального института прогнозов на нижних бьефах некоторых ГЭС (и заключавшихся в основном в учащенных наблюдениях над уровнями воды) для анализа синхронных связей $Q=f(z)$ и $K=f(z)$ (см. § 1, п. А).

Ниже рассматривается анализ материалов натурных исследований на указанных объектах сначала для беспойменного открытого русла, затем для русла с поймой и, наконец, для зимних условий.

§ 1. Беспойменное открытое русло

А. Анализ натурных данных по измеренным расходам воды и гидравлическим сопротивлениям при неустановившемся движении воды в реках[1]

Как указывалось в гл. 5, при расчетах движения воды в реках, в отличие от каналов, предпочтительно определять гидравлические сопротивления обратным путем — по кривым расходов. Если, однако, на рассматриваемом участке реки (например, в нижнем бьефе ГЭС) существует только неустановившееся движение, то нет возможности получить из наблюдений однозначную кривую расходов и можно только построить синхронную связь расходов с уровнями. Эта связь будет неоднозначной при достаточно заметной нестационарности потока (для собственно медленно изменяющегося неустановившегося движения, см. гл. 1). В случае одномодального паводка или одного попуска она будет петлеобразной, в других случаях — более сложной. Для построения однозначной кривой по синхронной связи нужно изучить закономерности, определяющие взаимное расположение той и другой. Для этого целесообразно выяснить зависимости синхронных связей от определяющих их факторов, к которым относятся параметры русла реки, параметры гидрографа попуска в створе возмущения и начальное состояние потока. Такие зависимости могут быть детально рассмотрены с помощью численных экспериментов на гипотетических руслах простейшей формы (см. гл. 10, § 3). Для качественного контроля численных экспериментов могут применяться натурные данные. Если выводы, сделанные по ним, не противоречат результатам численного эксперимента, можно надеяться, что последние верны.

Ниже рассматриваются синхронные связи расходов, а также модулей расходов от уровней $Q=f(z)$ и $K=f(z)$, построенные по

[1] Пункт А составлен автором совместно с А. А. Ивановой.

материалам наблюдений. Связи $K=f(z)$ для неустановившегося движения могут быть ближе к однозначным (давать меньший разброс точек), чем связи $Q=f(z)$, поскольку в первых исключено влияние различия уклона на подъеме и спаде паводка или попуска. Те и другие связи были построены и проанализированы А. А. Ивановой (1968). Рассмотрим эти данные для разных объектов в хронологическом порядке. Для каждого объекта будем определять интенсивность изменения расхода в створе возмущения $J=\frac{\Delta Q}{\Delta t}$, которая выражается в м³/сек. в 1 сек., т. е. в м³/сек.² Неустановившееся движение воды будем характеризовать разбросом точек синхронной зависимости $Q=f(z)$ относительно кривой расходов, а также параметром нестационарности

$$N=\frac{H}{v^2}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}, \qquad (8.1)$$

который выводится Еременко [1966] из анализа уравнений Рейнольдса, преобразуемых для плоской задачи. Под разбросом точек понималось максимальное отношение разности значений расходов воды при одной и той же отметке уровня на подъеме и спаде попуска к значению расхода, снятому при той же отметке с кривой расходов для установившегося режима.

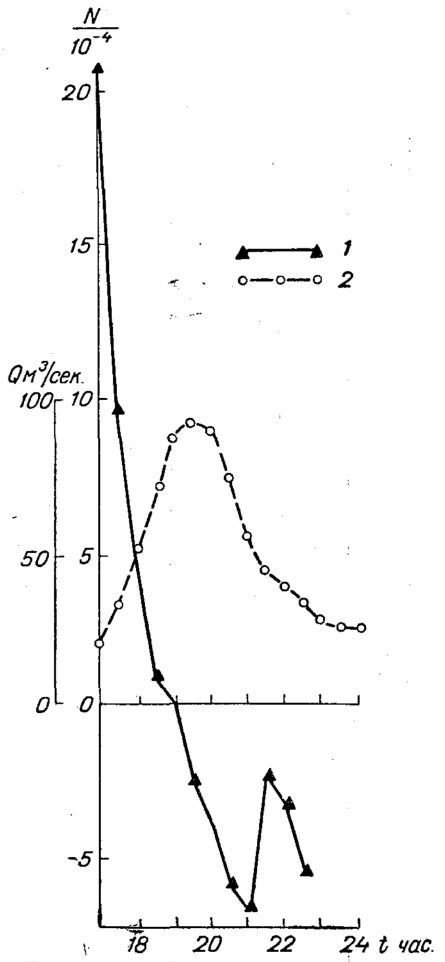


Рис. 8.1. Зависимости параметра нестационарности и расходов воды от времени для гидроствора I в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС.
1 — $N=f(t)$; 2 — $Q=f(t)$.

Параметр нестационарности в каждом створе меняется в течение попуска. Пример его изменения для Верхней Волги дается на рис. 8.1. Вниз по течению реки максимальное значение N обычно уменьшается.

Ниже приводится краткая характеристика материалов наблюдений (табл. 8.1).

Таблица 8.1

Анализ натурных данных

Река	ГЭС	Расстояние от ГЭС, км	№ створа и название	Время года [1]	Морфологические характеристики русла					
					уклон дна	F_{min} м^2	F_{max} м^2	B м	H_{min} м	H_{max} м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Волга	Иваньковская	4,9	I	Лето (серии I, III) Зима (серия II)	0,00008	29	239	200—300	1,36	1,8
Тверца	Новотверецкая	0,43	I	Лето	0,00010—0,00015	32,2	83	от 20—40 до 700	1,5—3	5
Оредеж	Белогорская	1,10	II	Лето	0,001—0,002 и 0,000005	13,60	25,05	20—50	0,88	1,5
Свирь	Нижнесвирская	3,50	I	Лето Зима	0,000016	1000	1400	400	4,70	7,00
Волга	Горьковская	27	Балахна	Лето Зима	0,0006	1560	2430	591	4,11	7,00

»	им. В. И. Ленина	62	Поляна им. Фрунзе	Лето Зима	0,00004	5400 7300	6270 9060	900 1200	6,1 7,0	6,7 8,0
»	им. XXII съезда КПСС	65	Светлый Яр	Лето	—	I цикл 5660 II цикл 4470	5960 4870	1080 1020	5,2 4,4	5,5 4,7
Кама	Камская	27	Нижняя Курья	Зима	$i_{пов}$ 0,0007	1940 1860	2310 2210	560	3,42	4,02
»	»	138	Оханск	Зима Лето	$i_{пов}$ 0,0001	1750 1470	1920 1640	577	3,03	3,33
»	Воткинская	29	Поваренки	Лето	0,0006	2450	3080	700	3,50	4,10
Уфа	Павловская	2,5	Верхняя Кировка	Лето	0,00004	482	832	176—215	2,75	3,83
»	»	10	Красный Ключ	Лето	0,00075	266	459	168—236	1,58	1,94
»	»	46	Красная Горка	Лето	—	356	420	187—201	1,91	2,09
Днестр	Дубоссарская	23	Ваду-Лай-Воды	Лето Зима	$i_{пов}$ 0,00017	190	220	130	1,40	1,90

[1] Под летними понимаются измерения в условиях открытого русла.

Продолжение таблицы 8.1

Река	ГЭС	Характеристики гидрографа в створе			Характеристики неустановившегося режима				Примечание
		Q_{max} м³/сек.	Q_{min} м³/сек.	$\frac{\Delta Q}{\Delta t}$ м³/сек.²	v_{min} м/сек.	v_{max} м/сек.	N_{max}	максимальный % разброса точек петли $Q=f(z)$	
1	2	12	13	14	15	16	17	18	19
Волга	Иваньковская	I—133 II—94 III—220	20	0,006 0,008 0,021	0,20 0,10 0,16	0,40 0,35 0,65	0,0028 0,0021 0,0042	100	Уклоны не измерялись
Тверца	Новотверецкая	120	2,81	0,096	0,09	1,82	0,031	170	
Оредеж	Белогорская	29,6	1,77	I—0,004 II—0,030	0,543	1,31	I—0,00040 II—0,0014	I—16 II—47	
Свирь	Нижне-Свирская	1190 860	20 28	0,20 0,14	0,02 0,05	1,10 0,79	2,58 0,164	200	
Волга	Горьковская	2050	980	0,10	0,60	0,85	0,00022 0,00067	15	Петля $K=f(z)$ обратна петле $Q=f(z)$

»	им. В. И. Ленина	4460 5730	3500 2800	0,02	0,60	0,78	0,000115	14	
»	им. XXII съезда КПСС	4570	3560	0,049	0,75	0,85	0,000085	Хаотический разброс	Уклоны не измерялись
Кама	Камская	937	645	0,01	0,33	0,43	0,000094	Лето 50	
»	»	783	599	0,0019	0,40	0,48	—	—	
»	Воткинская	1940	1150	0,025	0,46	0,63	0,000026	11	
Уфа	Павловская	701	91,2	0,03	0,18	0,88	0,01	50	Петля $K=f(z)$ имеет форму восьмерки
»	»	306	91,9	—	0,33	0,78	0,00091	29	
»	»	212	139	—	0,39	0,55	0,000016	14	
Днестр	Дубоссарская	158	72,5	0,002 0,004	0,40	0,60	0,00008 0,00026	35	

Начнем с нижнего бьефа Иваньковской ГЭС.

Предварительные наблюдения показали, что нестационарный режим при суточном регулировании выражен наиболее резко в пределах первых 30 км ниже плотины. На 60-м км гидравлический режим приближался к установившемуся. Максимальное

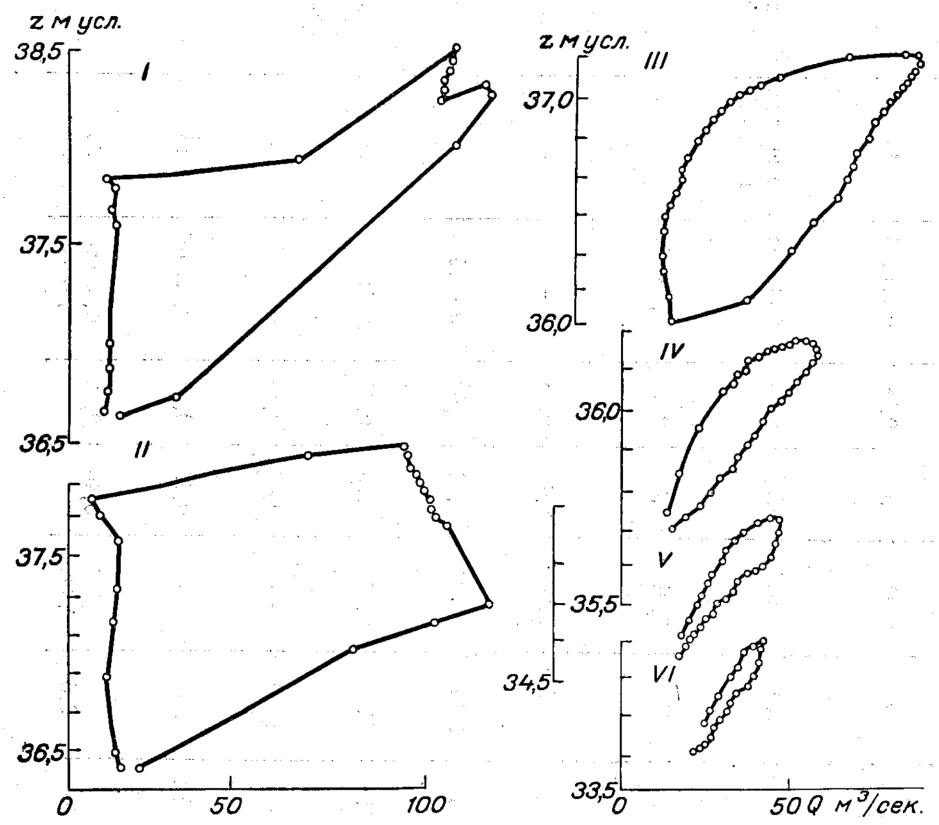


Рис. 8.2. Синхронные связи расходов с уровнями во время попуска 7/VIII 1959 г. на р. Тверце.

Римские цифры — номера гидростворов.

значение J в гидростворе 4,9 км составляет в первой серии измерений 0,02 м³/сек.² Уклоны воды здесь, по-видимому, не измерялись, поэтому синхронные кривые $K(z)$ построить не удалось. Петли имеют округлую форму, разброс точек достигает 100%. Петли почти исчезают к концу участка. В створе 24,9 км от ГЭС разброс точек для наблюдений в августе 1938 г. равен 7%, в сентябре же 1939 г. при больших значениях Q_{max} он достигает 22%. Максимальное значение N за время попуска составляет зимой 0,0021, летом в первой серии 0,0028 и в третьей 0,0040.

В пределах экспериментального участка р. Тверцы кратковременные попуски суточного регулирования сглаживались практически полностью. Длительный ступенчатый попуск, соответствующий недельному регулированию, длительным ливневым паводкам или весеннему половодью, распространяется на значительно большее расстояние. На конце ступеней этого попуска

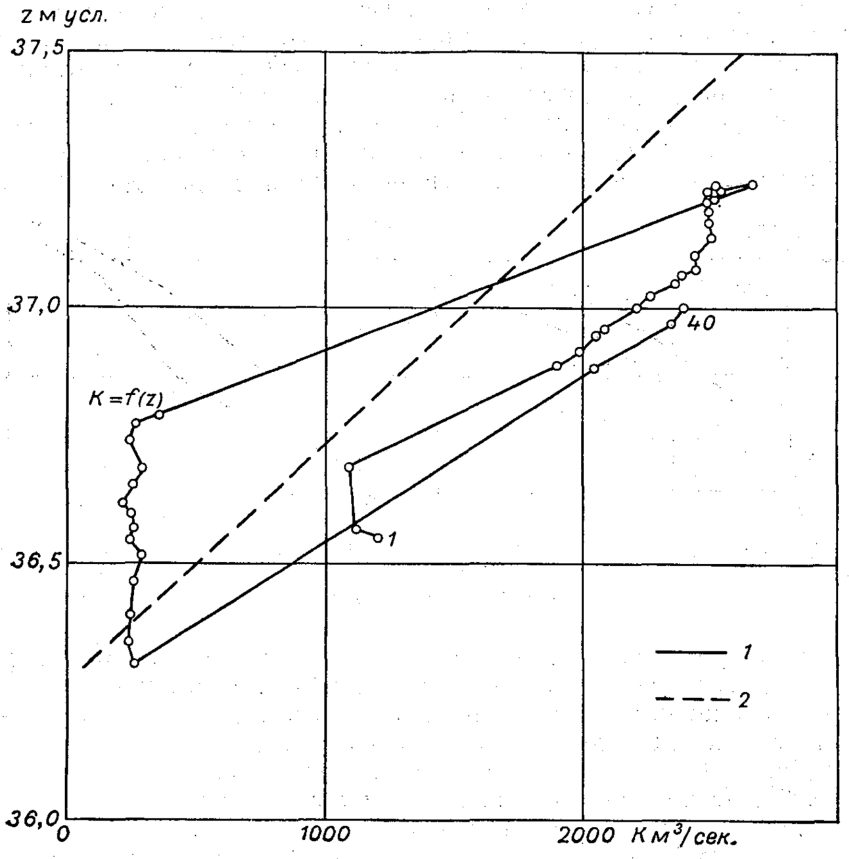


Рис. 8.3. Синхронные связи модулей расходов с уровнями для гидроствора I на р. Тверце при неустановившемся режиме, определенные по формуле Шези (*1*). *2* — однозначная зависимость $K(H)$ для установившегося режима.

движение приближается к установившемуся. Максимальное значение коэффициента нестационарности на гидростворе I за время экспериментов равно 0,031, т. е. в 10 раз больше, чем во время экспериментов на Верхней Волге. Расстояние от ГЭС до первого гидроствора у этих двух объектов различное (на р. Тверце

меньше), размеры объектов также различны (Верхняя Волга имеет ширину русла 200—300 м, р. Тверца 20—50 м).

Значения приращений расходов во время попусков на обоих объектах близки — около 100 м³/сек. Максимальная интенсивность приращения расхода воды в единицу времени (J) в первом гидростворе на р. Тверце составляет 0,23 м³/сек.², а средняя интенсивность за весь подъем 6/VIII — 0,096 м³/сек.²

Петли $Q=f(z)$ (рис. 8.2) на р. Тверце имеют менее округлую и привычную форму, чем для предыдущего объекта. При резких попусках они приобретают особенно изломанные очертания. Процент разброса точек петли значителен (30—170%).

Синхронные зависимости $K=f(z)$ (с соединением точек в хронологическом порядке) при резких попусках петлеобразны. Взаимное расположение ветвей подъема и спада для первых

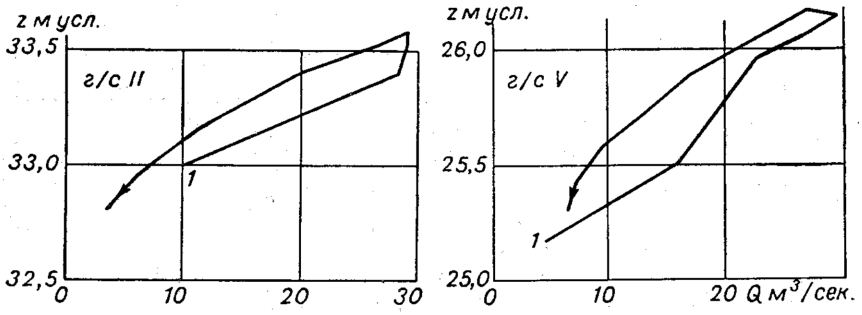


Рис. 8.4. Синхронные связи расходов с уровнями на р. Оредеже для прямоугольного попуска.
1 — начало подъема уровня.

двух створов такое же, как в зависимостях $Q=f(z)$ (рис. 8.3), для третьего и четвертого — обратное. Они становятся близкими к однозначным, когда значение K подсчитывают только для концов ступеней при длительном ступенчатом попуске.

Для р. Оредежи $J=0{,}004$ м³/сек.² для первого попуска и $J=0{,}03$ м³/сек.² для второго. Максимальное значение $N=0{,}0014$ отмечается в начале второго попуска (его значения меняются со временем), при первом попуске оно значительно меньше (0,0004). Петли $Q(z)$ здесь своеобразны. Именно, разброс точек на гидростворе V оказался бóльшим, чем на выше расположенном гидростворе II (рис. 8.4). Такое явление не наблюдается ни на одном другом объекте. Причина здесь, видимо, кроется в уменьшении уклона дна (и соответственно уклона поверхности воды при установившемся режиме) по длине реки в связи с наличием подпора, что сильнее влияет на отношение $\frac{i_д}{i_у}$, чем уменьшение дополнительного уклона, связанного с неустановив-

шимся режимом. В зависимости $K(z)$ петли почти отсутствуют, только для второго попуска имеется некоторый разброс точек.

Рассмотрим теперь материалы наблюдений на р. Свири (рис. 8.5). Петли синхронной зависимости Q от z имеют здесь сложную форму, разброс точек достигает 200%. Еще сложнее зависимость $K(z)$, которая имеет резкие изломы, причем для большинства гидростворов (исключая створ VI, где подпор наиболее существен) ветвь подъема расположена справа от ветви спада.

Четыре объекта, о которых говорилось выше, были освещены измерениями наиболее подробно. Каждый из них при расчетах требует индивидуального подхода, так как имеет свою специфику. В порядке уменьшения русловой емкости эти объекты можно расположить следующим образом: Свирь, Верхняя Волга, Тверца, Оредеж; по величине же среднего уклона дна они располагаются в обратном порядке, если не считать нижнего (подпорного) участка р. Оредежи, имеющего наименьший уклон.

Наибольшим разнообразием гидрографов характеризуются попуски на р. Тверце. Приращения расходов во время попусков, а также их интенсивности наиболее значительны на р. Свири. На р. Тверце интенсивности приращений расходов также значительны. Максимальное значение параметра нестационарности, однако, на р. Тверце почти в 100 раз меньше, чем на р. Свири. Это объясняется тем, что в выражение для определения параметра нестационарности в знаменатель входит квадрат скорости — на Свири вследствие малости уклона дна и благодаря влиянию подпора скорости течения в начале попусков близки к нулю (а приращения скоростей велики).

Зависимости $Q=f(z)$ и $K=f(z)$ для всех объектов характеризуются значительным разбросом точек. Самый большой разброс точек наблюдается в зависимостях, построенных для р. Свири. Наиболее округлую форму имеют петли попусков, построенные для рек Свири и Верхней Волги. Петли, построенные для рек Тверцы и Оредежи, имеют более резкие очертания. Как показали результаты численных экспериментов (Иванова, 1967), петли обычно приобретают более резкие очертания при прохождении попусков на речных участках с меньшей русловой емкостью.

Несмотря на то, что в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС интенсивности приращения расходов воды незначительны (меньше, например, чем на р. Оредеже), параметр нестационарности на Волге больше, чем на р. Оредеже и петли $Q=f(z)$ имеют больший процент разброса точек. Это объясняется тем, что р. Оредеж имеет в верхней части наибольшее значение уклона дна. Как показали результаты численных экспериментов, петли попусков на объектах с большим уклоном дна имеют меньший разброс точек, при этом распластывание волны бывает также

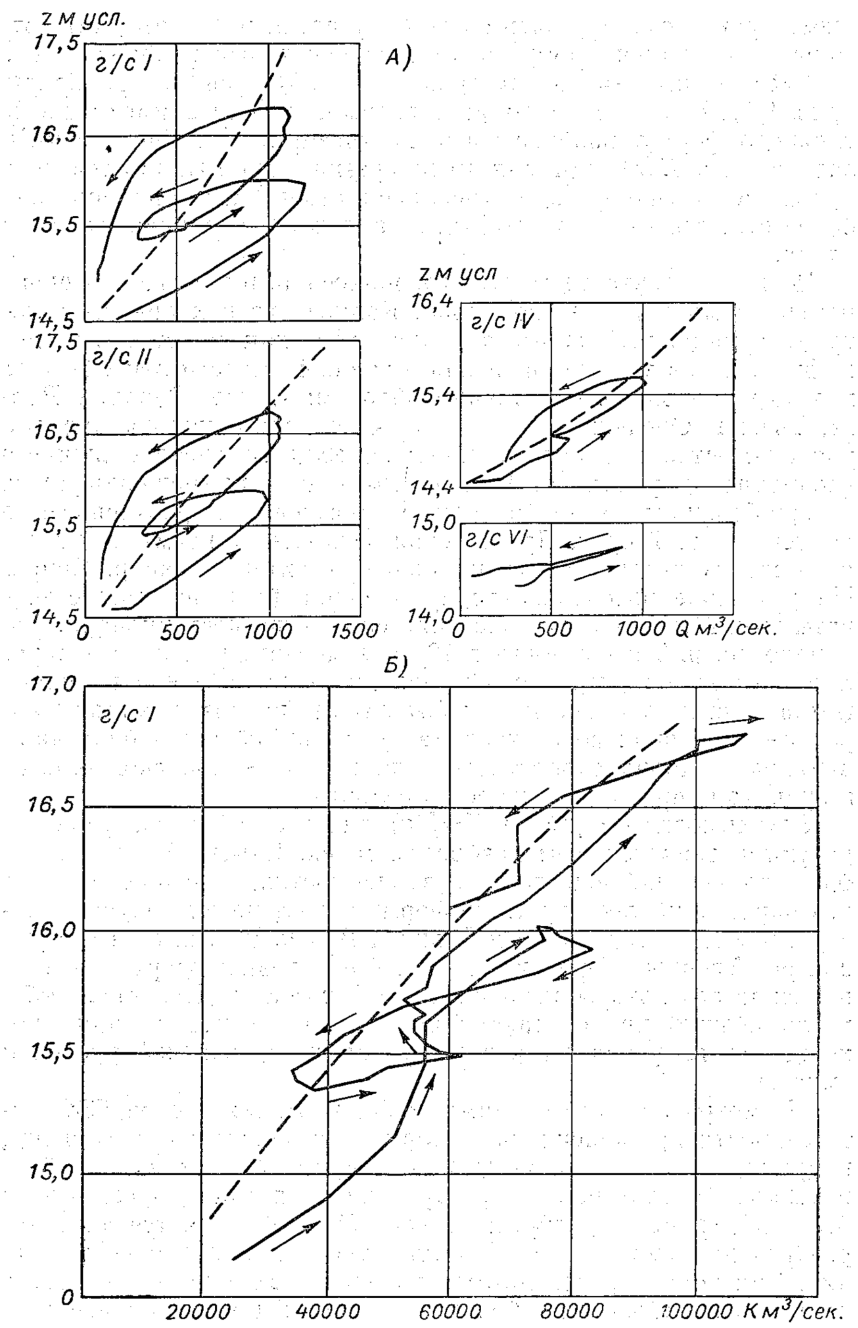


Рис. 8.5. Синхронные связи расходов (*А*) и модулей расходов (*Б*) с уровнями для р. Свири.

менее значительным. Возможно, благодаря этому на р. Оредеже при приближении к участку с меньшим уклоном дна разброс увеличивается, в то время как на реках без резких изменений уклона дна наблюдается сужение расходной петли вниз по течению.

Однозначные кривые расходов $Q=f(z)$ имеются для Верхней Волги. Для р. Тверцы они могут быть построены по концам ступеней во время ступенчатого попуска. Для р. Свири построение кривых расходов $Q=f(z)$ возможно только по трем точкам (Исследования неустановившегося движения воды на р. Свирь, 1963), а потому ненадежно. Петли $K=f(z)$ на всех объектах имеют довольно резкие очертания и большой разброс точек. Направление их в большинстве случаев (кроме створа № VI на р. Свири и створов III и IV на р. Тверце) подобно направлению расходной петли, т. е. ветвь подъема располагается правее ветви спада.

Проведение расчетов неустановившегося движения на р. Свири осложняется отсутствием надежных кривых расходов и модулей расходов для установившегося движения воды. Расчеты для р. Тверцы осложняются ее непризматичностью, а поэтому необходимостью правильной ее схематизации (см. гл. 9, § 4 и 9, п. Б).

Для анализа натурных синхронных связей, кроме материалов детальных наблюдений на участках указанных рек, использовались также данные наблюдений, выполненных по программе ЦИП. Результаты анализа изложены в работе Ивановой (1968); здесь остановимся на них очень кратко. Ввиду малого количества измерений расхода эти материалы в ряде случаев не дают возможности детально обрисовать синхронные связи, которые пришлось в таких случаях строить, соединяя прямыми немногочисленные точки. Для одного из циклов наблюдений (четвертого) в 1961 г. в нижнем бьефе Горьковской ГЭС (гидроствор Балахна в 27 км от ГЭС) синхронная зависимость $Q(z)$ имела небольшой разброс точек — всего около 15%. Зависимость $K(z)$ направлена обратно зависимости $Q(z)$, т. е. ветвь подъема левее ветви спада. Иначе говоря, пропускная способность русла на подъеме попуска оказалась меньше (при тех же уровнях), чем на спаде. Разброс точек составляет около 10%.

Для гидроствора Поляна им. Фрунзе (в 62 км ниже ГЭС им. В. И. Ленина) разброс точек на синхронной кривой $Q(z)$ равен примерно 14%. Точки расположены правее кривой для установившегося режима. Разброс точек зависимости $K(z)$ несколько больше, тенденцию их расположения сформулировать трудно.

Для водомерного поста Светлый Яр, расположенного в 65 км ниже ГЭС им. XXII съезда КПСС, разброс точек зависимости

$Q(z)$ хаотичен, что объясняется наличием широкой (30 км) левобережной поймы. Ввиду отсутствия данных об уклонах синхронная зависимость $K(z)$ не строилась.

Натурные данные для ряда пунктов на реках Уфе, Каме, Днестре, как и приведенные выше материалы, показывают разнообразие форм кривых, особенно для связи $K(z)$. Очевидно, что использование только натурных материалов не позволило бы получить зависимость хода этих синхронных связей от различных определяющих их факторов. Это может быть сделано с помощью численного эксперимента на гипотетических руслах простейшей формы. Такой эксперимент выполнялся для связи $Q(z)$; сведения о нем приводятся в § 4 гл. 10.

Б. Анализ материалов наблюдений на Верхней Волге

При анализе материалов наблюдений в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС рассматривались трансформация волн попусков и скорость добегания гребней волн в пределах экспериментального участка (Грушевский и Эриксон, 1968).

В условиях работ Гидропроекта длительность выдерживания максимального расхода в створе ГЭС была невелика, поэтому (в отличие от экспериментального участка р. Тверцы — см. § 2, п. А) уже в ближайшем к ГЭС створе (4,9 км) максимальный расход меньше такового в створе ГЭС для всех попусков. На рис. 8.6 представлено снижение максимальных расходов по длине для выбранных 10 попусков, параметры которых приводятся в табл. 8.2.

Попуски различаются величиной и длительностью выдерживания максимальных расходов; 12 из них относятся к открытому руслу, 4 — к зимним условиям. В качестве критерия относительной продолжительности попуска рассматривалась величина

$$\alpha = \left(\frac{Q_{max} - Q_0}{T}\right)_{ГЭС} \frac{м^3/сек.}{час}, \qquad (8.2)$$

впервые использованная при анализе материалов наблюдений на р. Тверце (см. § 2, п. А). Здесь Q_0 — расход установившегося движения перед началом попуска, T — продолжительность попуска.

Чем больше α, т. е. чем меньше относительная продолжительность попуска в створе ГЭС, тем интенсивнее происходит распластывание. На фоне различных значений α (от 13 до 167) (табл. 8.2) можно выделить несколько диапазонов (попуски № 2, 4, 7 не рассматривались).

1. $\alpha = 13$ — попуск № 1, для которого продолжительность выдерживания расхода $Q_{max} \approx 140$ м³/сек. составляла более 10 час., т. е. для данного участка это время, почти достаточное для

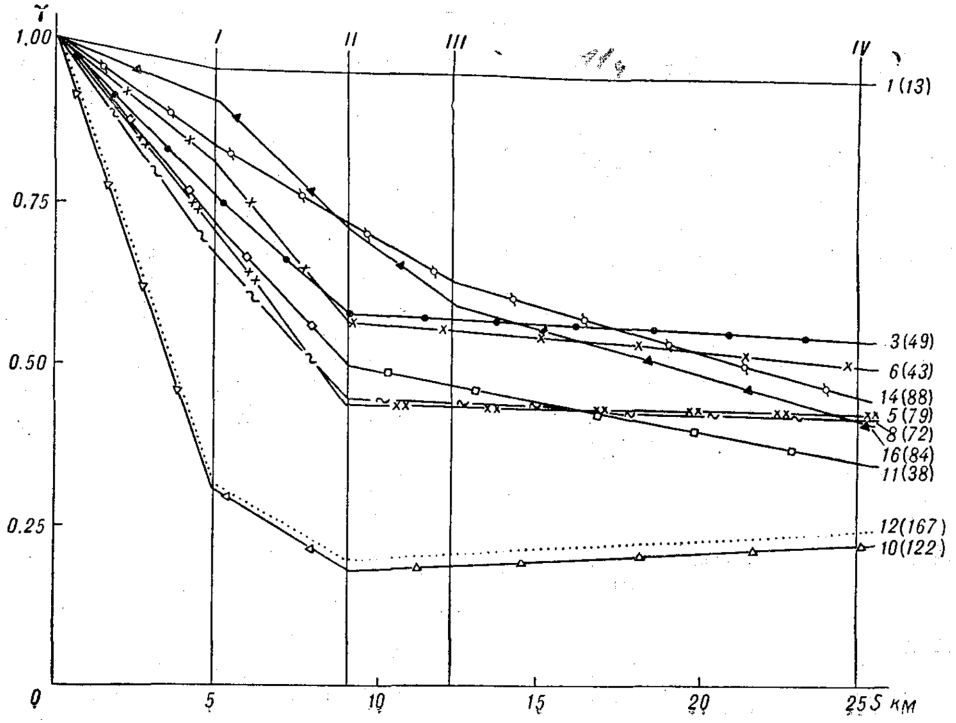


Рис. 8.6. Снижение Q_{max} по длине вдоль нижнего бьефа Иваньковской ГЭС.

Числа у линий — номера попусков, числа в скобках — значения α.

Таблица 8.2

Параметры попусков

№ попуска	Дата	Время выдерживания максимальных расходов: начало, час. мин.	Время выдерживания максимальных расходов: конец, час. мин.	T час.	Q_{max} м³/сек.	Q_0 м³/сек.	α	γ_{IV}
			1938 г.					
1	8/VIII	7 50	18 20	10,50	141	9,0	13	0,95
2	8/VIII	20 57	22 45	1,80	138	9,0	72	
3	9/VIII	8 20	11 01	2,68	139	9,0	49	0,54
4	9/VIII	13 00	15 00	2,00	137	9,0	64	
5	9/VIII	21 03	22 45	1,70	142	9,0	79	0,43
6	10/VIII	8 12	11 12	3,00	137	9,0	43	0,50
7	10/VIII	13 49	15 00	1,19	137	9,0	107	
8	10/VIII	20 55	22 45	1,83	142	9,0	72	0,43
			1939 г.					
9	19/I	16 35	19 53	3,30	133	4,2	39	0,36
10	20/I	7 56	9 00	1,06	131	4,2	122	0,23
11	20/I	16 52	20 10	3,30	129	4,2	38	0,37
12	21/I	8 05	8 50	0,75	129	4,2	167	0,25
13	4/IX	7 58	11 41	3,72	282	7,0	74	0,42
14	4/IX	19 50	22 59	3,15	284	7,0	88	0,46
15	5/IX	7 53	11 30	3,62	278	7,0	75	0,44
16	5/IX	19 52	23 12	3,33	285	7,0	84	0,40

перехода к установившемуся режиму: на протяжении всего участка Q_{max} уменьшается только на 5% $\left(\gamma_{IV} = \frac{Q_{max\ VI}}{Q_{max\ гэс}} = 0{,}95\right)$.

2. $\alpha = 38 \div 49$ — летние попуски № 3 и 6 и зимние № 9 и 11 с расходом $Q_{max} \approx 130 \div 140$ м³/сек. и $T = 2{,}7 \div 3{,}5$ час. В конце участка $\gamma_{IV} = 0{,}50 \div 0{,}54$ для летних попусков и около 0,35 для зимних.

3. $\alpha = 72 \div 88$ — пять летних попусков. У четырех из них $Q_{max} \approx 280$ м³/сек. и $T = 3{,}2 \div 3{,}7$ часа, у пятого $Q_{max} \approx 140$ м³/сек. и $T \approx 1{,}8$ часа. Для этих попусков в конце участка $\gamma_{IV} = 0{,}40 \div 0{,}46$.

4. Два зимних попуска с $\alpha = 122 \div 167$, $Q_{max} \approx 130$ м³/сек. и $T \approx 0{,}75 \div 1{,}0$ час. Для них распластывание максимально, $\gamma_{IV} \approx 0{,}25$.

Изложенное показывает, что для попусков одного сезона выдерживается хорошая связь между значениями α и γ_{IV} (рис. 8.7). Эта связь не зависит от значения максимального расхода.

Рассмотрим теперь характер снижения максимальных расходов (изменения значений γ) вдоль бьефа. На рис. 8.6 видно, что почти для всех попусков снижение γ наиболее интенсивно на участке между ГЭС и гидроствором II. Это, по-видимому, объясняется тем, что начальную стадию распластывания с узкой верхней частью гидрографа волна проходит довольно быстро. Далее, имея уже достаточно полную верхнюю часть гидрографа, волна распластывается по длине русла менее интенсивно. Для попусков № 13—16 с большими значениями Q_{max} распластывание на ближайшем к ГЭС участке несколько менее интенсивно, чем для остальных (если не говорить об очень длительном попуске № 1, практически вообще не распластывающемся).

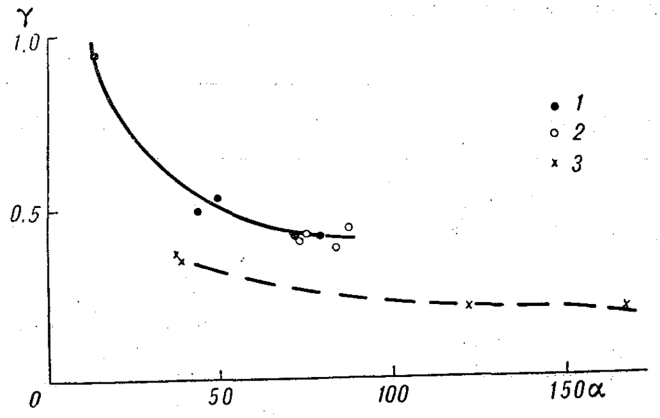


Рис. 8.7. Связь величин α и γ (на конце экспериментального участка) для нижнего бьефа Иваньковской ГЭС.
1 — лето, $Q_{max} \approx 140$ м³/сек.; *2* — лето, $Q_{max} \approx 280$ м³/сек.; *3* — зима, $Q_{max} \approx 130$ м³/сек.

На ниже лежащем участке от створа II до створа IV интенсивность распластывания гораздо больше для попусков с максимальным расходом около 280 м³/сек., чем для таковых с $Q_{max} \approx 130$ м³/сек. Это можно объяснить тем, что при большом Q_{max} (в створе ГЭС) волны распластываются медленнее и к створу II еще не достигают стадии слабого распластывания.

Сравним теперь изменение по длине величины γ у попусков № 3 и 6, имеющих практически одинаковые значения Q_{max} и близкие значения α (соответственно 49 и 43), но отличающихся степенью предварительного затопления поймы, которое было больше (особенно в гидростворе IV) у попуска № 3 (предварительное затопление выражается через величину $H_{ср}$ в данном створе перед прохождением попуска). Попуск № 6, имея несколько меньшее значение α, сначала (до гидроствора II)

трансформируется несколько слабее, но уже на створе II начинает сказываться предварительное затопление поймы и к створу IV величина γ у попуска № 6 меньше, чем у попуска № 3. Аналогично можно объяснить изменения γ по длине у попусков № 13 и 15 (на рис. 8.6 не приводятся).

Таким образом, на трансформацию летних попусков влияют: относительная продолжительность попуска, максимальный расход в створе ГЭС и предварительное затопление.

Сравнение величин γ для зимнего попуска № 9 с таковыми для летнего попуска № 3, имеющего близкие значения Q_{max} и α, показывает, что, как и следовало ожидать, распластывание зимних попусков происходит заметно интенсивнее даже при меньшем значении α (табл. 8.3).

Таблица 8.3

№ попуска	α	γ_I	γ_{II}	γ_{IV}
3	49	0,76	0,58	0,54
9	39	0,71	0,50	0,36

Ниже створа II интенсивность уменьшения γ для попуска № 9 несколько снижается, но все же она значительно больше, чем для попуска № 3. По-видимому, для зимних условий «устойчивая фаза» гидрографа таких попусков наступает значительно дальше от ГЭС (за пределами экспериментального участка) и при меньших значениях γ, чем для летних условий. Попуски же № 10 и 12 с малой продолжительностью выдерживания $Q = Q_{max}$ полностью трансформировались на участке от ГЭС до гидроствора II; некоторое возрастание Q_{max} ниже этого створа связано, видимо, с притоком воды (Русинов, 1967а, стр. 116).

Рассмотрим теперь скорость перемещения гребней волн попусков $c_г$. Точность определения моментов прохождения гребней волн через створы и, следовательно, определения $c_г$ снижалась ввиду слишком больших интервалов времени между измерениями уровней, особенно в гидростворах I и II (соответственно 15 и 30 мин., при третьем цикле наблюдений 10 мин. при времени добегания от створа I к створу II, равном 10—20 мин.), а также вследствие малости изменения уровня в районе гребня волны для створов, расположенных вдали от ГЭС. Для зимних попусков удалось выделить дополнительный створ I′ в 3,4 км от створа ГЭС, для летних попусков его нельзя было использовать ввиду малости интервала времени между моментами наступления максимальных уровней в этом и расположенном ниже на 1,5 км гидростворе I.

На рис. 8.8 показаны значения $c_г$ вдоль русла, определенные как средние из возможных значений (с учетом перечисленных неточностей). На графике приводятся данные не для всех волн попусков, так как некоторые из них (№ 2, 3, 10) не удается проследить дальше створа III вследствие наложения волн друг на друга. На этом рисунке видно, что наибольшие значения $c_г$ (до 7,0 м/сек.) наблюдаются между ГЭС и створом I, на участке между створами I и II происходит резкое уменьшение $c_г$ (до 2,0 м/сек.), ниже створа II значения скорости гребня меняются мало. Наименьшие значения наблюдаются между створом III и водпостом на 19-м км, далее отмечается незначительное возрастание $c_г$.

Значения $c_г$ для зимних попусков несколько меньше на всем протяжении бьефа, чем для летних, и меньше изменяются по длине бьефа. Для попусков № 9 и 11 величины $c_г$ намного больше, чем для остальных двух зимних попусков (№ 10 и 12), что связано с большей продолжительностью первых: $\alpha_9=39$, $\alpha_{11}=38$, в то время как $\alpha_{10}=122$ и $\alpha_{12}=167$ (индекс указывает № попуска). Из летних попусков наибольшие значения $c_г$ были у попусков в сентябре, имеющих большие величины $Q_{max}\approx 280$ м^3/сек., наиболее интенсивно у них и уменьшение $c_г$ по длине бьефа. Попуски в августе с $Q_{max}\approx 140$ м^3/сек. имеют меньшие скорости добегания гребня, существенно различные у разных попусков на первых двух участках (ГЭС — г/с I и г/с I — г/с II). Так, на участке между створами I и II для попусков № 1, 2 и 7 $c_г=1{,}4\div 1{,}75$ м/сек., для остальных попусков этой группы $c_г=0{,}7\div 1{,}1$ м/сек. На остальной части экспериментального участка значения $c_г$ для таких попусков примерно одинаковы.

Уменьшение значений $c_г$ вдоль бьефа объясняется как уменьшением средней глубины от створа к створу (в связи с расширением русла вдоль бьефа), так и снижением высоты волны при ее распластывании. Уменьшение средних глубин вдоль бьефа при определенных расходах (при установившемся режиме) видно из табл. 8.4.

Таблица 8.4

Средние глубины, м

Гидроствор	Расход, м^3/сек.			
	50	100	150	200
I	1,01	1,35	1,65	1,95
II	0,96	1,20	1,37	1,56
III	0,90	1,14	1,29	1,43
IV	0,88	1,12	1,27	1,39

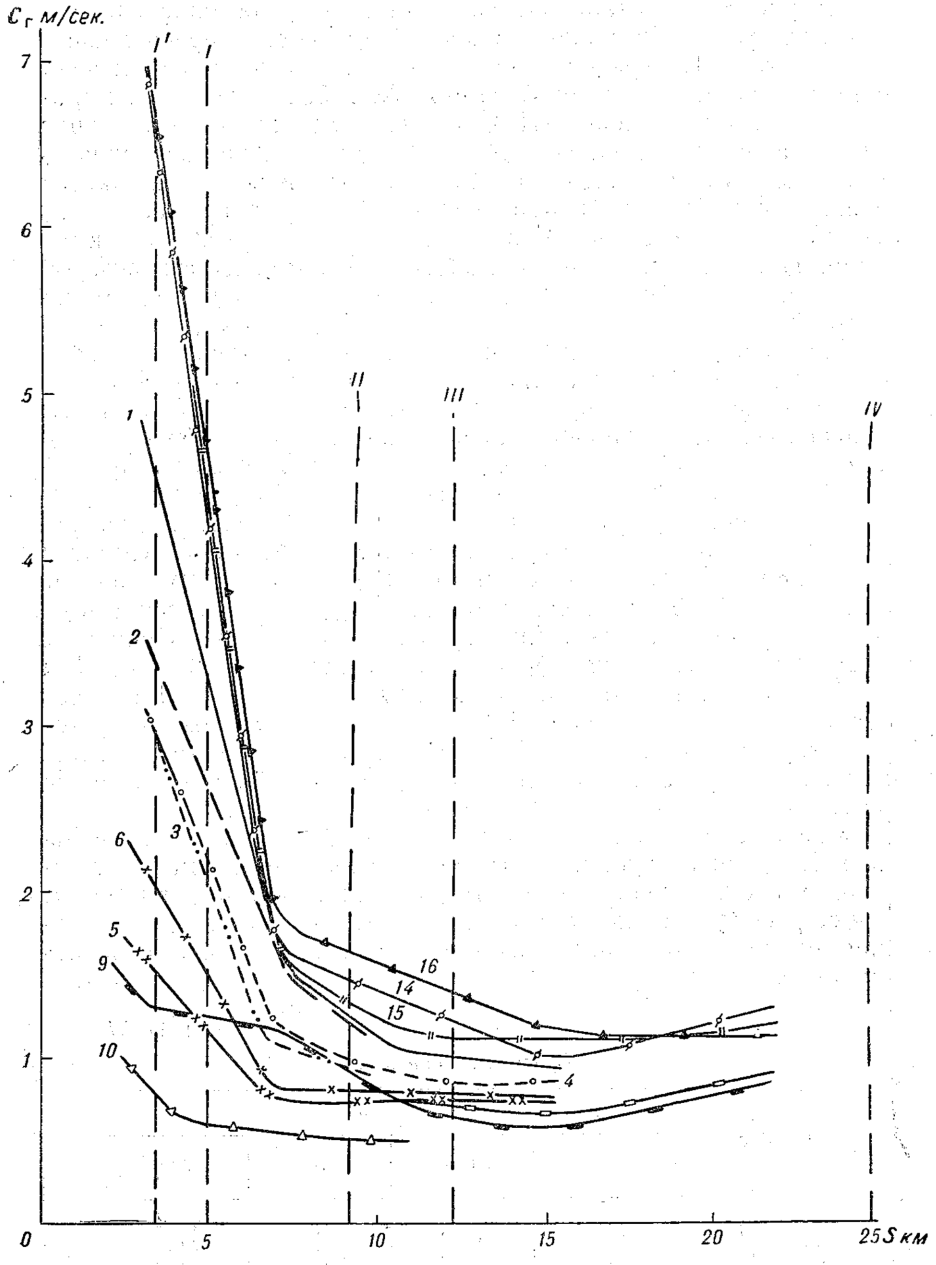


Рис. 8.8. Изменение $c_г$ вдоль нижнего бьефа Иваньковской ГЭС.
Цифры у линий — номера попусков.

Интенсивность уменьшения $H_{ср}$ наибольшая между гидростворами I и II, ниже по бьефу она убывает, а у гидростворов III и IV значения $H_{ср}$ примерно одинаковы. Чем больше $Q_{уст}$, тем резче снижается $H_{ср}$. Таков же общий характер изменения $c_г$ по длине бьефа.

Для анализа влияния разных причин на величину $c_г$ был выбран наиболее удобный для этой цели участок между гидростворами I и II, где моменты прохождения гребней волн попусков выражены четко и еще не происходит наложения волн попусков. Для этого участка был построен график (в данной работе не приводится), на который были нанесены значения $c_г$ и $H_{ср}$ в момент прохождения волны (значение $H_{ср}$ определялось как полусумма $H_{ср}$ при максимальном уровне на граничных створах). На графике видно, что в общем значения $c_г$ больше при больших значениях $H_{ср}$, однако разброс точек велик, что свидетельствует, очевидно, и о влиянии других факторов на величину $c_г$. Так, у попусков № 5 и 7, имеющих практически одинаковые значения $H_{ср}$, величины $c_г$ различаются почти вдвое (0,78 и 1,40 м/сек.).

Анализ рис. 8.8 показывает, что по величине $c_г$ на участке между створами I и II попуски летнего периода можно разбить на три группы.

1. Попуски № 1, 13, 14, 15, 16. Значения $c_г$ велики (1,27—1,75 м/сек.), что, видимо, объясняется большой средней глубиной $H_{ср}$ при прохождении гребня волны (1,52—1,75 м). Эти попуски характеризуются небольшим предварительным затоплением (глубина 0,72—0,83 м), но большими объемами воды ($3{,}2\times10^6$—$4{,}9\times10^6$ м^3).

2. Попуски № 2 и 7. Значения $c_г$ велики (1,40—1,56 м/сек.), несмотря на малые значения глубины при прохождении гребня волны ($H_{ср}=1{,}08\div1{,}33$ м). Это, очевидно, связано с большим предварительным затоплением (0,97—1,08 м) при малых объемах воды ($0{,}55\times10^6$—$0{,}75\times10^6$ м^3).

3. Попуски № 3, 5, 6, 8. Значения $c_г=0{,}70\div0{,}93$ м/сек. Это обусловлено, по-видимому, малыми значениями средней глубины как до попуска (0,66—0,80 м), так и при прохождении гребня волны (1,07—1,17 м). Объемы воды относительно невелики ($0{,}86\times10^6$—$1{,}35\times10^6$ м^3).

Из этих групп выпадает попуск № 4, характеристики которого близки к попускам второй группы, но значение $c_г$ значительно меньше и составляет всего 1,08 м/сек. Возможно, дело в том, что определение $c_г$ осложняется наложением попуска на предыдущий попуск № 3 уже в гидростворе I. Интервал времени между этими попусками в створе ГЭС составляет всего около 2 час.

Таким образом, скорость распространения гребня волны попуска в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС зависит от объема

волны, средней глубины предварительного затопления, высоты гребня волны и (в меньшей степени) от максимального расхода в створе ГЭС. Все эти зависимости являются прямыми, т. е. с ростом каждой из указанных величин c_r увеличивается. Влияние максимального расхода в створе ГЭС сказывается в основном на ближайшем от ГЭС участке русла.

Перечисленные факторы не являются полностью независимыми друг от друга, так как в условиях данного участка русла высота гребня волны связана с глубиной предварительного затопления и объемом волны попуска. Скорость распространения гребня волны у зимних попусков несколько меньше, чем у летних, что, очевидно, объясняется тормозящим влиянием ледяного покрова.

§ 2. Влияние поймы на неустановившееся движение воды

Исследования влияния поймы на неустановившееся движение воды, выполненные в ГГИ с помощью анализа натурных материалов, кратко рассмотрены в докладе на Международном симпозиуме по паводкам (Грушевский, 1967б). Ниже эти вопросы излагаются несколько подробнее.

А. Влияние поймы на распластывание волн попусков и паводков

Рассмотрим результаты детальных исследований ГГИ на р. Тверце (Грушевский, 1964б) и сетевых наблюдений на р. Иртыше (Минаева, 1967) с точки зрения изучения распластывания волн.

Наиболее употребительной характеристикой распластывания является снижение максимальных расходов вдоль бьефа, которое и рассматривалось для волн всех 11 попусков на р. Тверце. Ввиду различия максимальных расходов в створе ГЭС для разных попусков оказалось целесообразным изучать не абсолютное, а относительное уменьшение Q_{max} вдоль бьефа. При этом в качестве масштаба для каждого попуска выбирался максимальный расход не в створе ГЭС, а в створе II. Это связано с тем, что в створе ГЭС на основной попуск накладываются пики малой продолжительности (обусловленные отставанием здесь изменения напора от изменения расхода), которые, имея очень малый объем по сравнению с объемом всего попуска, быстро сглаживаются. Кроме того, процесс распластывания волн попусков в пределах отводящего канала вообще не представляет интереса для исследования явления в естественных руслах.

Для всех попусков строились графики $\gamma = Q_{max}/Q_{maxII} = f(s)$ (см. нижнюю часть рис. 8.9). Изменение величин γ вдоль бьефа различно для разных групп попусков. Наименее резко γ уменьшается для попусков № 1, 2, 8, достигая у гидроствора

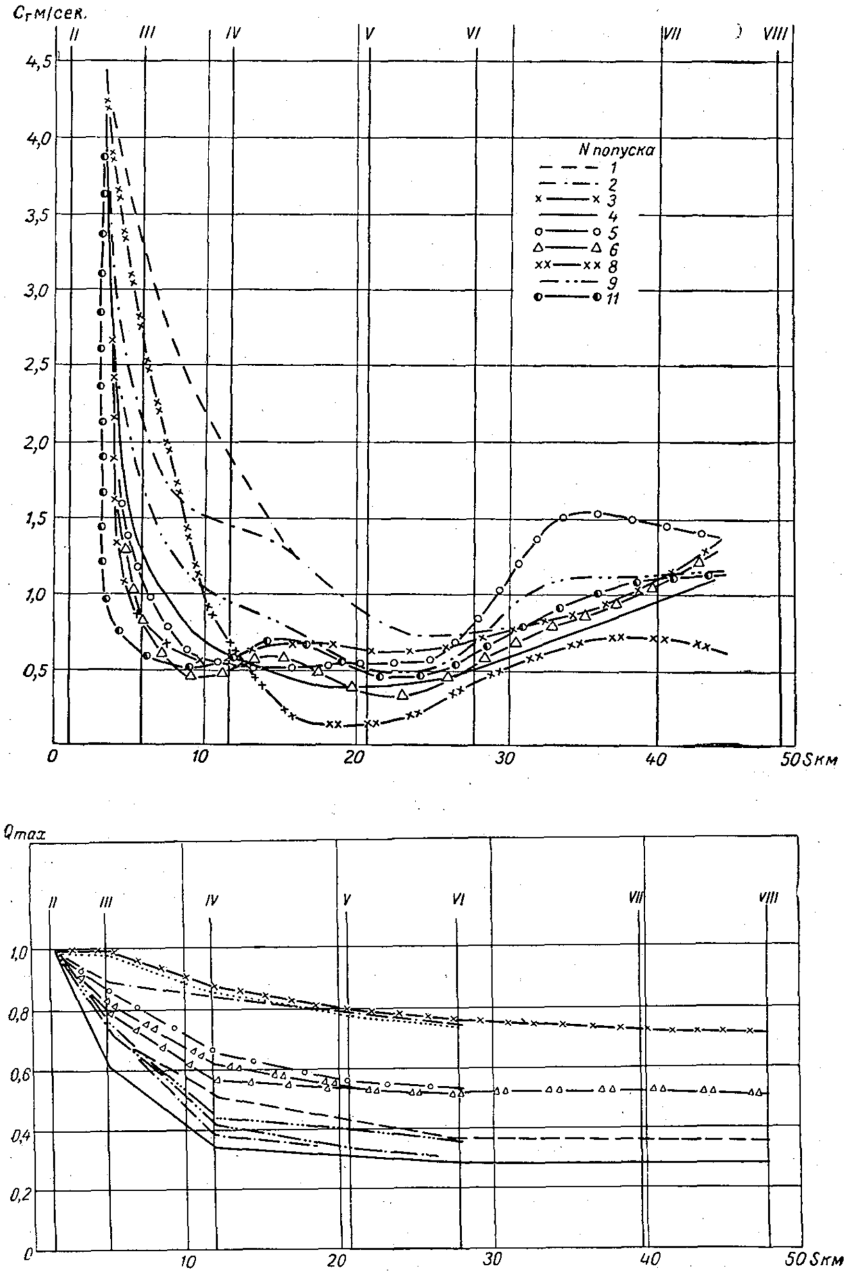


Рис. 8.9. Снижение Q_{max} и изменение $c_г$ вдоль р. Тверцы.

VI (в 28 км от ГЭС) приблизительно 0,75 для попусков № 9 и 11 $\gamma = 0{,}53$, а для остальных пяти попусков Q_{max} снижается еще более резко ($\gamma = 0{,}29 \div 0{,}37$). Анализируя графики попусков, можно отметить, что эти различия зависят от величины α (см. § 1, п. Б), в створе ГЭС, а также от наличия или отсутствия предварительного затопления поймы.

Верхние кривые на графиках имеют наименьшие значения α — от 0,6 до 3,3, крайние кривые из нижних имеют $\alpha = 14$ и $\alpha = 55$ (соответственно для попусков № 4 и 3).

Таким образом, попуски с бóльшими значениями α распластываются интенсивнее, причем величина α играет бóльшую роль, чем значение максимального расхода — верхние кривые относятся к попуску № 1 ($Q_{max} = 40$ м³/сек.) и попуску № 8 ($Q_{max} = 120$ м³/сек.).

Влияние предварительного затопления видно из сопоставления средней и нижней групп кривых. Средние кривые относятся к попускам № 9—11, проходившим после самого длительного многоступенчатого попуска № 8, т. е. при почти затопленной пойме, в отличие от остальных попусков, осуществлявшихся по практически сухой пойме и поэтому наиболее распластавшихся (значения γ наименьшие). Особенно показательно сравнение попусков № 4 и 9, почти одинаковых по форме гидрографа у створа ГЭС, но имеющих резко отличающиеся друг от друга гидрографы, начиная с гидроствора III. В гидростворе VI для попуска № 9 $\gamma = 0{,}53$, для попуска № 4 $\gamma = 0{,}37$.

Значительно меньшая трансформация попуска в условиях затопленной поймы, чем при отсутствии предварительного затопления, вполне объяснима. При осушенной пойме большое количество воды тратится на затопление и возвращается в основное русло с задержкой — на спаде данного попуска или даже еще несколько позднее. Имеются и безвозвратные потери — на заполнение пор почво-грунтов поймы, затопление стариц, озер и т. д. Потерявшаяся таким образом вода частично расходуется на испарение и транспирацию, частично возвращается в основное русло через грунтовое питание, т. е. также практически не участвует в процессе данного неустановившегося движения. В условиях р. Тверцы безвозвратные потери воды играют относительно меньшую роль по сравнению с аккумулирующим действием поймы.

Снижение максимальных расходов не является полной характеристикой изменения формы гидрографа. Так, например, при прямоугольном гидрографе в створе возмущения трансформация волны приводит на некотором расстоянии от этого створа к уменьшению интервала времени, в течение которого расход остается максимальным, а снижение значений Q_{max} начинается только ниже створа, в котором этот интервал времени обращается в нуль.

Какие же можно выбрать дополнительные показатели, дающие количественные характеристики меняющейся формы гидрографа?

Простым по идее параметром является время T_i прохождения попуска через данный створ (индекс i обозначает номер створа). Время T_i при переходе от створа к створу, очевидно, должно монотонно увеличиваться. Однако при наличии нескольких попусков, следующих друг за другом с небольшим интервалом, явление осложняется наложением их друг на

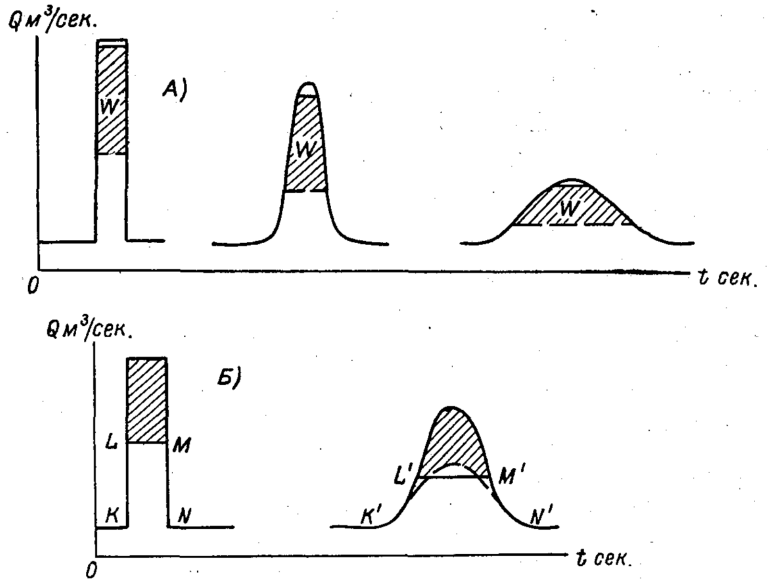


Рис. 8.10. Схема изменения формы частей объема попуска от створа к створу (*А*) и схема изменения формы гидрографа для полного и усеченного попуска (*Б*).

друга, вследствие чего трансформация данного попуска в целом не может рассматриваться ниже того створа, где на него накладывается соседний — предыдущий или последующий попуск. Для рассмотрения трансформации на более длинном участке бьефа приходится изучать не весь попуск, а лишь часть его объема W (рис. 8.10), фиксируя время прохождения T_W этой части объема через различные створы. Такой подход в некоторой степени обедняет рассмотрение явления, так как исследуется изменение формы лишь части гидрографа, поэтому для данного попуска целесообразно рассматривать изменение времени прохождения через створы не для одного, а для нескольких различных объемов. При этом, как видно на рис. 8.10 *А*, для

объема, составляющего незначительную часть попуска, происходит сначала даже некоторое уменьшение времени его прохождения как следствие перехода от прямоугольной к криволинейной форме гидрографа и в связи с этим уменьшение времени стояния максимального расхода (об этом говорилось выше).

Следует отметить, что время прохождения данной части объема попуска через различные створы тесно связано с формой входного гидрографа в целом и является лишь параметром, который характеризует изменение этой формы от створа к створу. Отсечение части объема не означает, таким образом, что попуск без отсеченного объема в створе ГЭС (*KLMN* на рис. 8.10 *Б*) в процессе трансформации волны дал бы в ниже лежащем створе гидрограф *K'L'M'N'*, ограниченный сверху также горизонтальной линией, отсекающей данный объем. На самом деле здесь получился бы гидрограф вида, ограниченного штриховой линией.

Соответствующие построения были сделаны для попусков № 3—5 и 9 на р. Тверце. Для каждого из них строилась серия кривых $T_W(s)$, отвечающих определенной части объема попуска.

Непосредственное построение таких кривых по имевшимся гидрографам оказалось практически невозможным как вследствие их низкой точности, так и потому, что заранее неизвестно, на каком уровне нужно отсечь данный гидрограф, чтобы получить требуемый отсеченный объем. Поэтому для каждого из рассматриваемых попусков по табличным данным строились подробные гидрографы для всех интересующих створов. От каждого гидрографа отсекались части площади горизонтальными линиями, проводившимися через характерные точки ветвей подъема и спада расходов (обычно через точки изменения крутизны ветвей). Для каждого отсечения определялась длина отрезка по оси абсцисс, соответствующего времени T, и измерялась отсеченная площадь, выражающая с учетом масштабов на осях координат объем W (он исчислялся в м^3/сек$\times$час., иначе говоря, в м^3/3600). По полученным точкам для каждого попуска строилась серия кривых $W=f(T_W)$, каждая из которых отвечала прохождению попуска через определенный створ. Затем для рассматриваемых попусков выбиралось несколько характерных объемов и для каждого из них определялось время прохождения этого объема $(T_W)_i$ через i-тый створ с координатой s_i, а затем по полученным для всех створов точкам строилась кривая $T_W(s)$.

Построенные таким образом кривые здесь не приводятся. Для того чтобы можно было сравнить эти кривые для разных попусков между собой, они также были нанесены на один гра-

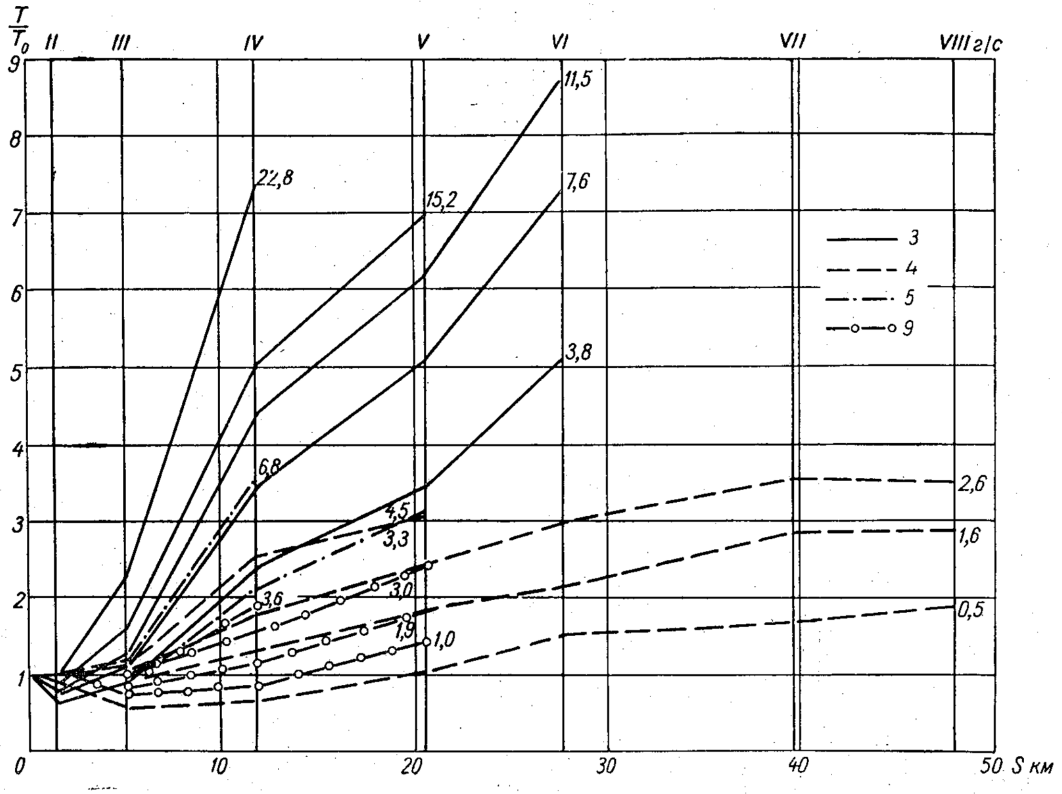


Рис. 8.11. Нарастание вдоль бьефа р. Тверцы времени прохождения данного объема попуска.

3, 4, 5, 9 — номера попусков.

фик (рис. 8.11), на котором в качестве общего параметра принята, по аналогии с величиной α, величина

$$\alpha_W = \frac{Q_{max} - Q_W}{T_W}, \tag{8.3}$$

где Q_W — расход, отсекающий от гидрографа в створе ГЭС объем W. Ясно, что для полного объема гидрографа этот параметр совпадает с введенным ранее параметром α.

Значения α_W, как видно на рис. 8.11, изменялись от 0,5 до 23. Основная тенденция, прослеживаемая по графику, заключается в том, что, чем больше величина α_W, тем более быстрым оказывается нарастание T_W, т. е. тем более интенсивным является распластывание. Это и понятно, так как большему α_W отвечает и более резко выраженное неустановившееся движение.

На рис. 8.11 видно, что все кривые, кроме отвечающих самым малым значениям $\alpha_W < 3$, резко уменьшают интенсивность роста на участке между створами IV и V по сравнению с участком, расположенным выше. Для кривых, имеющих значения $\alpha_W > 3$ и доведенных до створа VI, можно отметить, что на участке между створами V и VI вновь увеличивается, хотя и незначительно, интенсивность возрастания T_W. Такая картина изменения интенсивности распластывания частей объема попусков на различных участках русла, очевидно, должна быть связана с различными аккумулирующими емкостями в разных частях бьефа. Для выяснения этого вопроса было произведено следующее построение по материалам наблюдений (Исследования неустановившегося движения воды на реках Тверце и Оредеж, 1961). Для попусков № 3—5 и 9 были сняты максимальные отметки уровней на всех водомерных постах и гидростворах на участке от створа III до створа VI (4,88—27,76 км от ГЭС). Эти отметки были затем проинтерполированы по длине бьефа для середины каждого из 27 участков, для которых приводятся объемы затопления, соответствующие определенным уровням. Были построены также кривые объемов затопления в функции от отметок уровня для всех 27 участков. По кривым объемов для полученных уровней определялись объемы затопления ΔP на каждом из этих участков при прохождении рассматриваемых попусков. В качестве меры интенсивности воздействия аккумулирующей емкости для каждого участка путем деления объемов на длины участков были получены удельные аккумулирующие объемы $\Delta P/\Delta s$, приходящиеся на погонный километр русла. Эти величины показаны на рис. 8.12. Площадь между двумя ординатами на этом рисунке, ограниченная сверху горизонтальной линией, соответствует аккумулирующему объему на соответствующем участке для данного попуска. Эти построения являются не очень точными как ввиду грубости графической интерполяции объемов между уровнями, так и вследствие неучета попе-

речного уклона и спрямления русла в результате выхода воды на пойму при максимальном наполнении русла во время данного попуска; однако общую ориентировку о характере явления таким путем получить можно.

Кроме главной реки, учитывались и аккумулирующие емкости основных притоков — рек Вехлинки и Осеченки, собственные расходы которых практически отсутствуют. На каждом из

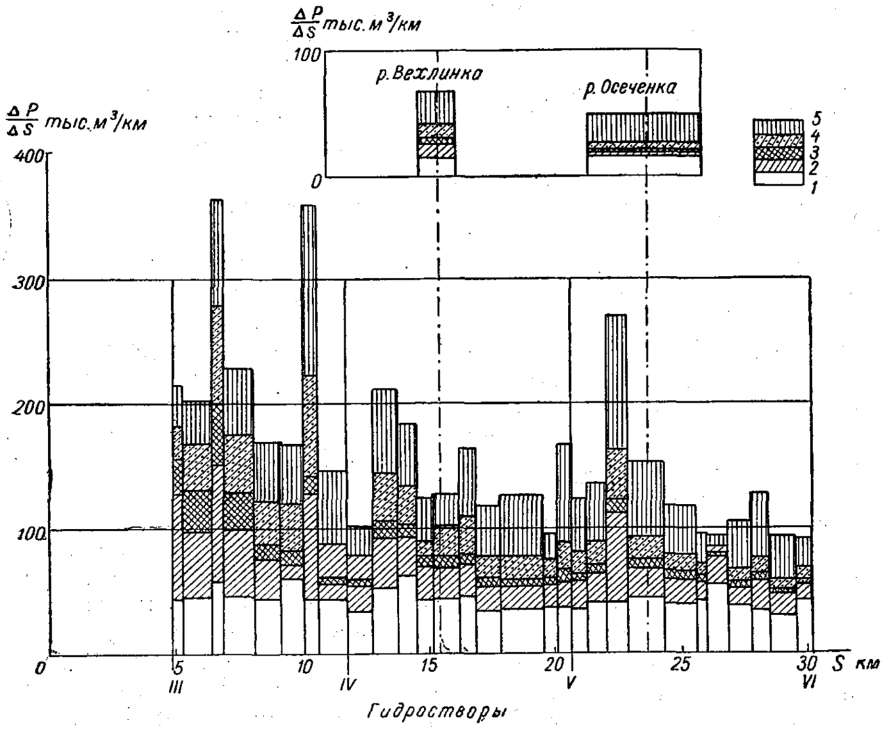


Рис. 8.12. Объемы затопления участков русла и поймы между гидростворами III и VI на р. Тверце.

1 — начальные объемы затопления перед попусками (утром 4/IX 1959 г.); *2* — превышение объемов затопления при 3-м попуске над начальными объемами; *3* — то же при 5-м попуске над объемами при 3-м; *4* — то же при 4-м над 5-м; *5* — то же при 9-м над 4-м.

этих притоков имелось по два уровенных поста — в устье и несколько выше (у р. Вехлинки на 1,4-м км, у р. Осеченки на 4,5-м км). Для этих двух участков также определялись отметки, объемы и величины $\Delta P/\Delta s$ для четырех попусков. Ввиду того что каждый из этих участков относится лишь к одной точке основной реки (соответственно 15,4 и 23,7 км от ГЭС), величины $\Delta P/\Delta s$ построены на рис. 8.12 на отдельной шкале над основным графиком по обе стороны от данного створа (обозначенного пунктирной линией).

Полученные указанным способом аккумулирующие емкости включают полные объемы затопления при прохождении данных попусков. Для исключения из них объемов, затопляемых перед прохождением попусков, изложенным выше способом были определены и нанесены на рис. 8.12 объемы затопления участков перед началом исследований утром 4/VIII 1959 г., т. е. при установившемся движении с расходом 20 м³/сек. Эти начальные объемы на рисунке не заштрихованы.

Далее путем суммирования по соответствующим участкам для каждого из попусков были вычислены объемы затопления по сравнению с начальным объемом и определены удельные объемы аккумуляции $(\Delta P/\Delta s)_{ср}$ для трех больших участков: от III до IV створа, от IV доV и от V до VI. Оказалось, что для всех четырех рассмотренных попусков эти объемы на участке между створами IV и V значительно меньше, чем на участке между створами III и IV (для попусков № 3, 4 и 5 примерно вдвое, для попуска № 9 в несколько меньшей степени), чем и объясняется резкое уменьшение интенсивности роста T_W на этом участке. Однако на участке между створами V и VI происходит еще некоторое, правда, очень незначительное (особенно при учете аккумулирующей емкости устья р. Осеченки) уменьшение $(\Delta P/\Delta s)_{ср}$ по сравнению с выше лежащим участком бьефа. Поэтому вопрос о причинах некоторого роста интенсивности увеличения T_W на этом участке при $\alpha_W > 3$ остается открытым. Возможно, он связан с наступлением определенной стадии развития трансформации волны.

Гидрограф для р. Иртыша у с. Шульба не имеет сверху горизонтальной «ступеньки», и в качестве дополнительной характеристики его верхней части вместо T_w выбирались максимальные значения расхода, выдерживающегося в течение определенного времени — 5 и 10 суток ($Q_{max\,v}$ и $Q_{max\,x}$). Эти расходы снижаются менее интенсивно, чем максимальные, и для любого створа имеет $\gamma_x > \gamma_v > \gamma$. Разность $\gamma_v - \gamma$ (или $\gamma_x - \gamma$) будет, очевидно, тем больше (в данном створе), чем острее гидрограф р. Иртыша у с. Шульба.

Сравним, например, половодья 1956 и 1957 гг., имеющие в этом створе значения Q_{max}, $Q_{max\,v}$ и $Q_{max\,x}$, соответственно равные 4260, 3060, 2740 м³/сек. и 4240, 3730, 3600 м³/сек., т. е. при практически равных максимальных расходах верхняя часть гидрографа половодья 1957 г. у с. Шульба более растянута, чем для 1956 г. Как и следовало ожидать, половодье 1957 г. распластывается менее интенсивно, чем половодье 1956 г.,— значения γ у с. Черлак соответственно равны 0,60 и 0,51.

Для всех половодий значения γ, γ_v и γ_x непрерывно уменьшаются по длине всего бесприточного участка от с. Шульба до с. Черлак. Полученные данные показывают, что для всех

половодий наблюдалось уменьшение величин максимальных расходов Q_{max}, $Q_{max\,v}$, $Q_{max\,x}$ по длине рассматриваемого участка, причем уменьшение Q_{max} более резкое, чем уменьшение $Q_{max\,v}$ и $Q_{max\,x}$. Только в конце рассматриваемого бьефа наблюдается некоторое увеличение расходов за счет боковой приточности у г. Омска. Наиболее интенсивно снижение расходов на участке с развитыми поймами (с. Семиярское — с. Иртышское). Рас-

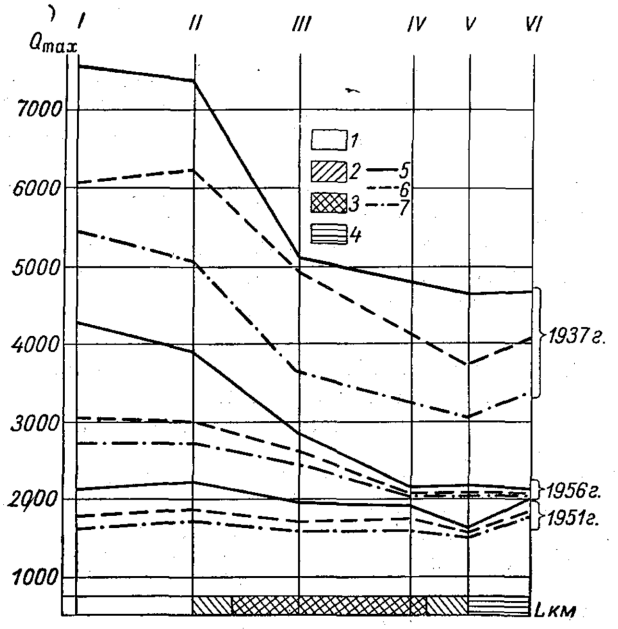


Рис. 8.13. Снижение максимальных (*5*), максимальных пентадных (*6*) и максимальных декадных (*7*) расходов вдоль пойменного участка р. Иртыша в характерные по водности годы.

Остальные усл. обозначения см. рис. 7.7.

пластывание волны половодья на этом участке зависит от его продолжительности и максимального расхода в с. Шульба.

На рис. 8.13 сопоставлены значения Q_{max}, $Q_{max\,v}$ и $Q_{max\,x}$ за характерные по водности годы. Для высоких половодий, обеспечивающих большое затопление поймы, все расходы снижаются резко, для низких — менее интенсивно. Так, например, в 1954 г. Q_{max} для створа в с. Шульба составляет 5000 м³/сек., γ у с. Черлак равно 0,65, в 1948 г. — соответственно 3580 м³/сек. и 0,74.

Рассмотрим теперь влияние продолжительности половодья (табл. 8.5).

Таблица 8.5

Год	Расход у с. Шульба, м³/сек.			γ у с. Черлак	Продолжительность половодья для створа в г. Павлодар, сутки
	Q_{max}	$Q_{max\ V}$	$Q_{max\ X}$		
1948	3580	3100	2600	0,74	129
1953	3140	2270	2080	0,63	110

Более продолжительное половодье 1948 г. (имеющее и более растянутую верхнюю часть гидрографа) распластывается медленнее, чем половодье 1953 г., несмотря на больший максимальный расход.

Таким образом, в данном случае влияние продолжительности оказалось более значительным, чем влияние Q_{max}. Это подтверждается и материалами других лет для большинства рассмотренных случаев (для р. Иртыша характерна бóльшая продолжительность более высоких половодий).

Б. Влияние поймы на скорость распространения гребня паводочной волны и на ее отношение к средней скорости потока

Для ряда практических целей, в частности для прогноза уровенного режима, а также для использования многих упрощенных методов расчета неустановившегося движения воды в реках, необходимо знать скорость распространения паводочных волн.

В гидрологической литературе нет единства в определении понятий скорости распространения волны в целом и различных точек ее профиля. Одна из попыток упорядочения понятий была предпринята автором (Грушевский, 1965). Из упоминаемых четырех понятий (скорости распространения фронта волны $c_ф$, заметного возмущения $c_з$, изменения данного расхода c_Q и гребня волны $c_г$) наиболее легко по данным наблюдений определяется последняя. Рассмотрим изменение величины $c_г$ и ее отношение к средней скорости течения $k = \frac{c_г}{v}$ вдоль исследованного участка р. Тверцы (Н. Н. Федоров, 1964).

Скорость распространения гребней волн попусков определялась по моментам прохождения гребней через гидростворы и водомерные посты. На нижней части рис. 8.9 показано изменение $c_г$ по длине реки для всех 11 попусков. Как видно на этом рисунке, вблизи ГЭС величины $c_г$ велики (до 4,5 м/сек.), на пойменном участке между гидростворами III и VI они значительно меньше, а ниже, где пойма отсутствует, снова несколько воз-

растают. На участке между створами I и III величины $c_г$ близки к скоростям $c_ф$, вычисленным по формуле Лагранжа, хотя и несколько меньше последних. Это свидетельствует о том, что здесь, в зоне резко выраженного неустановившегося движения, относительно велика роль инерционных членов уравнения Сен-Венана. Дальше от ГЭС, где инерционные члены незначительны, величины $c_г$ ближе к величинам, полученным по формуле волнового расхода

$$c = \frac{Q_{max} - Q_0}{h_в B_{ср}},$$

представляющей собой, по существу, приближенное выражение формулы Седдона

$$c = \frac{dQ}{dF}\Big|_{Q=Q_i} \tag{8.4}$$

и дающей значения скорости, в несколько раз меньшие, чем получающиеся по формуле Лагранжа. Здесь $h_в$ — высота волны, $B_{ср}$ — ширина живого сечения на половине высоты волны.

Таким образом, вдали от ГЭС основную роль играют силы трения. Это подтверждается также подсчетами относительной величины различных членов динамического уравнения (3.1), выполненными Федоровым для указанных попусков.

Характер изменения $c_г$ по длине реки различен для разных попусков. Это связано с тем, что затопление поймы и, следовательно, степень снижения $c_г$ под ее влиянием зависят от максимального расхода и продолжительности попуска. Наименее резко убывают при переходе на пойменный участок величины $c_г$ для попусков № 1 и 2, практически совсем не затопляющих пойму, наиболее резко — для длительного попуска № 8, обеспечивающего наибольшее затопление поймы. Попуск № 9, осуществляемый после значительного затопления поймы предыдущим попуском, дал меньшее снижение $c_г$, чем аналогичный ему попуск № 4, волна которого распространялась по практически сухой пойме. Аналогично величине $c_г$ изменяется по длине реки и величина k (она снижается от 3,7—8,0 на участке между створами I и III до 0,3—1,5 между створами III и IV и возрастает на ниже лежащем участке до 1,0—2,5). Значения k для разных попусков также различны: наименьшее (0,3) отмечалось для попуска № 8 на пойменном участке, наибольшее (7,0—8,0) — для попусков № 1 и 2 вблизи ГЭС.

Для изучения влияния количественных характеристик поймы на величину k рассматривалось прохождение четырех выбранных попусков (№ 4, 5, 8 и 9) по пойменному участку между гидростворами III и IV и строились зависимости k как от соотношения максимальных глубин русла и поймы, так и от отношения ширины русла к суммарной ширине русла и поймы.

Зависимость $k = f\left(\frac{H_{\max р}}{H_п}\right)$ дала резкое снижение значений k (от 2,5 до 0,8) при увеличении аргумента (что соответствует уменьшению глубины на пойме) от 4 до 7. При дальнейшем росте $\frac{H_{\max р}}{H_п}$ от 7 до 24 k медленно возрастает до 1,6. На этот же график нанесены точки по данным, полученным Г. В. Железняковым для 13 пойменных участков 6 различных

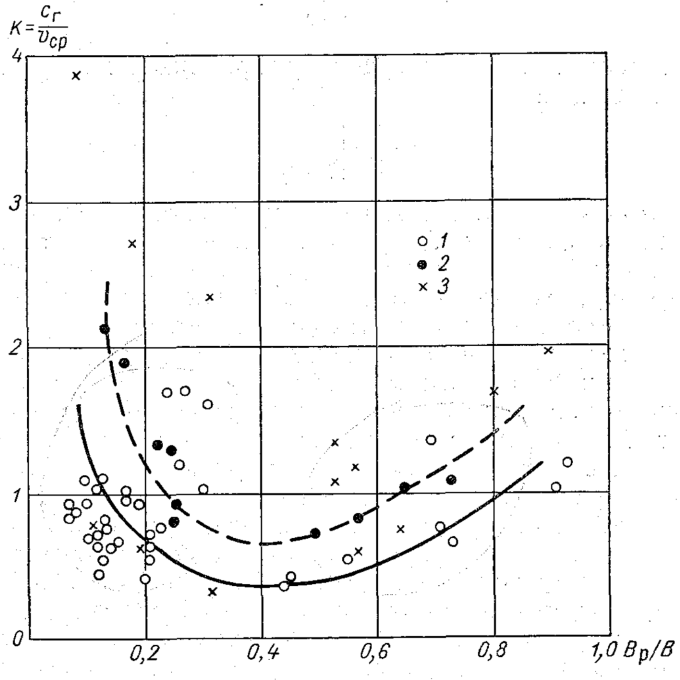


Рис. 8.14. Зависимость k от отношения ширины русла к суммарной ширине русла и поймы.
1 — р. Иртыш; *2* — р. Тверца; *3* — данные Г. В. Железнякова.

рек (Железняков, 1967). Эти точки, естественно, дают большой разброс ввиду различия условий на разных реках, а также вследствие малой точности определения $c_г$ по материалам срочных наблюдений (интервалы времени между которыми велики), но тем не менее подтверждают общий характер зависимости, так как самые низкие значения k сконцентрированы при значениях аргумента 6—9.

Зависимость $k = f\left(\frac{B_р}{B_р + B_п}\right) = f\left(\frac{B_р}{B}\right)$ для р. Тверцы представлена на рис. 8.14 штриховой линией. Рассмотрим ее физи-

ческий смысл. При низких уровнях воды пойма не затопляется: $B_п=0$, $\frac{B_р}{B}=1$ и значение k велико. С повышением уровня (за пределами отметки бровки) затопление поймы возрастает, аргумент уменьшается и величина k убывает, что соответствует усилению тормозящего влияния поймы на волну при возрастании ее ширины от нулевого значения. При $\frac{B_р}{B}=0{,}4\div0{,}5$, т. е. при ширине поймы, составляющей от одной до полутора ширин русла, значение k минимально. Рост k при дальнейшем повышении уровня (увеличении $B_п$ и убывании аргумента) можно объяснить тем, что при дальнейшем возрастании ширины поймы не вся она участвует в пропуске расхода, и поэтому величина v, полученная делением расхода на всю площадь сечения, занижена по сравнению с реальной средней скоростью (которая не должна учитывать наличия слабодействующих частей поймы, удаленных от русла), а величина k соответственно завышена. Точки, построенные по данным Железнякова, также (несмотря на разброс) подтверждают общий характер зависимости, давая малые значения k при значениях аргумента 0,2—0,5.

При распространении волны половодья вдоль р. Иртыша (Минаева, 1967) наибольшие значения $c_г$ (1,1 и 1,7, что соответствует добеганию гребня за 2 и 3 суток; наблюдения производились 1 раз в сутки) отмечаются на беспойменном участке с. Шульба — с. Семиярское (рис. 8.15). На пойменном участке с. Семиярское — с. Черлак значение $c_г$ резко уменьшается, а на последнем участке снова несколько возрастает. Более высокие половодья, сильнее затопляющие пойму, распространяются медленнее; для них на пойменном участке $c_г=0{,}15\div0{,}5$ м/сек., для остальных половодий $c_г=0{,}65\div0{,}8$ м/сек. Из половодий, имеющих разные максимальные расходы, наименьшие значения $c_г$ на пойменном участке отмечаются для средних половодий, лишь немного затопляющих пойму. По-видимому, торможение волны поймой является наибольшим при определенной (достаточно малой) глубине затопления и при определенной ширине поймы, как и для р. Тверцы.

На беспойменном участке с. Шульба — с. Семиярское $k=\frac{c_г}{v}>1$ (1,02—2,22), с увеличением расхода k слабо возрастает. На пойменном участке при средних и больших расходах $k<1$ (наименьшее значение 0,6), при малых расходах (<2800 м³/сек.) $k>1$ (наибольшее 1,7), так как при этих расходах выход воды на пойму мал или вообще отсутствует.

Для пойменного участка Иртыша, как и для р. Тверцы, строилась зависимость $k=f\left(\frac{B_р}{B_р+B_п}\right)$ (сплошная линия

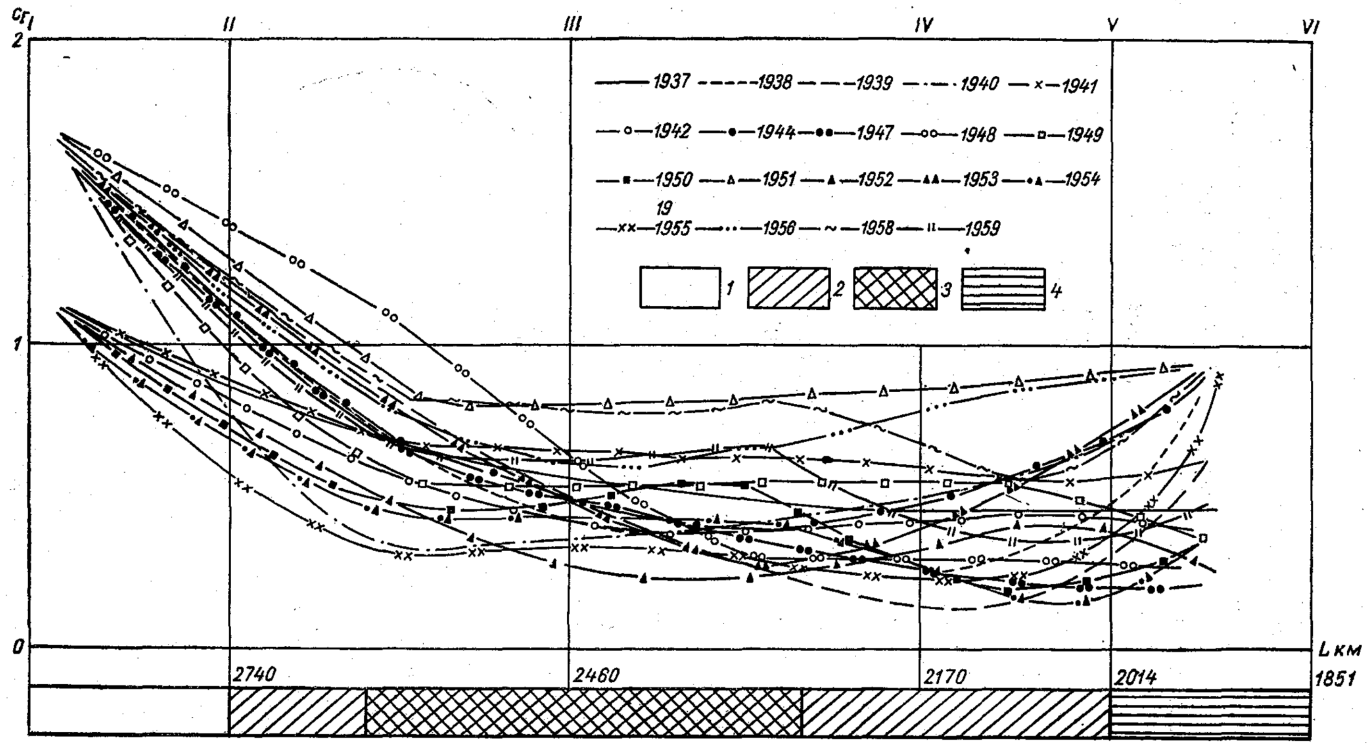


Рис. 8.15. Изменение скорости распространения гребня волны половодья ($c_г$) вдоль р. Иртыша.

Усл. обозначения см. рис. 7.7.

на рис. 8.14). Характер зависимости получился таким же, как для р. Тверцы, но минимальное значение k здесь ниже, что, видимо, объясняется бóльшим торможением волны поймой р. Иртыша вследствие сложности ее строения, чем поймой р. Тверцы.

В. Процесс трансформации волны на р. Тверце

Самостоятельный интерес представляет вопрос об изменении формы волны в процессе ее распространения вдоль реки. Трансформацию волны можно изображать двумя различными способами. При одном из них, наиболее употребительном, строятся графики хода уровней (или гидрографов) в различных створах. Так представлены, в частности, материалы детальных наблюдений на реках Верхней Волге, Тверце, Оредеже, Свири в соответствующих изданиях, упомянутых выше. Так же можно изобразить графически сетевые материалы наблюдений над уровнями и расходами при неустановившемся движении воды. Другой способ изображения заключается в построении мгновенных профилей свободной поверхности воды или кривых распределения расходов по длине реки для различных моментов времени. Этот способ более нагляден для русла, близкого к призматическому, но использование его требует наличия большого количества пунктов наблюдений, что имеется обычно лишь при детальных наблюдениях.

В работе Н. Н. Федорова (1964) построены мгновенные профили для попуска № 4 на р. Тверце (рис. 8.16). Здесь по оси абсцисс отложена длина реки, а по оси ординат — приращение уровня в данном створе (в соответствующий момент времени) по отношению к уровню в этом створе перед прохождением попуска, т. е. при режиме, близком к установившемуся. На этом рисунке видно, что высота волны с 15 час. 00 мин. 7/VIII (от момента ее возникновения) до 10 час. 30 мин. 8/VIII снизилась примерно с 2,0 до 0,48 м. Длина волны за это время увеличилась приблизительно с 20 до 60 тыс. м (последняя цифра определена весьма приближенно, так как место выклинивания волны находилось за пределами экспериментального участка и определить его можно было лишь путем экстраполяции). По отношению к средней глубине потока до попуска высота волны изменялась от 1,1 до 0,37 м. Рисунок 8.16 наглядно иллюстрирует процесс трансформации волны, заключающийся в постепенном уменьшении ее высоты и увеличении длины в обе стороны от вершины. При этом по мере удаления вершины волны от створа ГЭС хвостовая часть ее все более уполаживается, и, начиная с некоторого момента времени, профиль волны становится близким к симметричному. Кривая, огибающая ряд

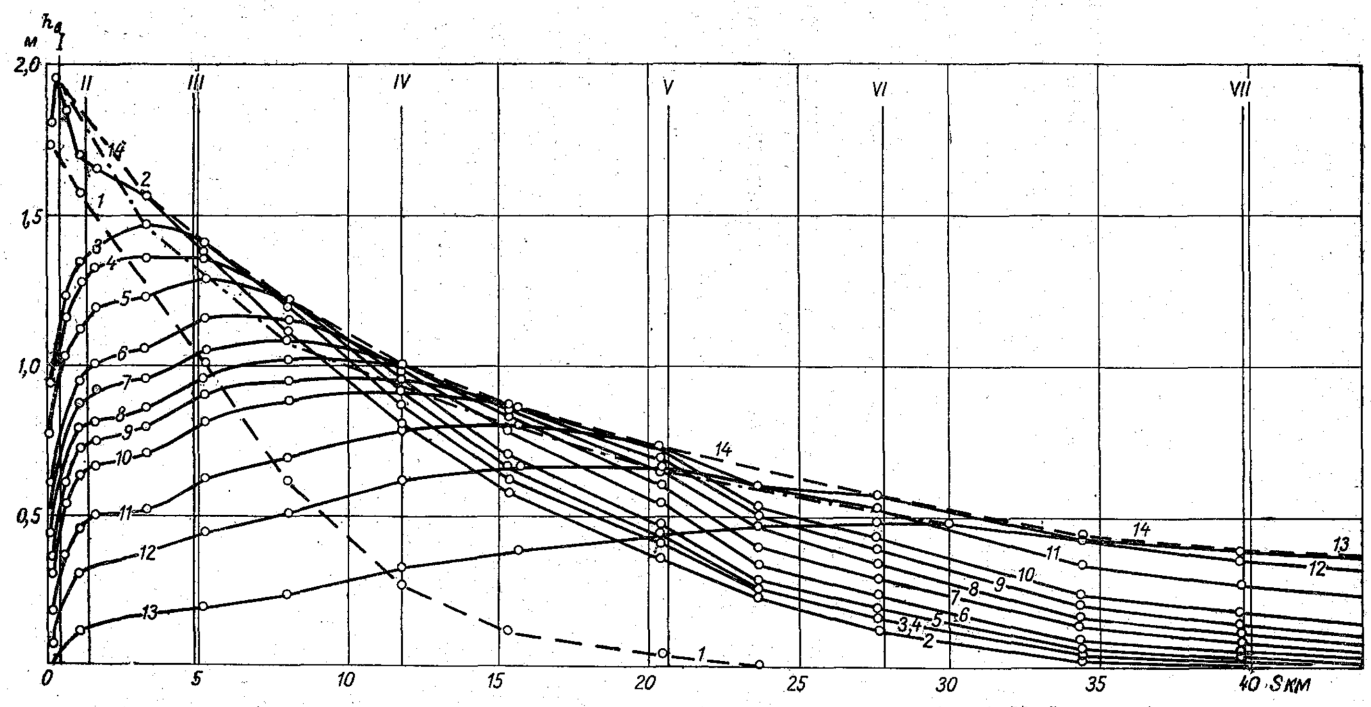


Рис. 8.16. Трансформация волны попуска на р. Тверце во времени (по Н. Н. Федорову).

1—13 — мгновенные профили в различные моменты времени с 10 час. 7/VIII 1959 г. до 10 час. 30 мин. 8/VIII 1959 г., *14* — кривая, соединяющая вершины волн в разные моменты времени.

последовательных профилей волны, представляет собой геометрическое место точек, определяющих положение гребня волны во времени и по длине потока. На этом же рисунке нанесена линия, соединяющая вершины профиля волны в последовательные моменты времени, которая лежит ниже огибающей кривой. Скорость распространения вершины волны несколько меньше скорости перемещения ее гребня. Так, если гребень волны к 10 час. 30 мин. 8/VIII достиг гидроствора VIII (≈48 км от ГЭС), то вершина волны к этому времени находилась на расстоянии 30 км от створа ГЭС. Это явление, находящее свое теоретическое объяснение для потока реальной жидкости (Ведерников, 1948), подтверждено на натурном материале.

Г. Неустановившееся движение воды на участке р. Иртыша со сложной поймой

Характер процесса распространения волн половодий и длительных попусков вдоль р. Иртыша (Федосеев, 1968 а, 1968 б) связан с особенностями строения поймы, изучавшимися при полетах над Иртышом в период затопления поймы, а также по топографическим материалам. Как указывается в статье В. А. Федосеева (1968а), к таким особенностям относятся (рис. 8.17):

а) крупные пойменные массивы, простирающиеся на десятки километров;

б) повышенная прирусловая часть поймы — прирусловой вал, прослеживаемый при полетах в виде узких, затопленных с разрывами участков, примыкающих справа и слева к основному руслу. Местами прирусловой вал расширяется со снижением в этих местах относительных отметок вала (над отметками поймы);

в) протоки, впадающие в русло в наиболее низких частях прируслового вала. Большинство их начинается на пойме, некоторые (более глубокие) вытекают из русла и снова впадают в него, протекая на расстоянии десятков километров вдоль коренного берега;

г) отдельные повышения, пересекающие пойму по всей ее ширине и затапливаемые только при самых высоких горизонтах воды на пойме;

д) многочисленные пониженные участки, не имеющие стока вдоль оси долины, но обычно гидравлически связанные с главным руслом через протоки или пониженные части прируслового вала;

е) чередование участков, на которых русло примыкает к одному из коренных берегов, с участками, в пределах которых русло пересекает пойму по всей ее ширине;

ж) наличие вееров перемещения (остатки прежних положений русла) в виде дугообразно изогнутых грив и ложбин между

ними, создающих сложный рельеф поймы. Веера перемещения различно ориентированы по отношению к главному руслу. Даже при большом (близком к полному) затоплении поймы это приводит к тому, что зеркало воды оказывается испещренным

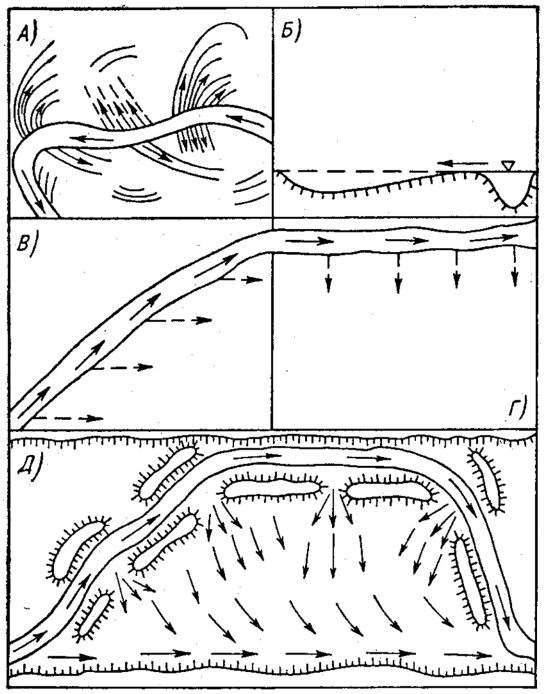


Рис. 8.17. Особенности затекания воды на пойму сложного строения.

А — направления выхода воды на пойму, определяемые системой вееров перемещения русла; *Б* — направление движения воды на пойму, определяемое ее общим поперечным уклоном; *В* и *Г* — характер затекания воды на пойму при различном взаимном расположении осей русла и поймы; *Д* — предполагаемая картина течений на участках, ограниченных руслом, пересекающим пойму по всей ширине и имеющим прирусловой вал (поперечный уклон поймы — от русла к коренному берегу). *А*, *В*, *Г*, *Д* — план; *Б* — поперечный профиль.

отдельными узкими полосами или пятнами незатопленной поверхности, что создает значительное сопротивление движению воды на пойме.

Характерный участок поймы показан схематически на рис. 8.17. Указанные особенности строения поймы определяют в значительной степени распределение скоростей в плане при разных отметках уровня воды. В соответствии с распределением

скоростей Федосеев выделяет три фазы процесса затопления поймы.

Первая фаза характеризуется движением потока только по основному руслу и заканчивается при уровне, соответствующем началу выхода воды на пойму. Направление скоростей определяется осью русла, а длина пути частиц — длиной участка по руслу.

При второй фазе в связи с грядовым строением прируслового вала скорости частиц воды направлены вдоль гряд, которые могут составлять с осью русла угол до 90°. Появлению поперечных составляющих скорости способствует и общий поперечный уклон поймы от русла к коренному берегу. Характерным для этой фазы является застой воды на отдельных участках поймы, обусловленный сложным ее строением. Образованию застойных зон способствует и наличие прируслового вала, препятствующего втеканию воды с поймы на русло. Особенно сильно влияние вала на участках, где он вместе с руслом пересекает пойму по всей ее ширине (рис. 8.17 и 8.19).

За начало третьей фазы можно принять момент затопления прируслового вала по большей части его длины, когда наличие вала (при полетах) прослеживается только благодаря растительности и отдельным повышенным частям его. При этом на ранее застойных зонах развивается транзитное движение воды, которое прослеживается на значительном протяжении и связано с составляющими скорости, направленными вдоль оси долины. На участках, где русло примыкает к одному из коренных берегов долины, прирусловой вал ограничивает взаимодействие руслового и пойменного потоков, скорости которых могут поэтому существенно различаться между собой. На участках же, где русло пересекает пойму по всей ее ширине, скорости потоков выравниваются благодаря сильному взаимодействию между ними. Под поверхностным транзитным потоком в пониженных участках поймы могут находиться объемы воды с практически нулевыми скоростями. Образование транзитного потока связано не только с местными особенностями строения поймы, но и с влиянием соседних участков.

Большое влияние на характер половодий и попусков на р. Иртыше оказывает инфильтрация воды в поры почво-грунтов поймы, что связано с большой площадью поймы (более 300 000 га) при глубине залегания грунтовых вод около 2 м. Аналогичное этому береговому регулированию влияние оказывает также затопление некоторых понижений рельефа, имеющих сток в основное русло. В начале половодья существенно и влияние весенних заторов льда, которые наблюдаются на р. Иртыше почти ежегодно и могут обусловить выход воды на верхние пойменные массивы раньше, чем на нижние. Затопление поймы на р. Иртыше осложняется также наличием в г. Павлодаре

железнодорожного и шоссейного мостов, которые продолжаются многокилометровыми дамбами на пойме. При высоких уровнях воды дамбы создают значительный подпор, образуя временные «водохранилища» выше г. Павлодара и ослабляя затопление поймы ниже г. Павлодара.

Наблюдения с самолета за характером затопления поймы р. Иртыша во время следующего длительного попуска из Бухтарминского водохранилища (1967 г.), а также продолжение анализа соответствующих натурных материалов и результатов наблюдений за попусками предыдущих лет позволили В. А. Федосееву (1968б) несколько дополнить представления о явлении и сформулировать основные особенности морфометрии русла с поймой следующим образом:

а) резко выраженная непризматичность главного русла;

б) изменение взаимного положения динамических осей главного русла и поймы;

в) превышение отметок бровки пойменного берега главного русла над отметками отдельных частей соответствующего профиля поймы в некотором диапазоне уровней;

г) общий поперечный и продольный уклон поймы;

д) наличие повышенной прирусловой части.

Рассматриваются различные случаи, когда имеется превышение отметок и указывается, что при этом главное русло изолируется от поймы в диапазоне между отметкой бровки пойменного берега и наинизшей отметкой поймы в данном створе. В дополнение к высказанным ранее приводятся следующие соображения о влиянии некоторых из перечисленных особенностей морфометрии на процесс затопления поймы.

Роль повышенной прирусловой части сводится к препятствованию растекания воды из главного русла на пойму либо к ослаблению взаимодействия руслового и пойменного потоков и массообмена между ними (при наличии «разрывов» повышенной прирусловой части), либо к полной изоляции потоков и отсутствию массообмена (если таких «разрывов» нет).

Если имеется непрерывный береговой вал, вместе с руслом пересекающий пойму от одного коренного берега до другого, то такой береговой вал играет роль естественной дамбы, перегораживающей пойму. В роли дамбы могут выступать и отдельные повышения, пересекающие пойму. Застой воды в определенном диапазоне уровней, связанный с естественной дамбой, сохраняется и при наличии в ней некоторых разрывов, хотя и ослабляется.

Указанные особенности затопления поймы следует учитывать при создании расчетной модели пойменного участка р. Иртыша и выполнении численных экспериментов (см. гл. 9, § 5, п. Б).

Д. Результаты исследований гидравлики поймы, выполненных в гидрометрических целях

Как уже указывалось в гл. 7, в ГГИ под руководством Д. Е. Скородумова выполнялись натурные исследования гидравлики пойменных участков рек для разработки рекомендаций об экстраполяции кривых расходов до наивысших уровней. Результаты исследований изложены весьма подробно в работе Скородумова (1965). Измерениями в основном освещался поток в главном русле при уровнях, превышающих отметки бровок. Работы выполнялись для ряда пойменных участков, имеющих различный гидравлический режим и удобных по организационным и техническим причинам.

Исходя из неправомерности рассмотрения потока как единого целого (ввиду существенности эффекта взаимодействия между руслом и поймой) Скородумов на основе проведенных исследований принял схему расчленения потока на отсеки с учетом взаимодействия между ними. Он схематизировал течение в пойменном русле как совокупность следующих элементов:

а) притока воды из поймы в главное русло;

б) оттока воды из главного русла на пойму;

в) пересечения осей руслового и пойменного потоков.

В первом из этих случаев (примером его может быть участок р. Дона у х. Хованского, см. рис. 8.18 *А*) тормозящий эффект, рассмотренный выше для схемы прямолинейных и параллельных осей руслового и пойменного потоков, усиливается благодаря вторжению в поток главного русла больших масс замедленных вод пойменного потока.

При оттоке воды на пойму (см., например, участок р. Пьяны, рис. 8.18 *Б*) также возникает дополнительный тормозящий эффект, связанный, видимо, с возникновением при переливе воды через бровку поперечных течений весьма сложного характера, охватывающих главное русло на значительном протяжении сечения от бровки или даже все живое сечение.

В случае пересечения осей потоков (примером может служить район створа ГМС на р. Луге, см. рис. 8.18 *В*) эффект взаимодействия достигает наибольшего развития по сравнению с другими случаями и будет тем бóльше, чем больше угол пересечения потоков (рис. 8.19). Пересечение осей руслового и пойменного потоков не соответствует пересечению их струй: явление сводится к совокупности притока в главное русло у одного берега и оттока из него у другого (ниже по течению).

Исследования показали сложность и разнообразие протекания потоков в русле с поймой даже при установившемся режиме. Однако с точки зрения поставленной задачи Скородумов выделяет общую, наиболее существенную, по его мнению, черту процесса — перераспределение расхода по длине потока между

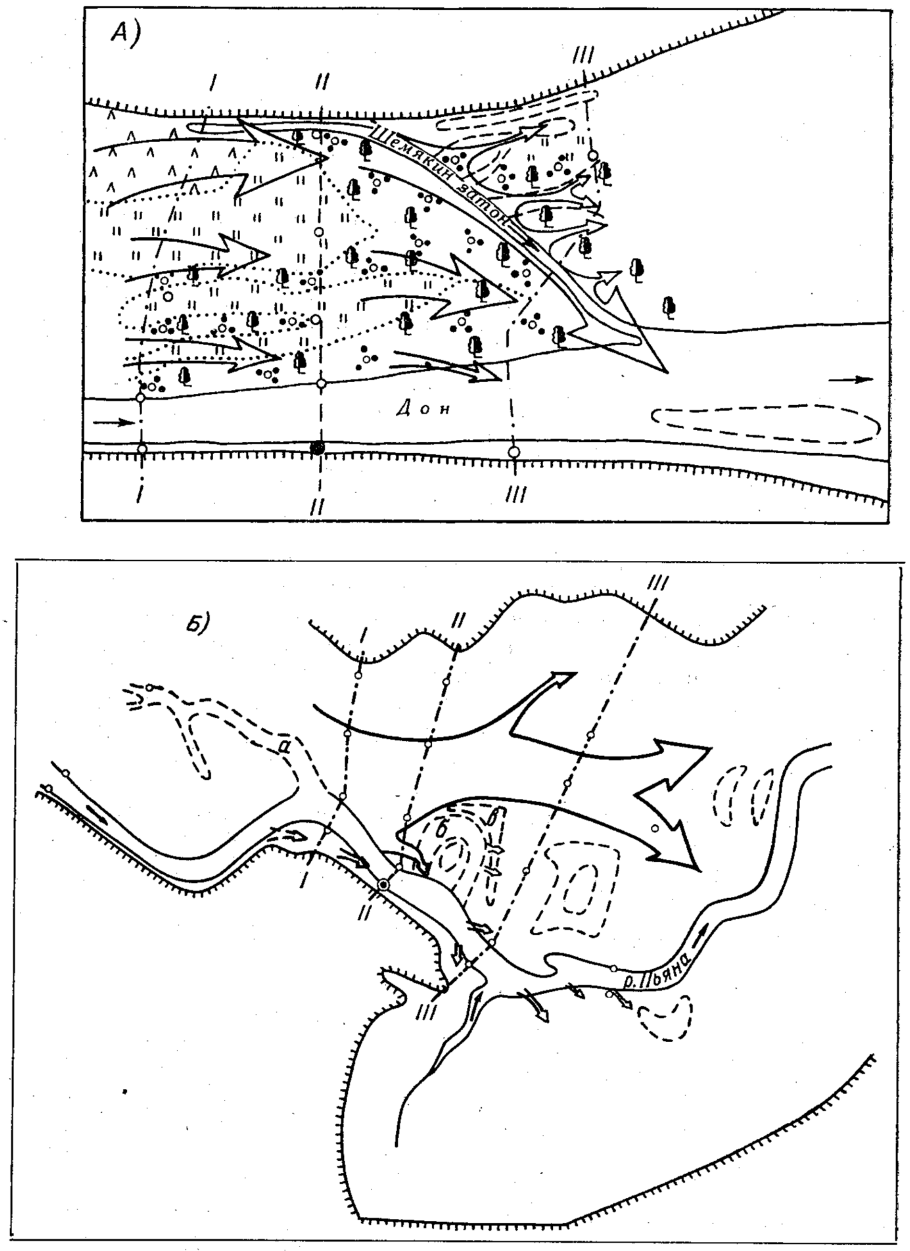


Рис. 8.18. Схематические планы участков натурных иссле

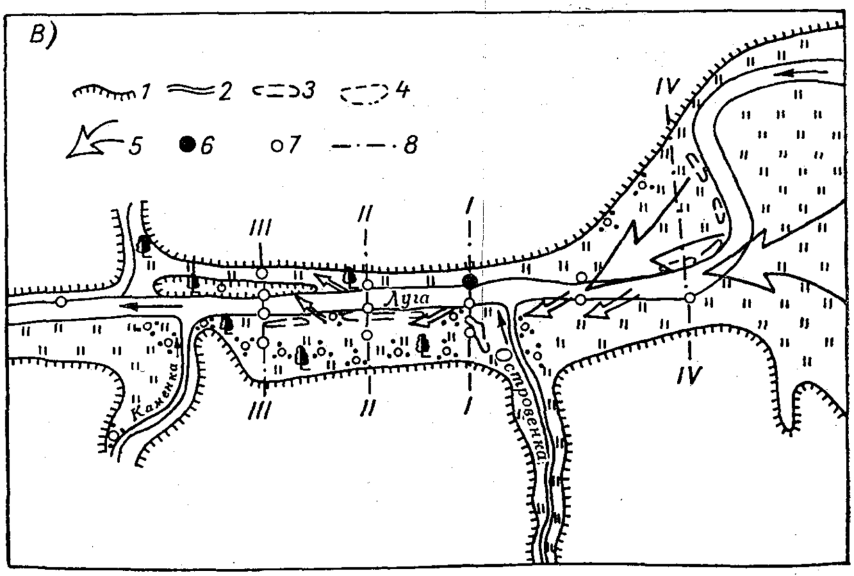
А — на р. Дону у х. Хованского, *Б* — на р. Пьяна у с. Камкино, *В* — на р. Луге главного русла, притоков, рукавов, озер, *3* — контуры основных повышений рельефа, течений, *6* — основной водпост, *7* — уклонные водпосты, *8* — гидро

главным руслом и пойменными отсеками, а внутри пойменных отсеков — между частями их, когда таковые выражены. При этом применяется простейшее допущение о равномерном распределении притока и оттока по длине рассматриваемого участка, и для расчета решается уравнение неравномерного движения с учетом соответствующего добавочного слагаемого, представляемое в виде (в наших обозначениях)

$$I = \frac{v_{ср}^2}{C^2 H_{ср}} + \frac{\alpha'' v''^2 - \alpha' v'^2}{2gL} + \frac{v_{ср} - v_{доп}}{gF} \cdot \frac{Q'' - Q'}{L} = \\ = \frac{v_{ср}^2}{C^2 H_{ср}} + \varepsilon_1 + \varepsilon_2, \qquad (8.5)$$

где штрихи ($'$ и $''$) обозначают соответственно верхний и нижний створы рассматриваемого участка; индекс «ср» — осреднение по длине участка; $v_{доп}$ — проекция скорости притекающих или оттекающих масс воды на направление средней скорости. Из уравнения (8.5) коэффициент Шези равен

$$C = \frac{v_{ср}}{\sqrt{H_{ср}(I - \varepsilon_1 - \varepsilon_2)}}. \qquad (8.6)$$



дований в 1963 г., по данным Д. Е. Скородумова (1965).

у с. Толмачево; *1* — граница затопления при наивысшем уровне 1963 г., *2* — контуры *4* — контуры основных понижений рельефа, *5* — направление наиболее выраженных створы (I—III — верхний, основной и нижний ГГИ, IV — ГМС).

Если нет данных для определения членов ε_1 и ε_2 или их нецелесообразно вычислять ввиду приближенности расчетов, можно подсчитать так называемый фиктивный коэффициент Шези, введенный Скородумовым, по формуле

$$C_{\text{ф}} = \frac{v_{\text{ср}}}{\sqrt{H_{\text{ср}} I}}. \tag{8.7}$$

При расчетах определялся корректив скорости α у инерционного члена, соответствующего скоростному напору; значения его получились разными для разных объектов. Так, для р. Луги

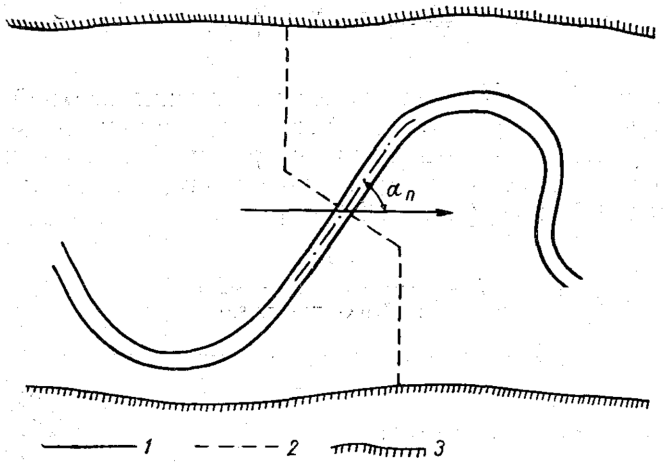


Рис. 8.19. Схема к определению угла пересечения руслового и пойменного потоков.

1 — основное русло; *2* — динамическая ось потока; *3* — берега долины.

$\alpha = 1{,}1$; для р. Пьяна для основного гидроствора $\alpha = 1{,}1$, а для верхнего створа значения α доходят до $\approx 1{,}5$ (при низких уровнях). Д. Е. Скородумов получил многочисленные данные о зависимости коэффициента Шези C, фиктивного коэффициента Шези $C_{\text{ф}}$, уклона поверхности воды и скорости течения от глубины (при установившемся режиме) для опытных участков рек, а также изложил соображения о причинах такого характера зависимости для того или иного объекта.

Основным итогом анализа натурных материалов явилось определение уменьшения коэффициента Шези в надпойменной зоне уровней по сравнению со значением C при уровне выхода волны на пойму (уровне бровки) $C = C_{\text{б}}$. Была получена зависимость

$$C = C_{\text{б}} f(\eta).$$

Здесь $\eta = \frac{(v_{ср} - v_б) H_п}{v_{ср} \sqrt{F}}$ (для односторонней поймы); $H_п$ — глубина на пойме.

В результате исследований Скородумов составил «Пособие по экстраполяции кривых расходов воды до наивысших уровней» (1966), в котором даны практические рекомендации по экстраполяции как для беспойменных, так и для пойменных створов в зависимости от наличия или отсутствия данных об уклонах поверхности воды, а также измерений расходов в надпойменной зоне амплитуды уровня. Учитывается, кроме того, тип поймы (простые луговые неширокие поймы, сложные сравнительно широкие поймы либо приблизительно постоянной ширины, либо расширяющиеся ниже участка наблюдений).

§ 3. Влияние зимних условий на неустановившееся движение воды в нижнем бьефе Нижне-Свирской ГЭС

Исследование проводилось М. Л. Рупперт (1964 и 1965). Изложим кратко сущность полученных ею результатов анализа материалов наблюдений.

В указанных работах рассматривались скорость распространения начала возмущения $c_ф$ для волн попусков и изменение по длине реки амплитуды колебания уровней воды для зимних и летних условий. Для анализа величины $c_ф$ использовался не весь период наблюдений, а только интервалы с 13 по 17/II и с 23 по 27/X 1961 г. (начиная с понедельника), так как в это время была достигнута наиболее полная идентичность зимнего и летнего графиков попусков. Затухание амплитуды рассматривалось для того же периода наблюдений, за исключением утреннего пика 13/II вследствие осложнения движения волны кратковременным примерзанием ледяного поля к заберегам.

Наблюденная скорость распространения начала возмущения как для летних, так и для зимних условий сравнивалась с вычисленной по формуле Лагранжа (1.1). Сопоставление выполнялось для каждого из 16 участков, имеющих однородные геоморфологические и ледовые условия, на которые был разбит весь 59-километровый бьеф. Под распространением начала возмущения понималось добегание начала утреннего подъема уровня при включении агрегатов ГЭС. В понедельники 13/II и 23/X движение в реке к началу подъема после воскресного провала нагрузки было практически установившимся. В остальные дни уровень не успевал достигнуть постоянного значения, отвечающего ночному расходу, за 10-часовую остановку ГЭС, и последующая волна накладывалась на «хвост» предыдущей. Наложение волн проявлялось сильнее зимой в связи с ежедневным накоплением воды в русле — минимальный уровень несколько повышался изо дня в день. Летом наложение волн друг на друга проявлялось слабо. В связи с этим, а также ввиду

осложнения явления распространения волны попуска ее трансформацией точность определения момента прихода малого начального возмущения несколько понижается как от попуска к попуску, так и по мере удаления от ГЭС.

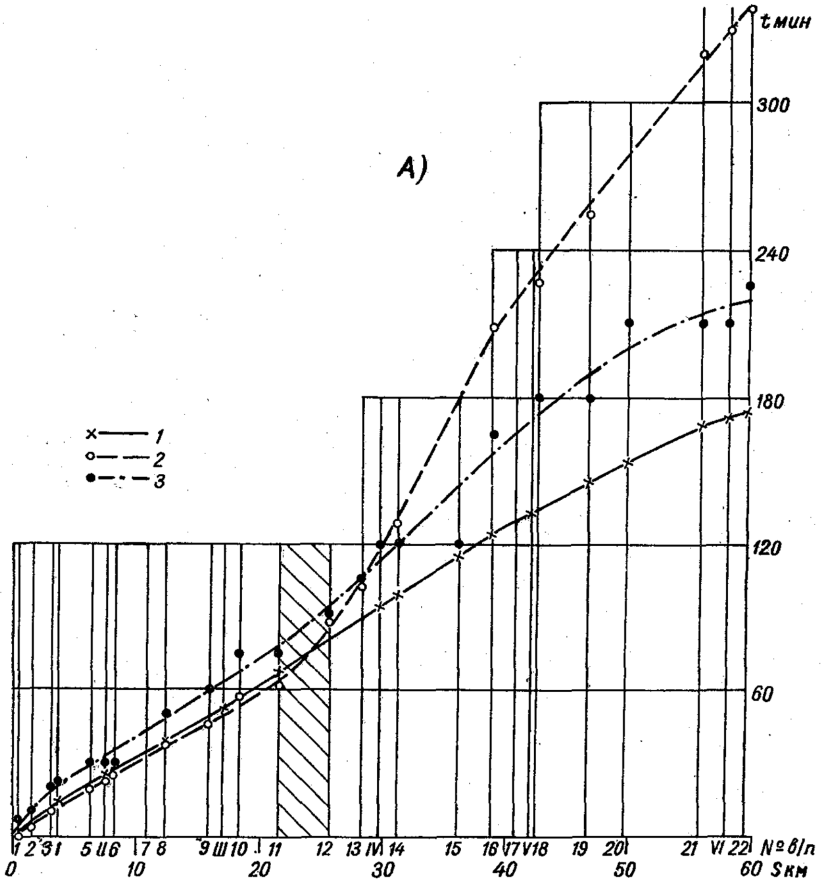


Рис. 8.20А. График времени добегания начала возмущения вдоль р. Свири.

А — зима; *1* — теоретическая кривая и расчетные точки, *2* — эмпирические точки и кривые добегания по наполненному руслу, *3* — эмпирические точки и кривые добегания по опорожненному руслу.

На рис. 8.20 показаны кривые наблюденного времени добегания от ГЭС начала возмущений для обеих серий опытов, отдельно для опорожненного русла $t_о$ и для наполненного $t_н$ (последние — осредненные по соответствующим попускам данной серии). По полученным значениям времени добегания и расстоянию между постами определялись соответствующие значения скорости добегания начала возмущения для опорожненного русла υ_0 и наполненного $\upsilon_н$.

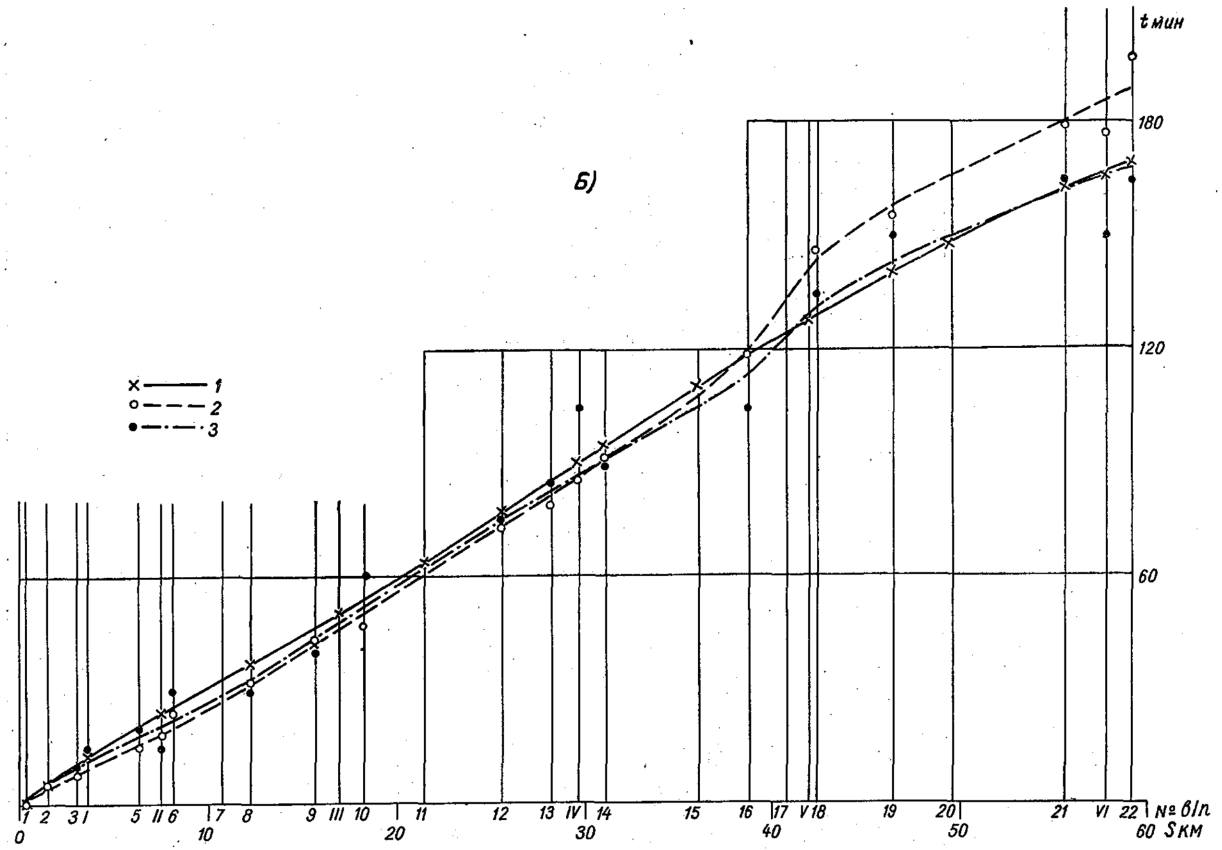


Рис. 8.20Б. График времени добегания начала возмущения вдоль р. Свири.

Б — лето; *1* — теоретическая кривая и расчетные точки, *2* — эмпирические точки и кривые добегания по наполненному руслу, *3* — эмпирические точки и кривые добегания по опорожненному руслу.

Изложим основные результаты анализа данных, изображенных на рис. 8.20 и рис. 2 из работы Рупперт (1964), на котором показаны отношения v_0 и $v_н$ к скорости, вычисленной по формуле Лагранжа.

При открытом русле измеренная скорость добегания хорошо согласуется с вычисленной по формуле Лагранжа в пределах всего экспериментального участка. Среднее отклонение составляет в наполненном русле 8%, в опорожненном 2%. Местное понижение отношения эмпирической скорости добегания начала возмущения к теоретической наблюдается на 36—42-м км от ГЭС. Это, видимо, связано с тем, что здесь в р. Свирь «впадает» Лахтенский залив, имеющий большую аккумулирующую емкость, которая не учитывалась при определении $c_ф$ по формуле (1.1).

При наличии ледяного покрова существенное влияние на скорость добегания оказывает зажор на 22—25-м км от ГЭС. До 17-го км от ГЭС наблюденные скорости мало отличаются от теоретических — в пределах 10%. Далее, в зоне переменного подпора от зажора экспериментальные значения скорости добегания несколько увеличиваются, а на участке зажора и ниже него (до 42-го км) понижаются.

Таким образом, зажорный участок оказывает демпфирующее воздействие на распространение начала возмущения. Ниже 42-го км в опорожненном русле скорость добегания резко увеличилась; в заполненном русле такого эффекта не наблюдалось. Это может объясняться кратковременным примерзанием ледяного поля к заберегам, которое, по-видимому, произошло в ночь с 12 на 13/II и превратило поток в напорный. Действительно, в этот период температура воздуха была самой низкой за все время эксперимента, амплитуда же колебаний уровня на этом участке очень мала и составляет 5—8% амплитуды в створе водпоста № 1.

Изучалось также снижение амплитуды колебаний уровня воды вдоль экспериментального участка р. Свири. Рассматривалась лобовая часть утреннего пика расходов (т. е. положительная волна, распространявшаяся на фоне движения, близкого к установившемуся) как наиболее чисто выраженное явление распространения волны. Данные осреднялись по пяти пикам. За единицу принималась амплитуда на водпосту № 1. Как видно на графиках уменьшения колебаний уровня по длине реки в зимних и летних условиях, летом амплитуда снижается более плавно, чем зимой. Наиболее интенсивно снижение между водомерными постами № 8 и 9, где русло имеет сложное плановое очертание и перекатный участок.

Зимой существенное влияние оказывает зажор между постами № 11 и 12, где русло наполовину стесняется ледяным материалом; здесь амплитуда уменьшается наиболее интенсивно.

В зоне выклинивания переменного подпора от зажора (до поста № 7) снижение менее интенсивно, нежели выше этой зоны — вблизи ГЭС. Ниже зажора амплитуда колебаний уровня зимой снижается в большей степени, чем летом; для зоны выше зажора этого сказать нельзя.

Для характеристики сил сопротивления в зимних и летних условиях по натурным данным определялся (Рупперт, 1965) критерий распластываемости волн E, предложенный В. В. Ведерниковым (1947). При рассмотрении изменения критерия распластываемости по длине реки пришлось ограничиться верхней половиной экспериментального участка (29 км для зимы и 26 км для лета), так как ниже утренний пик нивелируется и его трудно отличить от дневной ступени расхода. Удалось установить характер изменения критерия E с ростом высоты волны — сначала величина распластываемости резко возрастает, достигая максимума, затем начинает убывать, стремясь к некоторому постоянному значению. Максимум сопротивления при наличии ледяного покрова достигается при более высоких уровнях (при прочих равных условиях), чем в открытом русле, что, очевидно, связано с добавлением шероховатости нижней поверхности ледяного покрова.

Абсолютное значение E по длине реки существенно меняется. Наибольшие значения как в летних, так и в зимних условиях отмечаются между водпостами № 1 и 2, что, видимо, связано со сложной турбулентной структурой потока вблизи ГЭС. По материалам наблюдений в зимних условиях на ближайшем к ГЭС автоматизированном створе Н. Н. Федоров и Н. П. Шаршукова (1964) получили ряд характеристик турбулентности скоростного поля потока подо льдом при установившемся режиме (в периоды практически неизменного расхода). Кроме того, по этим же материалам получены данные об изменении скоростных эпюр на отдельных вертикалях в указанном створе в периоды подъема и спада уровня (Федоров, 1967).

Аналогичные исследования характеристик турбулентности скоростного поля потока и изменения скоростных эпюр на вертикалях были выполнены Федоровым (1966 и 1965) для открытого потока в условиях автоматизированного гидроствора I на р. Тверце.

ГЛАВА 9

ЧИСЛЕННЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТЫ НА ПРИРОДНЫХ ОБЪЕКТАХ

В главе 6 указывалось, что численные эксперименты могут быть поставлены как для условий природных объектов, так и для гипотетических русел простейшей формы. В данной главе

рассматриваются численные эксперименты, выполненные в ГГИ для природных объектов, в следующей — для гипотетических русел.

§ 1. Общие соображения

Численные эксперименты по расчету неустановившегося движения воды на конкретных объектах могут служить для:

1) изучения физических процессов, связанных с неустановившимся движением воды в разных реальных объектах, различающихся формой русла, наличием и отсутствием поймы и особенностями ее строения, характером данного возмущения установившегося режима, летними и зимними условиями и т. д.;

2) выяснения точности описания явления одномерной моделью и возможностей его схематизации и «приведения к одномерному» путем соответствующего задания дополнительных расчетных параметров (например, расходов воды для заполнения бессточных емкостей и фильтрации в почво-грунты поймы);

3) изучения влияния отдельных параметров русла и попуска (или паводка) на процесс неустановившегося движения воды в конкретных условиях независимо от имеющихся данных наблюдений.

Можно сказать, что расчеты неустановившегося движения воды, результаты которых сопоставляются с материалами наблюдений за ходом уровней и расходов на данном объекте, носят характер численного эксперимента. Аспект численного эксперимента существенно усиливается, если анализируется вопрос о величинах получившихся (хотя бы очень малых) отклонений расчетных данных от натурных и о связи этих отклонений с возможными неточностями описания явления, схематизации объекта и задания расчетных параметров.

Следует отметить, что для задания расчетных параметров нужно знать их влияние на результаты расчета. Речь идет, конечно, не об оптимальном варианте такого задания, поскольку для этого не применяются соответствующие строгие математические методы (например, из области математической статистики или вариационного исчисления), а количество расчетных вариантов ограничено. Дело сводится к выбору сочетания значений параметров, дающего результаты расчета, близкие к оптимальному. Зачастую влияние изменения одних параметров компенсируется в той или иной степени влиянием изменения других, поэтому в таких случаях могут существовать значительно различающиеся между собой наборы параметров, дающие решения, близкие друг к другу (и, в частности, к оптимальному).

Причины часто имеющего место несоответствия данным наблюдений результатов первоначального расчета, выполненного

при такой исходной информации, которая получена непосредственно по имеющимся натурным (топографическим и гидрометрическим) материалам, излагались выше (см. Введение). Конкретно эти вопросы рассматриваются в § 3—8 данной главы на примерах численных экспериментов для различных объектов. Выводы по расчетам для всех объектов собраны в § 9.

Выбор объектов для численных экспериментов определялся прежде всего требованием изучения неустановившегося движения воды в различных специфических естественных условиях. Иначе говоря, нужно было рассматривать русла беспойменные, с поймой, в летних и в зимних условиях, при наличии и отсутствии подпора. Кроме того, использование определенного объекта для исследования обусловливалось наличием соответствующих, более или менее подробных материалов наблюдений.

Исходя из этих положений целесообразно было выбрать для численных экспериментов те же объекты, по которым непосредственно анализировались материалы наблюдений (см. гл. 8). Нижний бьеф Иваньковской ГЭС представлял собой пример беспойменного русла, удобный для апробации применения выбранного метода расчета к природному объекту. Расчеты для русел с поймами разного типа производились для рек Тверцы и Иртыша; для зимних условий — для р. Свири, для ранее не рассматривавшегося нижнего бьефа Новосибирской ГЭС, а также для Иваньковской ГЭС; для выяснения влияния подпора — для р. Оредеж.

Прежде чем переходить к изложению целей, особенностей и результатов расчетов для указанных объектов, остановимся на выборе метода расчета, формах и способах задания исходной информации, необходимой для реализации этого метода.

§ 2. Формы и способы задания исходной информации для расчетов по методу Института гидродинамики

Для расчетов неустановившегося движения воды как на конкретных объектах, так и на гипотетических руслах (кроме расчетов, излагаемых в гл. 10, § 2) использовался метод Института гидродинамики (ИГ), основные положения которого изложены в гл. 4. Выбор именно этого метода был обусловлен следующими обстоятельствами.

1. Метод исследован с точки зрения требований вычислительной математики — проверен на устойчивость.

2. Метод основан на неявной разностной схеме, что позволяет выбрать большой шаг по времени Δt. Это было важно, например, при расчетах распространения волн половодья и длительных попусков вдоль р. Иртыша.

3. Алгоритм, разработанный в ИГ, позволяет задавать распределенный по длине расчетного участка приток или отток воды, выраженный функцией времени. Это было необходимо с целью учета фильтрации воды в почво-грунты поймы р. Иртыша.

4. Имелась разработанная в ИГ программа для реализации метода на электронной вычислительной машине М-20.

5. Указанная программа универсальна в том смысле, что позволяет в зависимости от особенностей данного расчета задавать наиболее подробно ту или иную часть информации за счет менее подробного задания других частей информации. Это очень удобно для практического использования программы. Так, например, в излагаемых ниже расчетах большой объем информации требовался: по р. Тверце — для задания гидрографа в створе ГЭС, по р. Иртышу — для разбивки русла на большое число расчетных участков, по гипотетическим моделям русла с поймой — для детального задания изменений ширины русла и модулей расхода по глубине и т. д. Другие части информации для указанных объектов можно было задавать менее подробно.

Для расчетов по методу ИГ русло должно быть разбито на расчетные участки. Начальные условия задаются в виде $z_0=f(s)$ и $Q_0=f(s)$ для момента времени $t=t_0$. Граничные условия в створе возмущения: $Q=f(t)$ или $z=f(t)$, в другом крайнем створе то же или $Q=f(z)$. Исходные данные по морфометрии и гидравлическим сопротивлениям русла должны быть представлены в виде уравнения линии дна $z_0=z_0(s)$ (или, как это бывает чаще, задания на этой линии отдельных точек, между которыми производится линейная интерполяция), а также в виде функций $B=f(H)$ [или $F=f(H)$] и $K=f(H)$, задаваемых в табличной форме (или аналитически) на границах расчетных участков. Обычно удобнее задавать функцию $B(H)$, чем $F(H)$, так как ширины определяются непосредственно по топографическим материалам. Тогда $F=F_0+\int_{H_0}^{H} BdH$, где F_0 — площадь сечения, отвечающая минимальной при расчетах глубине H_0 (первое значение H в таблицах глубин).

В большинстве расчетов задавалась величина F_0 и функция $B(H)$ при глубинах, начиная от H_0. Для значений H, не совпадающих с табличными, величины B и K линейно интерполируются машиной, для внутренних точек участка автоматически производится линейная интерполяция между концами участка.

Поскольку дно естественного русла, изображаемое на продольных профилях и построенное по топографическим материалам, обычно представляет собой ломаную линию с большим количеством крутых изломов значительной амплитуды, снятие

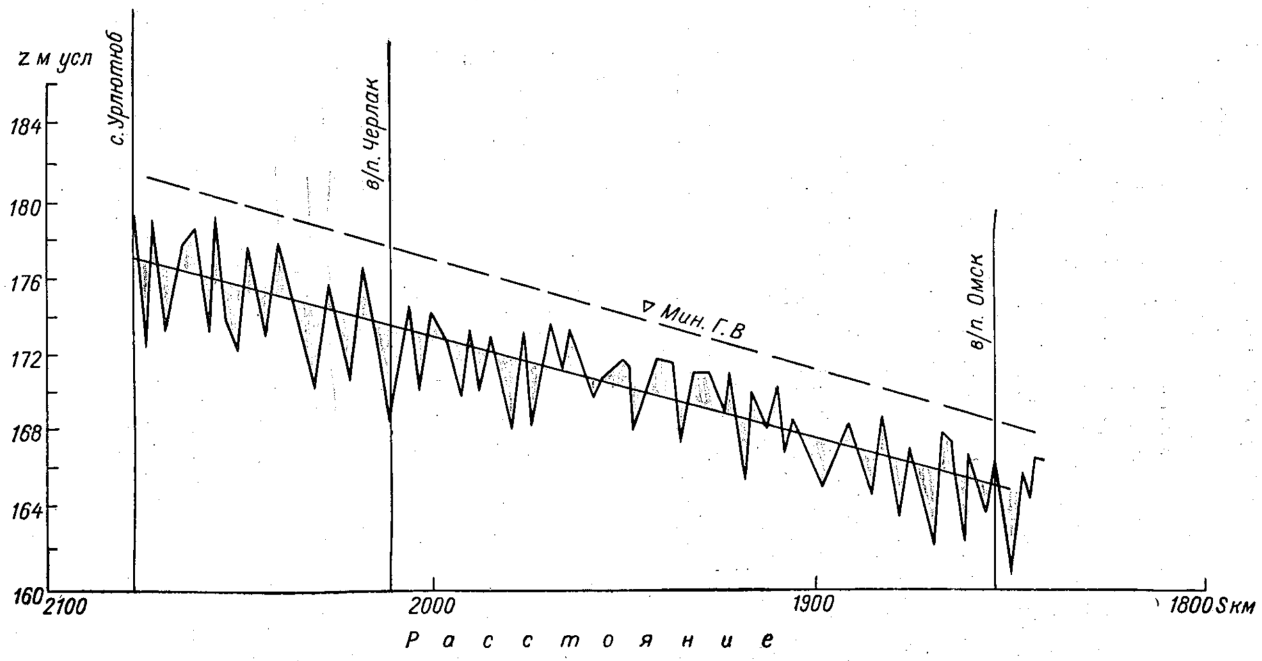


Рис. 9.1. Схема проведения линии фиктивного дна.

с естественного дна величин z_0 в отдельных точках, между которыми производится интерполяция, приведет к существенному искажению средних уклонов дна и русловых объемов. Поэтому естественное дно рекомендуется схематизировать фиктивным, с которого снимаются отметки для функции $z_0(s)$. Направление линии фиктивного дна может выбираться либо параллельным меженному профилю поверхности воды, либо так, чтобы уклон дна по возможности наиболее соответствовал средним уклонам водной поверхности на участке при различных значениях расходов воды. Высотное положение линии фиктивного дна выбирается так, чтобы были равны между собой площади, расположенные выше и ниже фиктивного дна и заключенные между линиями фиктивного и естественного дна (рис. 9.1).

При сложной форме и большом протяжении русла задание исходных данных для расчетов по схеме ИГ (как и по другим схемам) представляет известные трудности (Грушевский, Русинов и Федосеев, 1965). Некоторые общие принципы, которых следует придерживаться при разбивке русла на расчетные участки, задании граничных поперечных сечений, выборе величин Δs и Δt и т. д., изложены в гл. 5. Способы задания боковой приточности и потерь на фильтрацию в почво-грунты поймы, использованные при расчетах для р. Иртыша, изложены в указанной работе.

§ 3. Расчеты распространения волн попусков в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС[1]

Расчеты для нижнего бьефа Иваньковской ГЭС, характеризующегося простой морфометрией русла с отсутствием пойменных массивов и других осложняющих факторов, позволили апробировать применение метода ИГ для расчетов неустановившегося движения воды в натурных условиях и выяснить специфику и трудности подготовки исходных данных для такого расчета. В особенности это касается задания гидравлических сопротивлений [выражаемых в схеме ИГ в виде $K=f(H)$]. Расчеты производились М. И. Русиновым (1967а, 1968в) для всех трех выполненных Гидропроектом циклов натурных наблюдений, т. е. как для летних, так и для зимних условий.

А. Задание расчетных параметров

Бьеф длиной 57,0 км был разбит на шесть расчетных участков с граничными створами, расположенными в 0,2; 4,9; 9,1; 12,3; 19,0; 24,9 и 57,2 км от ГЭС. Границы расчетных участков приурочивались, как правило, к гидростворам (за исключением верхней границы первого участка), по которым имелись кривые расходов для установившегося режима потока.

[1] Составлен автором совместно с М. И. Русиновым.

Расчетный шаг по длине Δs брался в среднем равным 400—500 м и лишь на последнем участке длина его составляла около 1500 м.

Продольный профиль рассматриваемого расчетного бьефа характеризуется резкими колебаниями отметок дна; наряду с равномерными мелкими пилообразными колебаниями наблюдаются последовательные общие повышения и понижения рельефа дна по длине бьефа. Это затрудняет проведение осредненной по расчетным участкам линии фиктивного дна, не имеющей разрывов на границах участков. В проведенных расчетах практиковалось проведение на некоторых участках двух линий фиктивного дна. Первая из них, принимавшаяся в расчете, проводилась соответственно общему направлению линии естественного дна, возможно ближе к наинизшим отметкам граничных поперечников — гидростворов (приуроченных, как правило, к перекатам) и так, чтобы на границах участков не было разрывов. Вторая линия фиктивного дна проводилась параллельно первой, но несколько ниже, исходя из условия равенства площадей, заключенных между линиями естественного и фиктивного дна (т. е. исходя из условия сохранения натурных русловых объемов), и использовалась только для определения площадей F_0 на границах участков при наименьших значениях глубины. Такой способ схематизации продольного профиля позволил избежать разрывов в отметках дна на границах участков и правильно задать натурные русловые объемы и уклон дна в пределах расчетных участков.

Вычисление модулей расходов затруднялось тем обстоятельством, что для данного объекта имелись лишь кривые расходов при установившемся режиме, приводящиеся в работе Гильденблата и др. (1948), а наблюдения над уклонами водной поверхности отсутствовали. Для проверки правильности кривых расходов на тех же графиках были построены петлеобразные кривые синхронной связи расходов и уровней при неустановившемся режиме (гл. 8, § 1 п. А и гл. 10, § 4) по всем гидростворам. Для гидроствора на 24,9-м км от ГЭС, в отличие от остальных гидростворов, имевшаяся кривая расходов оказалась проведенной ниже точек (на петлях), соответствующих максимальным расходам на пиках попусков. Такое положение кривой расходов по отношению к петлеобразным кривым неправомерно, так как при прохождении максимальных расходов (т. е. в период подъема уровня) дополнительный уклон является величиной положительной и поэтому кривая расходов для установившегося режима должна проходить выше точек максимальных расходов воды (Иванова, 1967). Кроме того, известно, что кривая расходов для установившегося режима, как правило, проходит ближе к ветви спада, чем к ветви подъема. Построение петель показало также, что точки максимальных расходов небольших волн

попусков, находящихся в подпоре от более высоких волн, за которыми они следуют, близки к кривой расходов при установив-

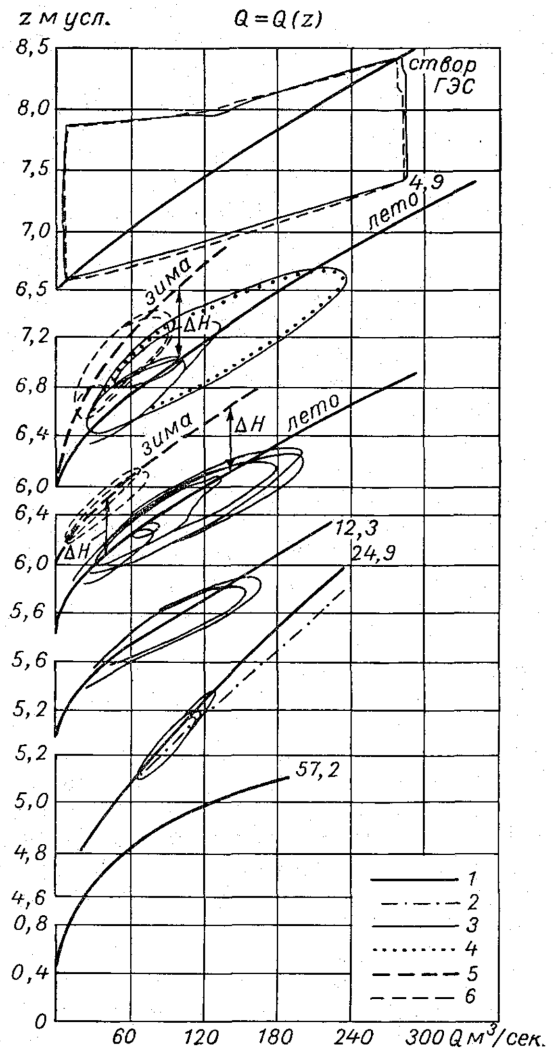


Рис. 9.2. Кривые связи расходов и уровней воды для Верхней Волги.

1 — кривая расходов; *2* — исправленная кривая расходов; *3* — натурные петли; *4* — расчетные петли; *5* — зимняя кривая расходов; *6* — натурные петли в зимних условиях.

шемся режиме (рис. 9.2). В результате проведенного анализа кривая расходов для гидроствора на 24,9-м км от ГЭС была поднята на 5 см в средней части и на 10 см в верхней.

В работе Гильденблата и др. (1948) не приводится кривая расходов для входного (или прилежащего к ГЭС) створа. Поэтому по данным об измерениях уровня в 0,2 км от ГЭС и по фиксированным значениям расходов воды через ГЭС были построены петли попусков, которые имели форму, близкую к параллелограмму, что отражало характерную форму входных гидрографов. Кривая расходов для установившегося режима была проведена в направлении диагонали параллелограмма с изгибом в сторону ветви спада, особенно в нижней части кривой (рис. 9.2). Такое проведение кривой расходов можно сделать лишь при достаточно длительном выдерживании максимального расхода, когда режим в конце ступеньки попуска можно считать близким к установившемуся.

Модули расходов вычислялись двумя различными способами. В первом из них значения K определялись по средним уклонам, одинаковым для нижней части выше лежащего и верхней части ниже лежащего участка. Это позволяло избежать разрывов значений K на границах участков.

Для определения средних по участкам величин уклонов при различных наполнениях русла (при установившемся движении) были построены графики изолиний равных расходов вдоль бьефа при установившемся режиме $Q=Q(z, s)$, а величина уклонов вычислялась по формуле $i_{Q_m}=\frac{\Delta z}{2L}$ (Δz — падение уровня воды между точками, отстоящими на расстоянии L вверх и вниз по течению от данного створа при одном и том же расходе Q_m). При другом способе задания модулей расходов величина i вычислялась как уклон на участке ниже данного створа (сверху вниз по «елочке кривых расходов»), т. е. падение уровня для данного расхода определялось как разность отметок уровней воды по кривым расходов для двух соседних гидростворов, а вычисленные значения модулей расходов относились к верхнему граничному створу. При этом полученные значения K считались характерными для половин расчетных участков, расположенных выше и ниже этого гидроствора. Хотя такое определение уклона позволило задать величины $K=K(H)$ без разрывов на границах участков, оно является менее обоснованным и было сделано в основном для оценки влияния погрешностей в задании K на результаты расчетов. Построенные кривые $K=K(H)$, вычисленные при различных способах определения уклона, несколько отличались друг от друга (в среднем на 5—15 см по вертикали).

За начальные условия принималось распределение расходов и уровней воды вдоль расчетного бьефа, соответствовавшее неустановившемуся режиму в момент условного начала расчетов. В качестве левого граничного условия (в створе начала возмущения) задавался гидрограф $Q=Q(t)$, в качестве правого — кривая расходов в створе 57,2 км от ГЭС. Для анализа влияния

вида правого граничного условия и длины расчетного бьефа на точность расчетов задавался также график хода уровней $z=z(t)=\text{const}$ в створе 57,2 км от ГЭС, а в некоторых расчетных вариантах длина бьефа принималась равной 24,7 км при правом граничном условии вида $Q=Q(H)$ или $z=z(t)=\text{const}$.

Расчетный шаг по времени принимался постоянным (5 мин.). Машинное время, необходимое для расчета одного варианта, составляло 20—25 мин. при длине бьефа 57 км и около 10 мин. при длине бьефа 24,7 км. Всего было просчитано 10 различных вариантов.

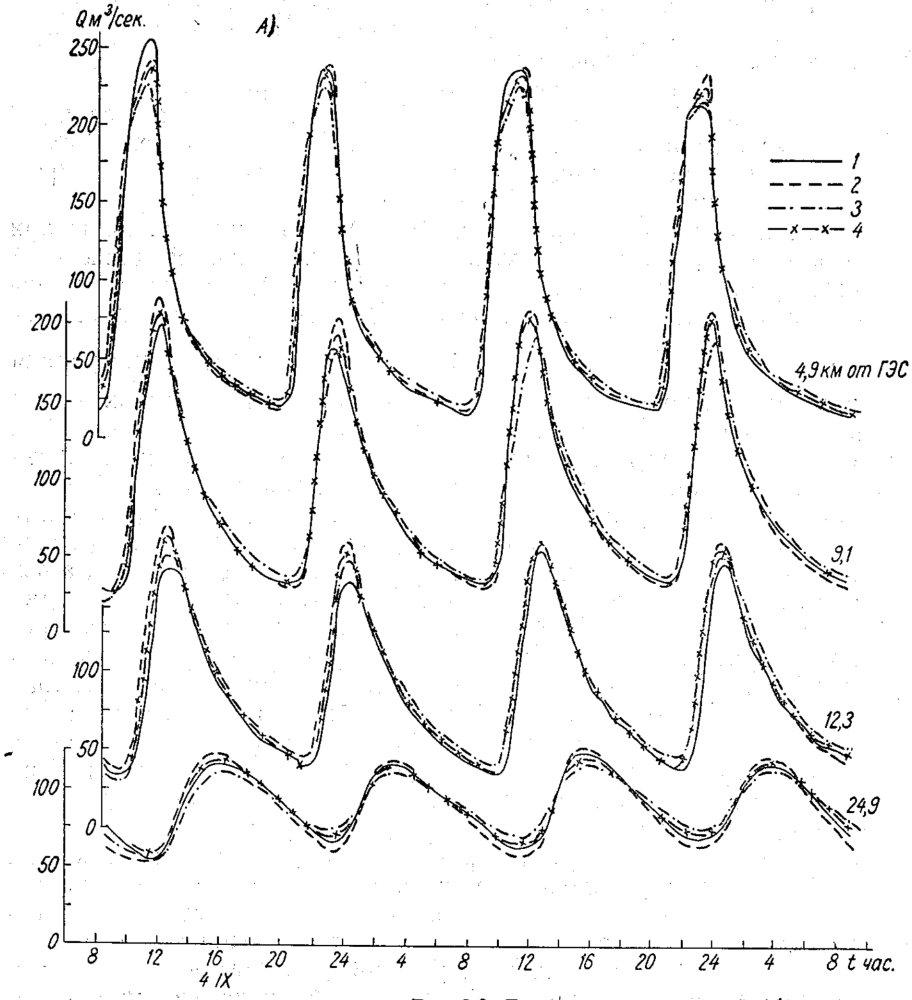
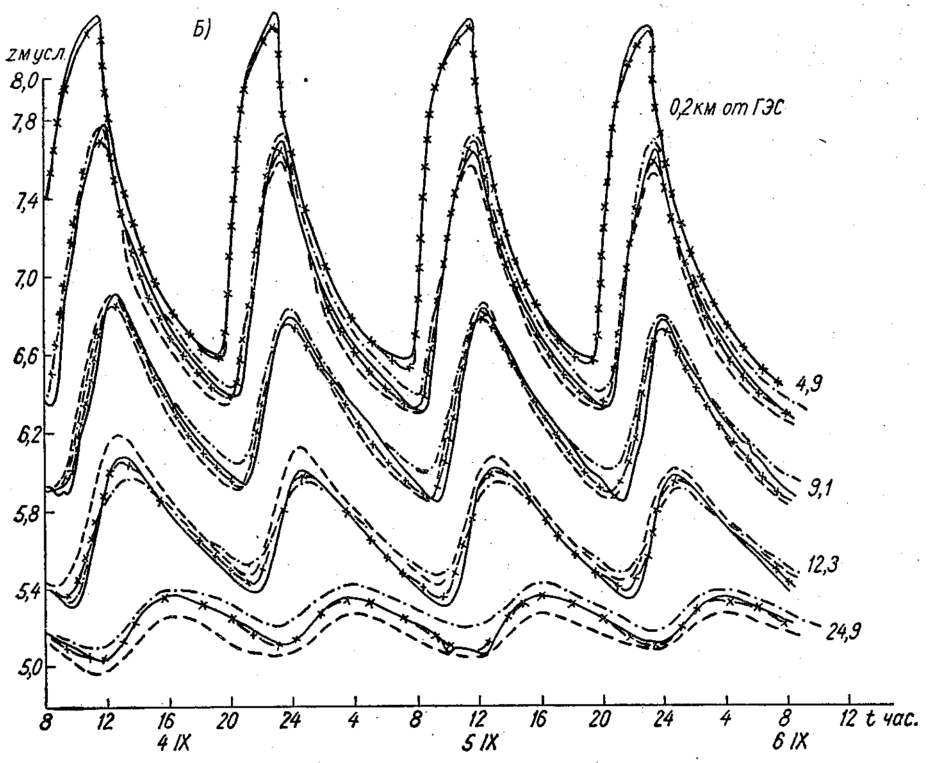


Рис. 9.3. Графики хода уровней ($А$) и расхо

1 — натурные данные; *2—4* — расчет: *2* — задание K по $i_{ср}$,

Б. Результаты расчетов для условий открытого русла

Расчеты летних циклов попусков показали, что полученная расчетная модель в целом хорошо описывает неустановившееся движение воды в рассматриваемом бьефе. Однако по некоторым створам получились сравнительно небольшие расхождения между натурными и расчетными данными в величинах расходов и особенно уровней воды (рис. 9.3). При этом результаты расчетов, полученные при значениях модулей расходов, вычисленных по средним уклонам водной поверхности в районе гидростворов и уклонам, определенным по «елочке расходов», имели, как правило, разный знак отклонений от натурных данных. Максимальная величина расхождений составляла 5—15 см по уровням (при общей амплитуде 1—1,2 м в августе и 1,2—1,4 м в сентябре) и 5—25 м³/сек. по расходам (при диапазоне изменения от 4 до 125 м³/сек. в августе и от 4 до 250 м³/сек. в сентябре).



дов воды (*Б*) для Верхней Волги (сентябрь).
3 — по «елочке расходов», *4* — уточненное задание *К*.

Построение петель связи расходов и уровней по данным расчетов и сравнение их с натурными петлями показало, что принимавшиеся в расчете кривые модулей расходов $K=K(H)$ не совсем точно отражают натурные кривые расходов при установившемся режиме. При проведении кривых расходов для установившегося режима по построенным расчетным петлям они располагались несколько выше или ниже натурных кривых расходов (отклонения составляли $\Delta z=5\div10$ см). Полученные отклонения, очевидно, объясняются значительными переломами продольного профиля дна от участка к участку, затрудняющими определение уклонов водной поверхности, характерных для каждого из участков. По-видимому, использование графиков $Q=Q(s)$ или непосредственно «елочки расходов» не дает погрешности в вычислении модулей расхода (за счет ошибки в определении i) лишь при достаточно плавном характере продольного профиля.

Хотя в целом полученное совпадение расчетных и вычисленных величин удовлетворяет требованиям инженерной практики, в данном случае (при наличии детальных натурных наблюдений над неустановившимся режимом) можно было получить модель объекта, позволяющую более точно рассчитывать неустановившееся движение при любой форме входного гидрографа.

Уточнение расчетной модели производилось путем подъема или опускания кривых $K=K(H)$ на величину разности ΔH между натурными кривыми расходов и кривыми расходов, проведенными по построенным расчетным петлям $Q=Q(z)$ ($\Delta H\approx\approx5\div10$ см при амплитуде 1—1,4 м). Такого рода уточнение является, очевидно, не подгонкой расчетных параметров и тем более не изменением натурных кривых расходов воды, а, наоборот, нахождением кривых модулей расходов $K=K(H)$, более точно отвечающих натурным кривым расходов. Таким образом, проведение уточненных кривых $K=K(H)$, заключенных между кривыми, вычисленными по средним уклонам и по уклонам, определенным по «елочке расходов», по существу, соответствовало вычислению $K=\frac{Q}{\sqrt{i}}$ по уклонам, более характерным для расчетных участков. В данном случае благодаря двум имевшимся вариантам задания модулей расходов полученные расхождения между натурными и вычисленными значениями уровней воды, а также между натурными и проведенными по расчетным петлям кривыми расходов достаточно наглядно показывали, на какую высоту необходимо было поднять или опустить кривую $K=K(H)$ в каждом рассматриваемом створе.

Построение гидрографов и графиков хода уровней для обоих летних циклов наблюдений по данным расчета, полученным при уточненных значениях модулей расходов, показало еще лучшее совпадение натурных и вычисленных величин расходов и уров-

ней воды (рис. 9.3). Как правило, расхождения между натурными и расчетными значениями не превышают 5—10 м³/сек. для расходов воды и 2—10 см для уровней.

Построение расчетных петель связи расходов и уровней воды и сравнение их с натурными петлями подтвердило правильность проведенного небольшого уточнения кривых модулей расходов и лучшее их соответствие натурным кривым расходов при установившемся режиме (рис. 9.2).

Таким образом, в результате проведенной схематизации русла была получена расчетная модель рассматриваемого бьефа, позволяющая рассчитывать в нем неустановившееся движение воды при любой форме входного гидрографа. Расчеты, выполненные на этой модели, показали, что вид правого граничного условия (в створе 57,2 км) практически не влияет на результаты. Так, например, расхождения в уровнях воды по створу 24,9 км не превышают 1 см. Результаты расчетов при более короткой длине бьефа, выполненных для гидрографа с наиболее резкими изменениями расходов и уровней (сентябрьский цикл наблюдений), также не показали существенного изменения полученных результатов. Даже при правом граничном условии $z=\text{const}$ заметные расхождения наблюдаются лишь на небольшом участке, непосредственно примыкающем к правой границе. При этом полученный для граничного створа (24,7 км от ГЭС) гидрограф вполне удовлетворительно совпадает с натурным гидрографом, несмотря на постоянную расчетную отметку уровня воды в этом створе.

При правом граничном условии типа $Q=Q(z)$ расхождения еще менее заметны и относятся практически только к самому граничному створу. Следует отметить, что рассматриваемый расчетный бьеф характеризовался весьма большими уклонами дна, а амплитуда колебаний уровня воды в замыкающем створе составляла всего 0,4—0,6 м. Именно поэтому влияние правого граничного условия сказывалось лишь на небольшом участке бьефа. В случае же когда уклоны дна малы, влияние правого граничного условия может сказываться на значительном протяжении бьефа.

В. Результаты расчетов для зимних условий

Полученная для условий открытого русла расчетная модель объекта использовалась также для рассмотрения влияния ледяного покрова на характер распространения волн попусков. С этой целью сначала был проведен расчет с входным гидрографом, соответствующим зимнему циклу наблюдений, но при летних значениях модулей расхода. Сравнение результатов расчета с натурными наблюдениями (рис. 9.4) показало, что, как и следовало ожидать, при наличии ледяного покрова происходит несколько более интенсивное снижение максимальных расходов

по длине бьефа, чем происходило бы при том же входном гидрографе в условиях открытого русла, причем изменение расходов

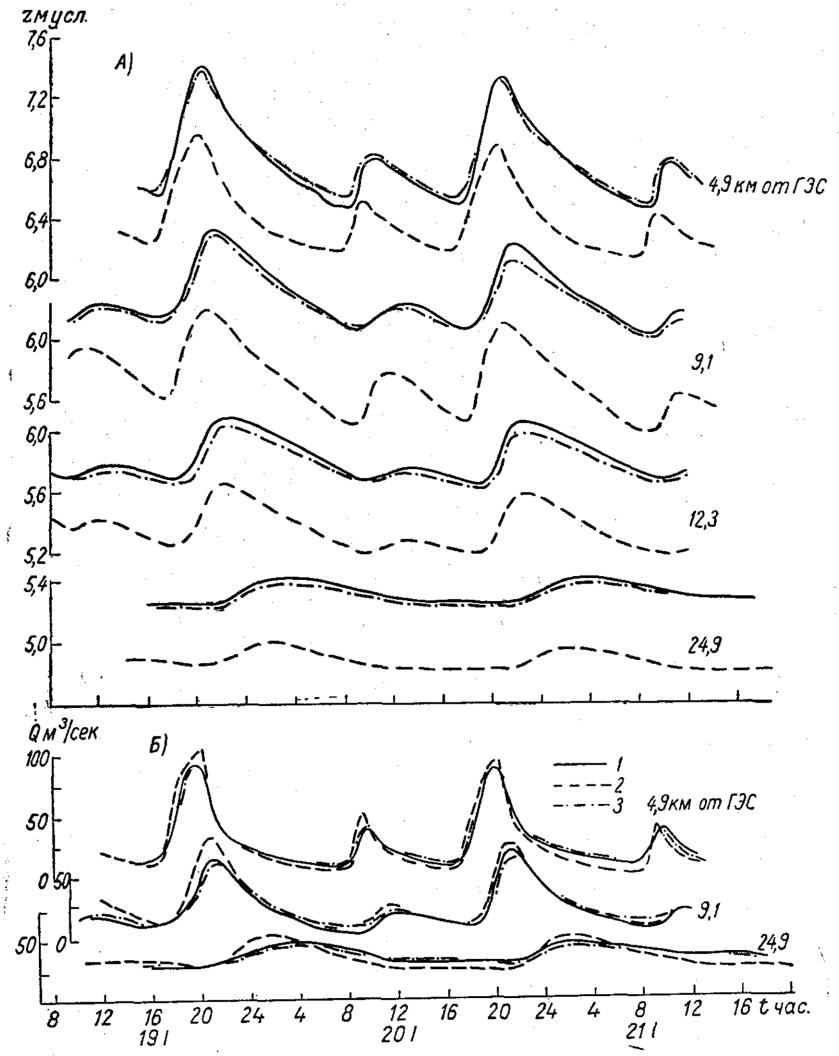


Рис. 9.4. Графики хода уровней (*А*) и расходов воды (*Б*) для Верхней Волги в зимних условиях.

1 — натурные данные; *2* — расчет при уточненных значениях *К* для открытого русла; *3* — расчет при зимних значениях *К*.

воды при наличии ледяного покрова имеет более сглаженный характер. Отметки водной поверхности в зимних условиях на 0,45—0,55 м выше, чем это имело бы место в условиях открытого

русла; однако амплитуда колебаний уровней воды в условиях открытого русла мало отличается от таковой в зимних условиях.

При наличии ледяного покрова скорость распространения гребней волн попусков меньше, чем в условиях открытого потока; особенно заметные расхождения наблюдаются в верхней части бьефа для небольших волн попусков.

Другой вариант расчета был выполнен для условий русла, покрытого льдом, т. е. с учетом изменений значений K, обусловленных наличием ледяного покрова. Для получения зимних величин модулей расхода были построены петлеобразные связи $Q=f(s)$ для неустановившегося режима за зимний цикл наблюдений, по которым были проведены зимние кривые расходов (аналогично проведению их для условий открытого русла). В данном случае распределение уклонов поверхности воды вдоль бьефа в зимний период мало отличалось от их распределения в летний период (ледяной покров следовал за изменениями уровней воды, а превышение зимних уровней над летними было примерно одинаковым по всей длине бьефа и составляло $\Delta H=0{,}45\div0{,}55$ м). Поэтому определение зимних кривых $K=f(H)$ производилось не «по елочке расходов», как это обычно делается, а графическим способом — путем поднятия летних кривых в каждом створе на величину $\Delta H=f(H)$, определяемую как разность между кривыми расходов воды в данном створе для летних и зимних условий (рис. 9.2).

Полученная расчетная модель вполне удовлетворительно описывает неустановившееся движение воды в зимних условиях (рис. 9.4): максимальные расхождения между натурой и расчетом по уровням воды составляют 5—10 см, а по расходам — 5—12 м³/сек. В некоторой мере эти расхождения могут быть обусловлены тем обстоятельством, что при расчете не учитываются некоторые специфические особенности явления (Русинов, 1967в).

§ 4. Расчеты распространения волн попусков на р. Тверце

Целью расчетов являлась апробация численного решения уравнений Сен-Венана и методов подготовки исходных данных в условиях наличия поймы относительно простого строения. Использовались данные детальных наблюдений ГГИ в нижнем бьефе Новотверецкой ГЭС.

В первоначально выполненных расчетах (Воеводин и др., 1965) границы расчетных участков совмещались с гидростворами, а ширины участков $B=f(H)$ задавались изменяющимися по линейному закону по длине участков, как это предусмотрено программой ИГ. Сравнение с данными натурных наблюдений показывает, что расчет в общем удовлетворительно описывает общий ход явления. При этом, однако, расчет дает более высокие

пики и более глубокие спады уровня, чем в натуре, и, кроме того, завышает скорость добегания гребней волн. Подобное же несовпадение фаз явления с натурным получилось и для хода расходов, хотя здесь отклонения по времени не столь значительны.

Была предпринята попытка улучшить совпадение результатов расчета с натурными данными путем искусственного увеличения принимаемого в расчете объема руслового наполнения, однако для этого пришлось увеличить ширины на некоторых участках на 50—70%, а иногда и 100%. Кое-где (в основном для малых глубин) были несколько изменены и первоначально заданные таблицы $K(H)$. При этом расхождение вычисленных и наблюденных уровней и расходов по всему экспериментальному участку заметно уменьшилось. Очевидно, и оставшиеся небольшие расхождения могут быть уменьшены при более тщательной проработке изменений исходной информации.

Возникает вопрос: можно ли считать, что изменения исходных данных (для р. Тверцы значительное увеличение B и некоторое изменение K), позволившие заметно улучшить совпадение результатов расчета с натурой, представляют собой уточнение исходной информации, которая, следовательно, была задана недостаточно точно?

Для условий экспериментов ГГИ на р. Тверце, видимо, можно согласиться с некоторыми исправлениями величин K, поскольку: а) кривых расходов немного, б) они построены по данным о движении, не вполне установившемся, в) гидростворы, возможно, неполностью репрезентативны в отношении гидравлических сопротивлений для участков между ними. Однако необходимость увеличения ширин русла в 1,5—2 раза на некоторых участках при весьма детальных топографических материалах, имеющихся на р. Тверце, не является, очевидно, оправданной. Поэтому возникло предположение о том, что дело в неправильной схематизации русла (см. ниже).

Для проверки этого предположения были проведены специальные сравнительные расчеты при двух вариантах задания исходной информации (Розенберг и Русинов, 1967). Расчеты проводились только до гидроствора V (21 км от ГЭС), т. е. в районе наиболее развитой поймы.

В контрольном варианте расчета граничные сечения каждого участка также совмещались с гидростворами. Поэтому, несмотря на некоторые упрощения задания остальной части информации по сравнению с ранее выполненным расчетом (определение аккумулирующих емкостей по меньшему количеству участков), результаты расчета для этого варианта в пределах 21-километрового участка практически совпали с результатами первоначального расчета. Эти результаты изображены на рис. 9.5А и 9.5Б пунктирной линией, а натурные данные —

сплошной. Скорость распространения волн попусков, полученная по расчету, значительно превышала скорости гребней волн, наблюдавшихся в натуре. К гидроствору V расчетное время

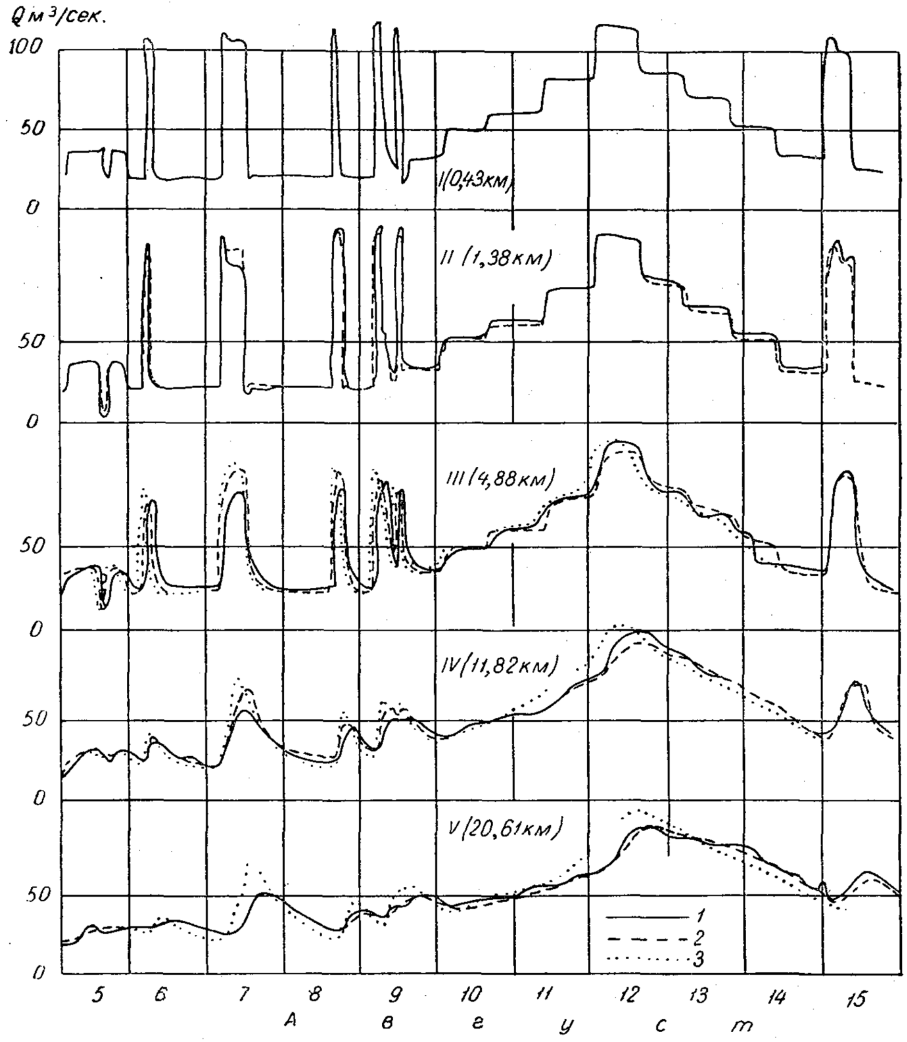


Рис. 9.5А. Гидрографы для р. Тверцы.

1 — натурные данные; *2* — рассчитанные при детальной схематизации русла; *3* — рассчитанные при выборе расчетных участков только между гидростворами.

добегания составляло 13 час. для наиболее продолжительного попуска 10—14/VIII (вместо 19 час. в натуре) и 7—8 час. для остальных попусков (вместо 10—12 час.).

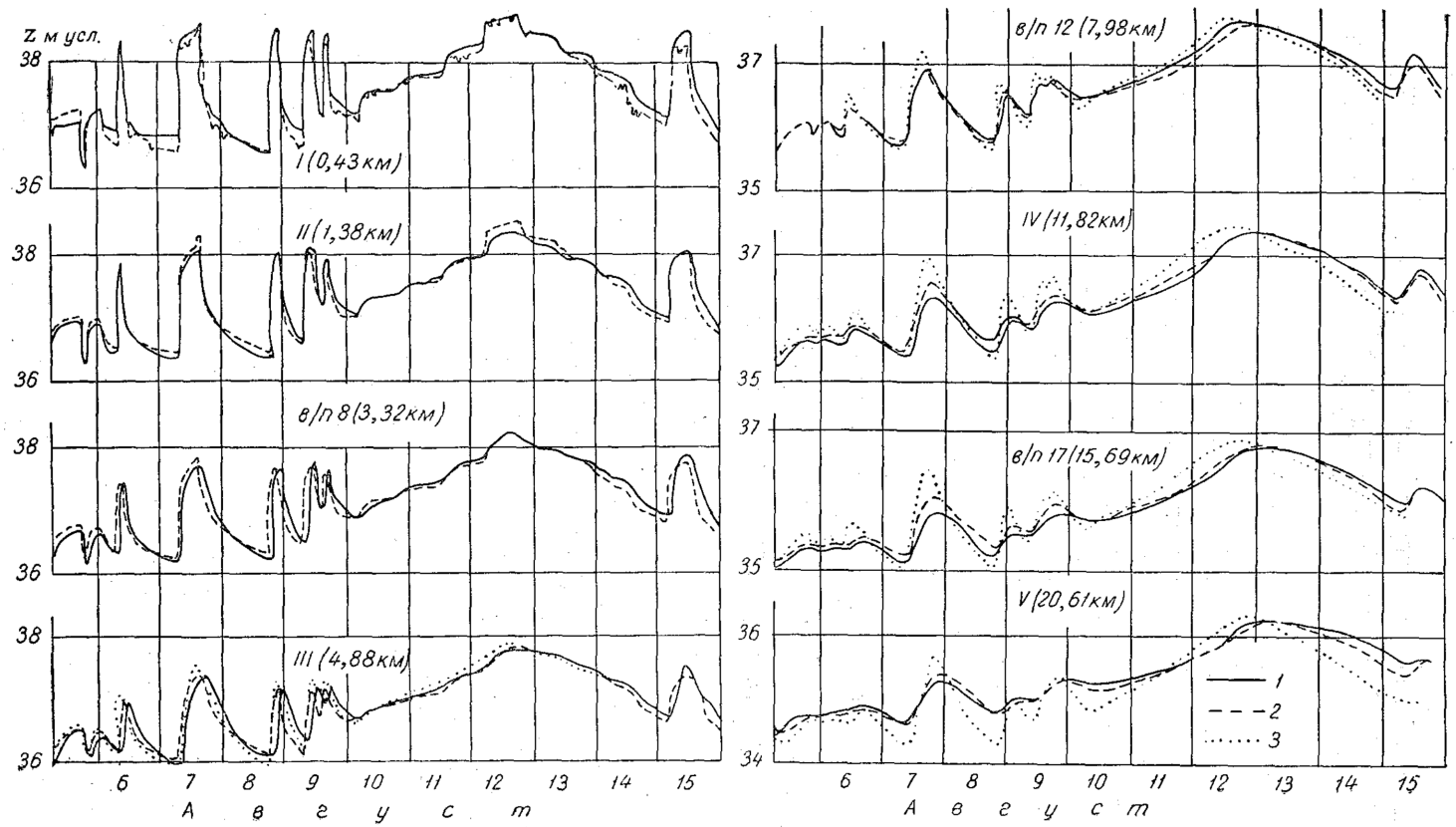


Рис. 9.5Б. Графики хода уровней для р. Тверцы,
Усл. обозначения см. на рис. 9.5А.

В результате расчета получились более высокие пики и более глубокие спады по сравнению с натурой, при этом соответственно уменьшилась продолжительность попусков. Отклонения максимальных значений вычисленных уровней от наблюденных составляли 15—25 см. Расхождения между вычисленными и наблюденными значениями расходов получились аналогичными, хотя и не так резко выраженными.

Характер расхождений между натурными и расчетными данными позволяет сделать вывод о том, что полученная модель расчетного бьефа обладает меньшей трансформирующей способностью по сравнению с естественным руслом. Следует отметить, что расчеты попусков на р. Тверце, производившиеся Л. С. Кучментом по явной разностной схеме метода сеток при аналогичной схематизации русла (Калинин и Кучмент, 1963), также дали меньшую трансформацию волн попусков, чем это имело место в натуре.

В другом варианте расчета проводилась более детальная схематизация расчетного бьефа, позволившая точнее отразить характерную для реки систему сужений — расширений русла на участках между гидростворами, которые, как известно, располагаются в узких сечениях, где легче измерять расходы воды. Каждый такой участок (кроме участка отводящего канала между гидростворами I и II) был разбит на два[1] расчетных участка, граница между которыми назначалась в месте характерного наибольшего расширения русла на излучинах. От гидроствора I до гидроствора V было получено семь расчетных участков (вместо четырех в предыдущем расчете), в пределах каждого из которых ширина русла либо монотонно увеличивалась, либо монотонно уменьшалась (врезка на рис. 7.3). Граничные поперечные сечения задавались с учетом характера изменения ширины русла в пределах каждого из участков. Остальные расчетные параметры бьефа (фиктивное дно, модули расходов) задавались аналогично контрольному варианту расчета. Значения модулей расходов для дополнительных граничных сечений, где измерений расходов воды не производилось, вычислялись как средние по данным для гидростворов.

Результаты расчета сравнительно хорошо совпали с данными натурных наблюдений. Расхождения во времени добегания попусков не превышают 0,5—1 часа; расхождения между вычисленными и наблюденными в натуре уровнями составили только 5—10 см при общей амплитуде колебаний уровня, равной 2 м, а расхождения между соответствующими значениями расходов воды не превышали 10 м^3/сек. при изменении величин расходов от 20 до 120 м^3/сек.

---

[1] Если бы между гидростворами была не одна, а несколько излучин, пришлось бы увеличить число расчетных участков.

Следует отметить, что при проведении расчетов не ставилась цель получения идеального совпадения расчетных и натурных данных. Основное внимание было уделено вопросу выяснения причин значительного несоответствия расчетного и натурного времени добегания попусков, полученного в предыдущем расчете. Имеющиеся незначительные расхождения между вычисленными по последнему варианту и натурными величинами расходов и уровней воды являются следствием как общей схематизации объекта, так и неизбежных погрешностей в задании модулей расходов $K=K(H)$ (см. § 3).

Результаты последнего расчета для р. Тверцы соответствуют также выводам В. И. Корня (1967б), производившего расчеты распространения волн попусков в гипотетическом русле прямоугольного сечения с шириной, меняющейся по длине реки по синусоидальному закону. Трансформация волны в таком периодически расширяющемся и сужающемся русле оказалась большей, чем в призматическом русле той же емкости; бóльшим было и время добегания волны.

§ 5. Расчеты неустановившегося движения воды на р. Иртыше

Расчеты неустановившегося движения воды, выполненные для большого участка р. Иртыша, преследовали несколько целей. Прежде всего они были обусловлены необходимостью проектирования специальных длительных попусков для затопления поймы, о чем кратко уже говорилось в гл. 2. Кроме того, выполнялись численные эксперименты, которые представляли как теоретический интерес, обусловленный спецификой широкой поймы сложного строения на данном объекте, так и практический, поскольку без таких экспериментов трудно было оценить надежность расчетов для длительных попусков и в возможной мере усовершенствовать эти расчеты. В такой последовательности мы и рассмотрим эти расчеты.

А. Расчеты ряда вариантов длительных попусков и связанные с ними расчеты нескольких половодий

Расчеты выполнялись М. С. Грушевским, М. И. Русиновым и В. А. Федосеевым (1965) по заданию Ленгипроводхоза. В связи с составлением схемы использования пойменных угодий р. Иртыша возникла необходимость расчета режима уровней и расходов при специальных весенних попусках, осуществляемых для орошения пойм, на значительном протяжении реки — от с. Шульбы (створ проектируемой Шульбинской ГЭС) до с. Усть-Ишима (рис. 9.6). Расчеты требовалось производить как для

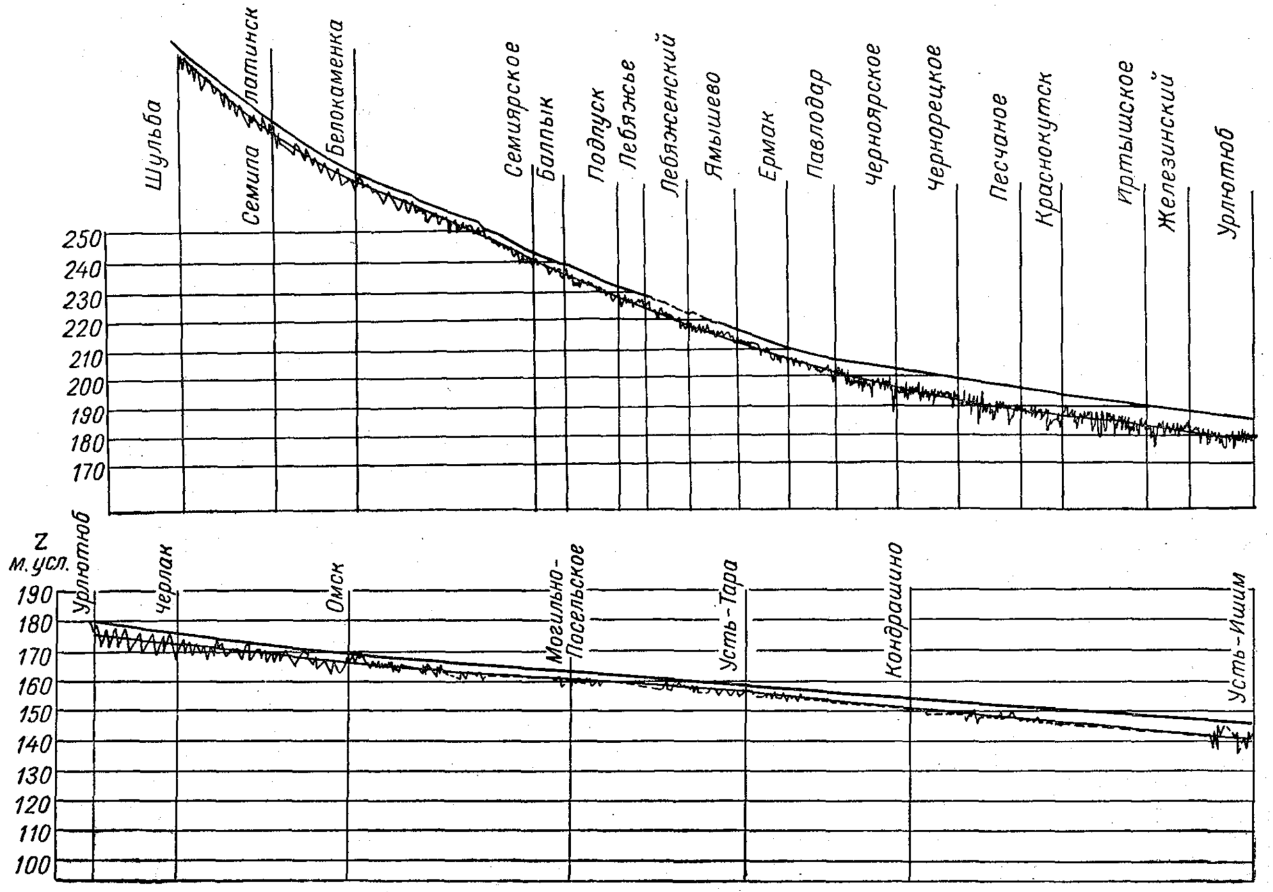


Рис. 9.6. Продольный профиль р. Иртыш на участке Шульба—Усть-Ишим.

нынешних условий, когда затопление обеспечивается созданием попуска в створе Бухтарминской ГЭС, так и для условий, которые будут созданы после введения в действие Шульбинской ГЭС. В обоих случаях задается входной гидрограф в створе Шульбинской ГЭС. В настоящее время этот гидрограф представляет собой результат суммирования гидрографов попуска в створе Бухтарминской ГЭС и паводков на реках Убе и Ульбе. Расчеты проводились для семи вариантов входного гидрографа (рис. 9.7).

1. Попуск из Бухтарминского водохранилища с расходом 1800 м³/сек. в течение 20 суток, накладывающийся на паводок рек Убы и Ульбы 50%-ной обеспеченности.

2. Такой же попуск, накладывающийся на паводок 75%-ной обеспеченности.

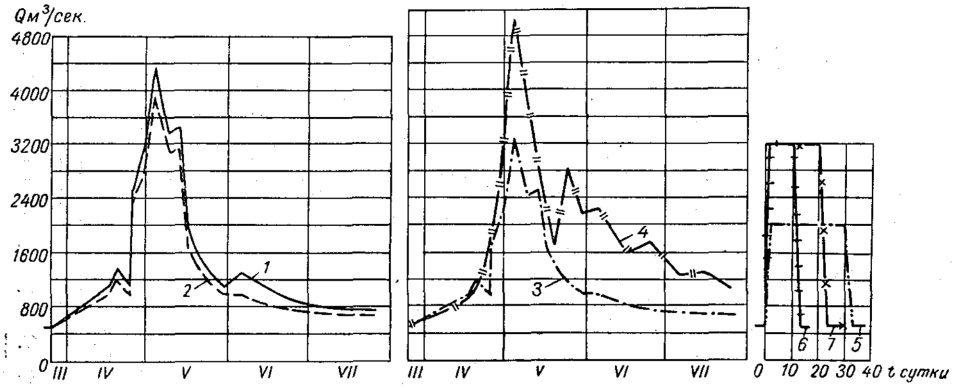


Рис. 9.7. Расчетные варианты входного гидрографа у с. Шульбы.
Цифры у линий — номера вариантов.

3. Попуск из того же водохранилища с расходом 1200 м³/сек. в течение 20 суток плюс паводок 75%-ной обеспеченности с учетом заданных отъемов воды на лиманное орошение.

4. Постоянный расход Бухтарминской ГЭС 500 м³/сек. плюс паводок рек Убы и Ульбы 5%-ной обеспеченности.

Все эти четыре варианта относятся к нынешним условиям на р. Иртыше, когда действует Бухтарминская ГЭС, но еще не введена в строй Шульбинская ГЭС. Остальные три варианта относятся к периоду, когда уже будет сооружена Шульбинская ГЭС.

5. Попуск из Шульбинского водохранилища с расходом 2000 м³/сек. в течение 25 суток при отъемах воды на лиманное орошение.

6. Попуск с расходом 3200 м³/сек. в течение 20 суток.

7. Такой же попуск в течение 10 суток.

В необходимой мере использовались результаты расчетов одного длительного попуска, проводившихся автором в 1961 (Грушевский, 1962б) и 1962 гг.

Потери воды на заполнение пор почво-грунтов поймы, осушающихся за период меженного стока, моделировались с помощью распределенного оттока на участке от с. Семиярского до г. Омска. На участке от с. Усть-Тары до с. Усть-Ишима моделировалась боковая приточность путем задания распределенного притока. Для каждого из двух вариантов попусков (№ 3 и 5), для которых требовалось учитывать отъемы стока на лиманное орошение, последние задавались в пяти расчетных створах в виде сосредоточенных изъятий расхода. Русло р. Иртыша разбивалось на 23 расчетных участка, границы которых отмечены на рис. 9.6; там же изображено фиктивное дно. Длины участков принимались одинаковыми при расчете всех вариантов попусков и вычислялись как среднее арифметическое из длин потока при различной степени наполнения русла. Модули расхода вычислялись по формуле $K=\frac{Q}{\sqrt{i}}$, где $i=\frac{\Delta z}{L}$, L — средняя длина участка в м, $\Delta z=z_1-z_2$ — падение на участке при одинаковых значениях расхода Q на его границах (отметки z_1 и z_2 снимались с кривых расходов). Полученные значения K наносились на график, где по оси абсцисс откладывалось расстояние (длины участков). Вычисленные значения K относились к серединам участков. Нанесенные точки соединялись прямыми, и с построенного графика снимались значения модулей расходов на границах участков.

Гидрографы для наблюденных половодий задавались по таблицам ежедневных расходов воды. Расчет охватывал апрель, май, июнь и июль.

На основании того, что движение в конце рассматриваемого участка реки можно считать близким к установившемуся, в качестве правого граничного условия была принята кривая расходов воды в с. Усть-Ишиме. Начальным условием являлось установившееся движение воды в расчетном бьефе при расходе 500 м³/сек. и соответствующих уровнях, снятых с кривых расходов.

Задание исходной информации (проведение схематизации русла, задание геометрических размеров участков и их формы, выбор характеристик сопротивлений русла по участкам реки и т. д.) является для сложных условий р. Иртыша и при наличии недостаточного количества натурных материалов трудоемким делом, требующим учета многих факторов. Подробные сведения о подготовке данных для расчета и об использованных материалах приводятся в работе Грушевского, Русинова и Федосеева (1965).

Для проверки правильности задания расчетных параметров

бьефа и возможного их уточнения предварительно проводились расчеты наблюдавшихся половодий за отдельные годы. Такие расчеты оказались необходимыми не только ввиду недостаточной полноты исходных данных, но и главным образом вследствие сложности процесса затопления поймы на р. Иртыше.

Для проведения предварительных расчетов были выбраны половодья 1948, 1953, 1955 и 1964 гг. Первые два половодья являлись довольно низкими (с максимальным расходом в Шульбе порядка 3200 м³/сек.), половодье 1955 г. — более высоким (5700 м³/сек.). Половодье 1964 г. занимало некоторое среднее положение (максимальный расход в Шульбе 3700 м³/сек.).

Результаты расчетов показали, что использование данных о полных ширинах поймы, полученных по топографическим материалам, приводит к занижению скорости распространения половодий по сравнению с наблюдающейся в натуре, а также к некоторому занижению максимальных расходов и уровней воды. Следует отметить, что аналогичный результат был получен при расчетах половодья на р. Зее с притоком Селемджа, проводившихся ИГ СО АН СССР (Васильев и др., 1963). При этом завышение времени добегания к замыкающему створу (по сравнению с его наблюдавшимися натурными значениями) составило 2—4 суток при общем времени добегания, равном 10—12 суткам.

На р. Иртыше завышение времени добегания от с. Шульбы до г. Омска (по сравнению с его наблюдавшимися натурными значениями) составляло для рассмотренных (средних и низких) половодий полмесяца — месяц, т. е. было соизмеримо с самим временем добегания.

Такие значительные и закономерные расхождения не могут объясняться лишь недостаточной полнотой и неточностью исходных данных, поскольку ошибки в задании расчетных параметров в общем случае должны иметь случайный характер и в значительной мере компенсировать друг друга.

В обоих случаях наибольшие расхождения во времени добегания возникают на участках со значительной шириной поймы, причем в пределах пойменных участков они нарастают по длине бьефа. Основная причина расхождений заключается, по-видимому, в том, что ввиду сложности строения поймы р. Иртыша не вся она участвует в пропуске расходов воды, в особенности при небольшой глубине затопления поймы — на второй фазе процесса (см. гл. 8, § 2, п. Г), остальная же часть поймы играет роль мертвых объемов. Поэтому приходилось вводить в расчеты какую-то уменьшенную «эффективную» ширину поймы $B_{эфф}$, величина которой определялась подбором, с целью получения лучшего совпадения расчетных данных с натурными, в первую очередь в отношении времени добегания гребня волны. Искусственное уменьшение ширины и тем самым аккумулирую-

щей емкости русла приводит к нарушению уравнения неразрывности. Поэтому, кроме введения величины $B_{эфф}$ вместо B, нужно задать также отток соответствующего объема воды из русла в период подъема половодья и возвращения его в русло в период спада. Это не было сделано для половодий 1948, 1953, 1955 и 1964 гг., что, по-видимому, не могло существенно исказить результаты расчетов, так как аналогичный эффект дает фильтрация в почво-грунты поймы, которая не могла учитываться в полной мере из-за отсутствия подробных данных. Для указанных четырех половодий лучшее соответствие натурным данным получается в случае принятия при малых глубинах на пойме следующих величин ширины поймы: для створов от Балпыка до Павлодара $B_{эфф}=\frac{B}{1,5}$; для Черноярского, Чернорецкого и Песчаного $B_{эфф}=\frac{B}{3}$; для Краснокутска и Иртышского $B_{эфф}=\frac{B}{2}$; для Железинского и Урлютюба $B_{эфф}=\frac{B}{1,5}$. По-видимому, можно было бы добиться еще лучшего совпадения, если производить индивидуальный подбор расчетных параметров ($B_{эфф}$) для разных половодий.

В период подъема уровней несоответствия расчета натуре выражены более резко, что связано с неучетом обычно имеющего место подъема, обусловленного ледовыми явлениями (заторами).

Для расчета заданных вариантов искусственных попусков использовалась осредненная расчетная модель бьефа, полученная по данным расчета четырех перечисленных половодий.

Несмотря на довольно грубый учет в проведенных расчетах некоторых факторов (боковой приточности, потерь воды на инфильтрацию, неточного задания $B_{эфф}$), результаты расчетов довольно хорошо соответствовали данным наблюдений при последующем осуществлении попусков в 1965 и 1966 гг.

Б. Расчеты для исследования процесса

Численные эксперименты выполнялись В. А. Федосеевым (1968а, 1968б). Предварительно производился анализ процесса затопления поймы р. Иртыша; результаты анализа кратко изложены в гл. 8 § 2, п. Г.

Сопоставляя специфику натурных данных с основными допущениями одномерной модели неустановившегося движения воды, выражаемой уравнениями Сен-Венана, можно прийти к выводу о том, что многие из важных сторон явления не учитываются этой моделью; поэтому их приходится вводить в расчет косвенными способами. Так, например, фильтрация воды в поры почво-грунтов поймы и перелив воды из русла в застойные области поймы на подъеме половодья суммарно учитыва-

ются в виде распределенного по длине участков оттока воды, возвращение масс воды в русло на спаде половодья — в виде соответствующего, опять-таки распределенного по длине притока воды. Поперечные составляющие скорости воды также могут быть заменены притоком или оттоком. Изменение длины пути на участке, проходимого частицами воды при различных уровнях (спрямление изгибов русла пойменным потоком при больших затоплениях), может быть учтено только введением какой-то средневзвешенной длины участка, так как одномерная схема не позволяет изменять эту длину по глубине. Все эти и другие расчетные параметры могут быть заданы и уточнены с помощью сопоставления результатов расчета с натурными материалами. Примеры такого сопоставления и классификация погрешностей приводятся в работе Федосеева (1968а). Отмечается, что погрешности существенно различны для половодий и длительных попусков с разной глубиной затопления. При малой глубине ввиду ограниченности выхода потока на пойму практически отсутствуют многообразные погрешности, связанные с влиянием последней; при больших глубинах основную роль играют не погрешности, связанные с одномерностью расчетной модели, а те, которые обусловлены неверностью задания отдельных элементов исходной информации. Наиболее велики погрешности при расчете половодий и длительных попусков, вызывающих средние затопления поймы. Эти общие положения рассматриваются на примере расчетов, выполненных для ряда половодий, и анализируются отклонения расчетных данных от натурных. В частности, указывается, что для высоких половодий характерной является длина участка по оси поймы, для средних по высоте половодий — средняя между длинами по оси поймы и по оси русла. Эти сопоставительные расчеты не исчерпали проблему способов задания информации в столь сложных условиях (для этого не хватило бы, наверно, расчетов по всем наблюденным половодьям), но позволили осветить некоторые вопросы.

Выполнялись также численные эксперименты по исследованию влияния изменения информации на результаты расчета, безотносительно к имевшимся натурным данным. При этом делался упор на выяснение возможности проведения расчетов по схеме ИГ для данного объекта при различных способах задания исходных величин. Рассматривалось изменение по длине русла максимальных расходов ΔQ_{max} и максимальных уровней Δz_{max}, а также времени их добегания $\Delta t_{Q_{max}}$ и $\Delta t_{z_{max}}$ при различных вариантах задания исходной информации. Рассматривалось:

а) влияние уменьшения ширины реки без соответствующего уменьшения пропускной способности русла K, т. е. при уменьшении одновременно и гидравлических сопротивлений;

б) влияние изменения величины K;

в) влияние способа задания ее;

г) влияние несоответствия начальных условий и модуля расхода.

Расчеты выполнялись для ряда половодий и искусственных попусков.

В работе Федосеева (1968б) на основании дополнительного выделения особенностей явления (гл. 8, § 2, п. Г) рассматриваются различные случаи неустановившегося движения воды при изоляции русла от поймы и приводятся рекомендации по заданию для некоторых из этих случаев соответствующих расчетных параметров (еще до проведения каких-либо расчетов) вместо первоначальных их значений, полученных, например, по гидрометрическим данным. Далее говорится о возможности косвенного решения обратной задачи расчета неустановившегося движения воды в реках (см. гл. 2, § 2, и гл. 13, § 3), которое состоит из следующих процедур:

1) задания первоначальной информации;

2) решения прямой задачи (проведение расчета) при первоначальной информации;

3) выделения погрешностей, связанных с конкретными факторами, из суммарных отклонений результатов расчета от материалов натурных наблюдений;

4) изменения заданной информации на основе выделения погрешностей;

5) решения прямой задачи при измененной информации (последовательные приближения) с целью уточнения различных элементов информации.

Процедуры 3—5 могут повторяться несколько раз.

В упомянутой статье приводятся некоторые соображения о способах оценки влияния того или иного фактора на результаты расчета. Возможности задания расчетных параметров иллюстрируются на примере расчета ряда половодий.

§ 6. Расчеты распространения волн попусков в нижнем бьефе Белогорской ГЭС

Целью расчетов для р. Оредеж (Розенберг, 1968) было рассмотрение влияния формы гидрографа в створе ГЭС и вида граничного условия в низовом створе на распространение волн попусков в условиях подпора. Расчеты производились для всех трех попусков, первый из которых воспроизводил волну с резким изменением расхода от 5 до 25 м³/сек., третий отличался от первого более постепенным (ступенчатым) увеличением, а затем уменьшением расхода; перед началом одноступенчатого второго попуска расход воды в русле был близок к нулевому. В качестве левого граничного условия принимался входной гидрограф на гидростворе II, данные по которому были полнее и надежнее, чем для гидроствора I, расположенного в 0,16 км от Белогорской ГЭС. Было выделено три расчетных участка, ограниченных гид-

ростворами II, III, IV и VI (соответственно 1,1; 3,2; 5,7 и 12,0 км от ГЭС).

Правое граничное условие задавалось либо в виде кривой хода уровней $z_0=f(t)$, либо в виде кривой расходов $Q=f(z)$. Задавались также два варианта значений модулей расхода $K=f(z)$ для каждого створа: 1) определенные по формуле $K=Q/\sqrt{I}$ и 2) искусственно увеличенные в 1,5 раза.

Была сделана попытка выяснить особенности синхронной связи расходов с уровнями в условиях подпора; для этого в створе VI была построена по данным расчета с граничным условием $z(t)$ петля $Q=f(z)$. Расчеты показали, что в бесподпорной части реки при задании $K=Q/\sqrt{I}$ и каждом из двух использованных видов правого граничного условия расходы практически совпадают с наблюденными, для уровней же получаются значительные расхождения — до 30% максимальной амплитуды колебания. Причина этого может заключаться в неточном задании K вследствие отсутствия кривых расходов для установившегося режима. Для времени наступления максимального уровня (т. е. и для величины $c_г$) отклонения невелики.

Изменение вида правого граничного условия мало влияет на результаты расчета для этой зоны, изменение же K влияет существенно.

Для зоны влияния подпора трудно сопоставлять расчетные данные с натурными, так как последние имеются только для гидроствора VI и притом малочисленны. Все же можно отметить, что правое граничное условие $z(t)$ дает результаты, более близкие к натуре, чем условие $Q(z)$. В отличие от бесподпорной зоны, для зоны подпора изменение вида правого граничного условия влияет существенно, а величина K — незначительно. Петли $Q=f(z)$ в зоне подпора также отличаются от таковых в бесподпорной зоне — ветвь подъема смещается влево, а ветвь спада — вправо. В некоторых случаях ветви подъема проходят даже левее ветвей спада. Разные результаты расчетов для каждой из зон, очевидно, объясняются различием уклонов дна. Так, в бесподпорной части в связи с большим уклоном дна трансформация волны невелика, а правое граничное условие влияет слабо.

Степень трансформации волны выражалась как снижение максимальных расходов на единицу длины реки. Оказалось, что между гидростворами II и IV величина Q_{max} почти не изменяется. На участке между гидростворами IV и VI снижение Q_{max} усиливается с уменьшением интенсивности изменения расхода на ГЭС (сравнение попусков № 1 и 3), с увеличением входных расходов и потерь на трение (сравнение попусков № 1 и 2). Это согласуется с данными экспериментов Е. А. Виноградовой и Г. Е. Кононковой (1965).

§ 7. Расчеты распространения волн суточного регулирования вдоль р. Свири

Расчеты проводились для обеих серий детальных натурных наблюдений ГГИ — для открытого русла и русла, покрытого ледяным покровом (Иванова и Рупперт, 1966). Целями расчета являлись апробация метода ИГ для зимних условий и исследование влияния ледяного покрова на распространение волн суточного регулирования, а также рассмотрение изменений результатов расчета и степени их совпадения с натурными данными при различных изменениях исходной информации. В зимних условиях для расчета использовался период 13—18/II (продолжительностью 5 суток 10 час.), в летних — 23—28/X (продолжительностью 5 суток 7,5 часа).

За начальные условия в зимней и летней сериях расчетов принимались расходы и уровни по длине реки в 8 час. соответственно 13/II и 23/X. Эти моменты характеризовались почти полным опорожнением русла после воскресного провала графика нагрузки и могли быть приняты за моменты практически установившегося движения. Водная поверхность имела ничтожный уклон, высота уровня определялась подпором от Ладожского озера. За левое граничное условие принималась зависимость $Q(t)$ для первого гидроствора. Правое граничное условие задавалось в виде $Q(t)$ или $z(t)$. Боковой приток можно было считать равным нулю.

Наибольшую трудность при подготовке исходной информации представляло задание $K=f(H)$ ввиду отсутствия кривых расходов для установившегося режима. Правда, для летней серии наблюдений наличие двух режимов, близких к установившемуся с расходами 750 и 1250 м³/сек., позволило провести приближенную кривую $K(H)$ для гидростворов, функционировавших в этой серии наблюдений. Для остальных створов (III и V) была проведена интерполяция по длине реки. Для зимней серии кривые проводились путем осреднения петлеобразных синхронных зависимостей $K=f(H)$.

Результаты расчета при таком задании $K=f(H)$ значительно расходились с натурными наблюдениями. Поэтому был использован обратный путь, при котором правильность выбора кривой $K(H)$ определялась совпадением расчета с натурой (для р. Свири ввиду простой ее формы можно было считать, что все остальные исходные параметры заданы точнее, чем K). Принятые кривые для летней серии лежат во всех створах ниже первоначально полученной кривой для установившегося движения, а для зимней — выше. Особенно это заметно для гидроствора III, который зимой находился в состоянии переменного подпора от ниже лежащего зажора.

Нижний бьеф Нижне-Свирской ГЭС протяженностью 59 км для расчета был разбит на четыре участка с приблизительно однородными геоморфологическими и ледовыми условиями. Однородность этих условий определялась приблизительным постоянством в пределах участка скоростей распространения начала возмущения. Границы участков были приурочены к гидростворам I, III, IV, V, VI. Фиктивное дно проводилось по среднему уклону дна на участке с сохранением естественного объема наполнения русла (рис. 9.8). На протяжении одного участка между гидростворами III и IV в связи с уменьшением глубин линия фиктивного дна имеет обратный уклон. Можно было ожидать, что это окажет существенное влияние на скорость распространения волны. Однако расчеты показали, что некоторое

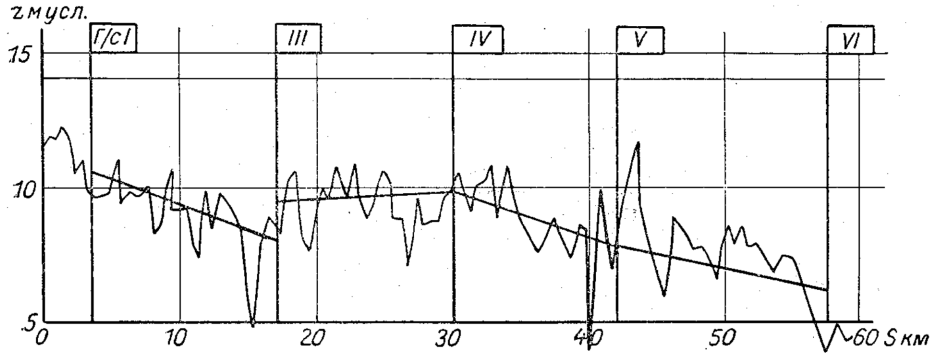


Рис. 9.8. Продольный профиль р. Свири с линией фиктивного дна.

изменение линии дна приводит лишь к небольшому изменению расчетных уровней и расходов.

Были испробованы два способа задания поперечных профилей: их привязывали либо к отметке свободной поверхности, либо к отметке линии фиктивного дна. В первом случае сохраняется пропускная способность русла, но искажается форма поперечника за счет необходимости вместить минимальную площадь сечения F_0, отвечающую первому заданному значению B, между нижней заданной отметкой глубины и отметкой фиктивного дна (по сравнению с общей площадью поперечника величина F_0 мала). Во втором случае поперечный профиль естественной формы поднимался (или опускался) до совмещения нижней точки профиля с отметкой фиктивного дна. При обоих способах задания морфометрии пропускная способность русла $K(H)$ принималась одинаковой. Расчеты показали преимущество первого способа задания морфометрии.

Переменная интенсивность попусков привела к необходимости применения различных шагов по времени, изменяющихся

от 20 сек. до 30 мин. летом и от 30 сек. до 30 мин. зимой. Шаги по длине в первых вариантах расчета принимались равными 0,5 км (свыше 100 шагов на всю длину бьефа), впоследствии их количество было уменьшено до 32, а потом до 16 (по 4 шага на участке), что почти не повлияло на точность расчета. Общая продолжительность расчета одного варианта составляет 15 мин. машинного времени (при выдаче результатов в пяти гидростворах через 30 мин. и при 16 шагах по длине бьефа).

При задании граничных условий с обеих сторон в виде $Q(t)$ рассчитанный ход уровней оказался значительно заниженным, при задании с обеих сторон функции $z(t)$ получилось аналогичное занижение расходов. Наилучший результат был получен при сочетании левого граничного условия в виде $Q(t)$ с правым в виде $z(t)$.

Было проведено более 40 вариантов расчета для проверки влияния вышеуказанных факторов и их сочетаний. Наименьшее отклонение от наблюденных значений уровня и расхода дают результаты расчета, показанные на рис. 3 из работы А. А. Ивановой и М. Л. Рупперт (1966). Ошибки вычисления расходов и уровней, как правило, не превышают 5—7% максимальной амплитуды названных величин.

Отклонения расчетных значений времени добегания для характерных уровней и характерных расходов в большинстве случаев незначительно отличаются от интервала выдачи расчетных данных (30 мин.). Исключение представляет добегание волны на участке гидростворов V—VI (летом 54 мин., зимой 101 мин.).

Для выявления влияния льда был проведен расчет зимней серии опытов с использованием летних кривых пропускной способности русла $K=f(H)$, результат сравнивался с зимними наблюдениями. По данным расчета, на верхних гидростворах при малых отметках уровень занижен примерно на 60—80 см, при высоких отметках — на 100—150 см, в нижних створах уровень занижен на 30—40 см. Общая амплитуда расходов, рассчитанных в этом варианте, увеличена по сравнению с данными наблюдений, особенно это заметно в нижних створах. В таком перераспределении уровней и расходов отчасти проявляется сдерживающее влияние граничных условий. Отсутствие ледяного покрова наиболее существенно влияет на уменьшение времени добегания (оно занижается при этом расчете на 2—3 часа).

В связи с проектируемым увеличением мощности Нижне-Свирской ГЭС Гидропроектом летом 1964 г. были проведены наблюдения в нижнем бьефе над уровнями при работе ГЭС по специальному графику. Степень нестационарности движения в этот период была значительно выше, чем во время наблюдений ГГИ. Высота подпора от Ладожского озера также несколько отличалась от высоты подпора зимой 1960-61 г. Тем не

менее был проведен расчет части графика попусков Гидропроекта с параметрами, подобранными при расчете эксперимента ГГИ. Точность расчета оказалась значительно меньшей, чем в приведенном ранее оптимальном варианте (Иванова и Рупперт, 1966). Это говорит о влиянии параметров процесса на выбор оптимальных исходных данных.

§ 8. Расчеты распространения волн суточного регулирования в нижнем бьефе Новосибирской ГЭС (в зимних условиях)

Расчеты имели целью исследовать влияние изменения исходной информации на результаты расчета распространения волн суточного регулирования для большой реки при наличии ледяного покрова. При этом не ставилась задача получения хорошего совпадения расчетных данных с натурными.

Рассматривался участок р. Оби протяженностью около 90 км в нижнем бьефе Новосибирской ГЭС. Для получения исходных данных использовались материалы наблюдений Ленгидропроекта. Расчеты были произведены Г. П. Дохнадзе (1967) для десяти различных вариантов задания расчетных параметров. Первый (основной) вариант расчета производился при параметрах, определенных непосредственно по имевшимся данным, остальные — при изменении того или иного расчетного параметра. Второй и третий варианты расчета отличались от первого тем, что в них была искусственно увеличена ширина поперечников при всех уровнях. Четвертый и пятый варианты выполнялись при параметрах первого варианта, но с заданием притока в створе Новосибирск. Шестой и седьмой варианты отличались от первого заданием другого вида граничного условия в створе, наиболее удаленном от ГЭС. В восьмом и девятом вариантах была искусственно изменена пропускная способность русла во всех гидростворах, в десятом — только в одном створе.

Расчетный участок р. Оби от Новосибирской ГЭС до с. Почта (рис. 9.9) имеет длину 87,8 км. На участке имеется несколько небольших притоков, самый крупный из которых — р. Иня — впадает в р. Обь у гидроствора Новосибирск. Материалов наблюдений над расходами притоков не имеется.

Русло было разбито на 11 расчетных участков, границы которых были приурочены к водомерным постам. Линия фиктивного дна проводилась так, чтобы для каждого участка были равны площади между фиктивным и естественным дном, расположенные выше и ниже фиктивного дна, и чтобы уклон дна по возможности наиболее соответствовал средним уклонам поверхности воды на участке при различных расходах.

Значения $B(H)$ снимались с имевшихся поперечных профилей участков. В некоторых поперечниках русло разделялось в определенном диапазоне уровней на два русла (иногда даже

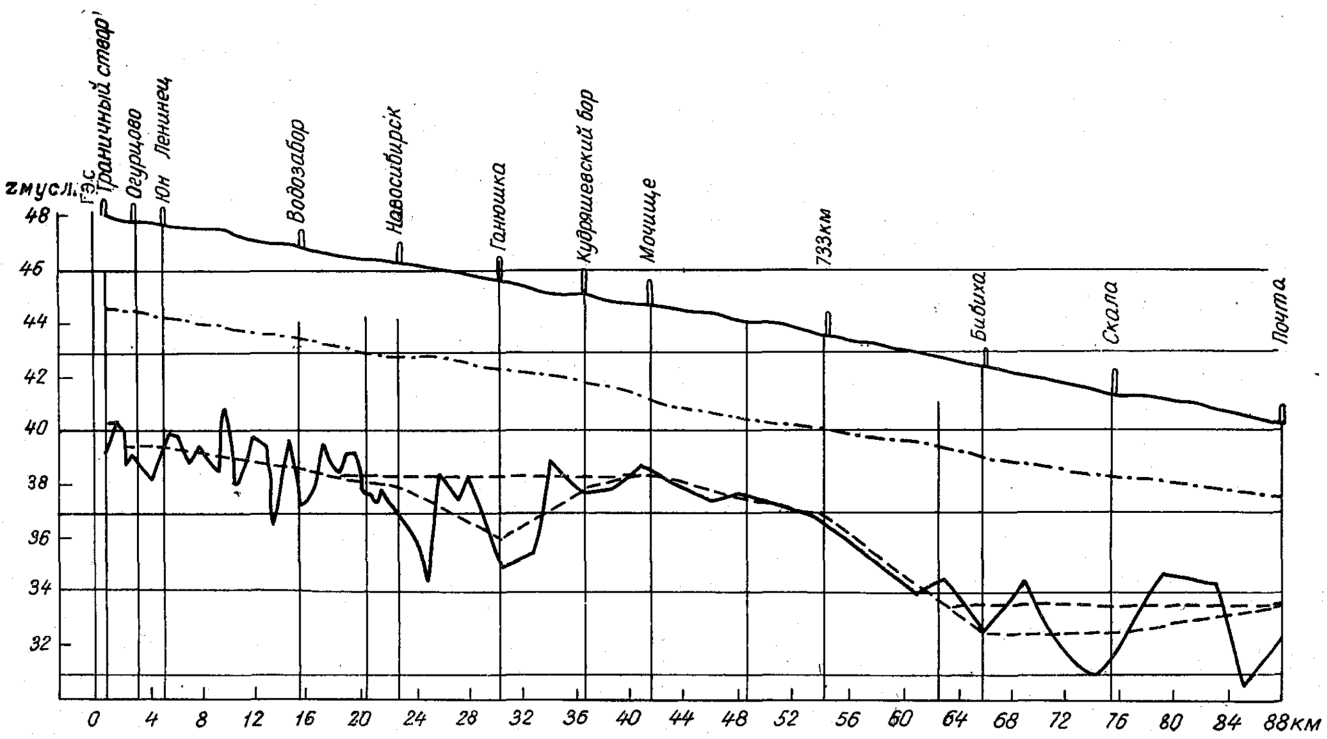


Рис. 9.9. Продольный профиль участка р. Оби ниже Новосибирской ГЭС.

при максимальных уровнях), но его считали одним руслом, отнимая от всей ширины ширину выступа по середине. Модули расхода K вычислялись по кривым расходов так же, как для р. Иртыша (см. § 5, п. А). Для пересчета значений K, относящихся к открытому руслу, на зимние условия использовался график зависимости зимних коэффициентов от расходов воды (по измерениям 15—16/XII 1960 г. у г. Новосибирска), имевшийся в материалах наблюдений Ленгидропроекта. График представлял собой петлю, поэтому пришлось построить однозначную кривую, которая проводилась ближе к ветви спада, чем к ветви подъема (см. гл. 10, § 4).

В качестве левого граничного условия был принят гидрограф $Q(t)$, состоявший из трех следовавших друг за другом попусков, в качестве правого — зависимость $Q_*(z)$ для установившегося режима. За начальные условия были приняты наблюденные минимальные уровни перед началом основного попуска и соответствующие им расходы для каждого створа, снятые с кривых расходов и умноженные на соответствующие зимние коэффициенты. При этом условно принималось, что до начала расчета движение было установившимся при указанных минимальных уровнях.

Каждый расчетный участок был разделен на 4 равных шага по длине. Шаг по времени принимался различным в разные периоды времени (от 10 сек. до 5 мин.) в зависимости от интенсивности изменения расходов в створе ГЭС.

Результаты расчетов для первого варианта и сравнение их с натурными данными приводятся на рис. 9.10. Как видно на этом рисунке, расчет по первоначальной информации дал совпадение с общим характером явления в натуре, но весь расчетный график хода уровней расположился ниже натурного для нижней половины расчетного протяжения реки. Было несколько занижено время добегания максимальных уровней. Есть и другие, более мелкие отклонения расчетных графиков хода уровня от натурных.

Расхождение между расчетными и натурными данными объясняется, очевидно, несовершенным заданием расчетных параметров. Для данного объекта такими параметрами являются, по меньшей мере, два: пропускная способность русла (ввиду ненадежности определения зимних коэффициентов) и боковая приточность, которая не вводилась в расчет ввиду отсутствия сведений о ней. Как указывалось в гл. 7, § 1, наличие двух или большего количества параметров, которые не могут быть надежно заданы по имеющимся материалам, не позволяет ставить задачу правильного выбора этих параметров, обеспечивающего удовлетворительное соответствие расчетных данных натурным. Поэтому в таком случае можно говорить лишь о третьем из указанных в гл. 9, § 1, аспектов исследования — об изучении влия-

ния изменения отдельных факторов на результаты расчетов (не сравнивая их с натурными данными). Для этого были прежде всего заменены ширины русла по сравнению с первым вариантом и принято $B_2=1{,}5B_1$, $B_3=2B_1$ (индексы обозначают номера

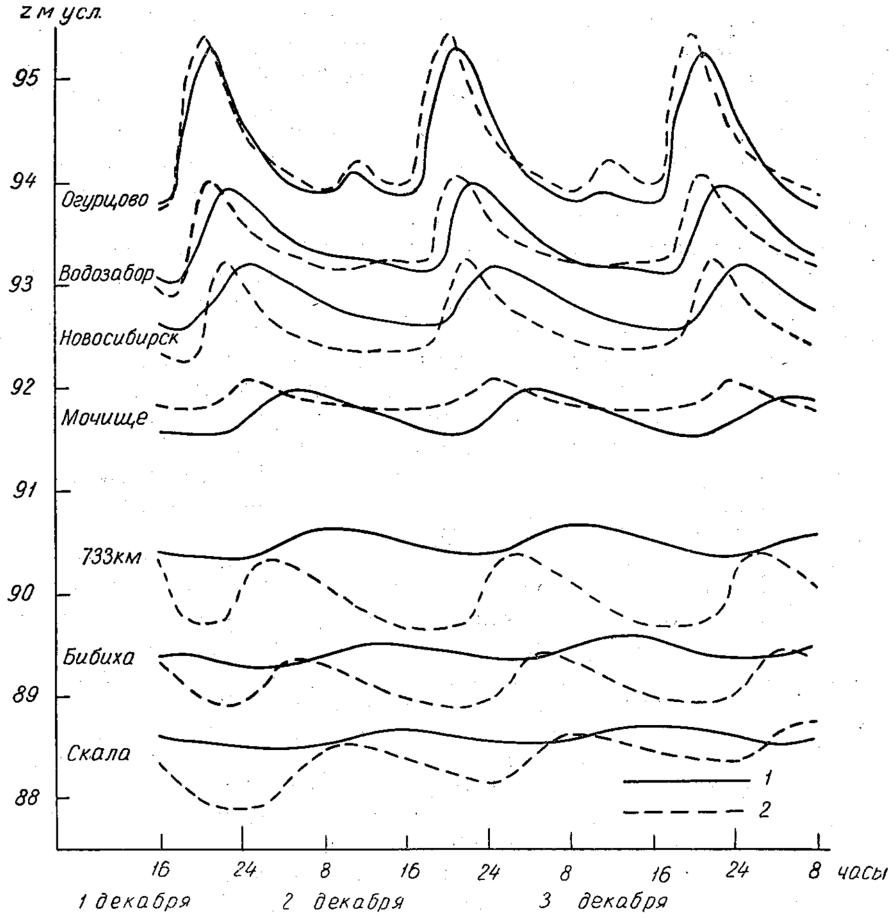


Рис. 9.10. Изменение во времени уровней в нижнем бьефе Новосибирской ГЭС (*1*) и результаты расчета для первого варианта (*2*).

вариантов расчета по порядку). Остальные расчетные параметры (в том числе и пропускная способность русла) были оставлены без изменений. Это означает, что одновременно с шириной была соответствующим образом увеличена и шероховатость русла. Оказалось, что увеличение ширин для каждого створа, вообще говоря, уменьшает амплитуду и сглаживает ход

уровней за счет понижения максимумов и повышения минимумов. Во втором и тем более в третьем варианте расчета волны попуска распластываются на меньшем удалении от ГЭС, чем в первом варианте. Занижение расчетных кривых хода уровней можно объяснить неучтенным поступлением воды из притоков, впадающих в р. Обь на рассматриваемом участке реки. Однако четвертый и пятый варианты расчета показали, что задание бокового постоянного притока в пределах реальных его значений (50 или даже 100 м³/сек. в створе Новосибирск, где в р. Обь впадает р. Иня, являющаяся самым большим из притоков) позволяет лишь частично ликвидировать это расхождение, которое, очевидно, в значительной мере связано с неточным заданием модулей расходов. Поэтому были выполнены расчеты без задания бокового притока с одновременным изменением модулей расходов для всех створов и при всех значениях аргумента H. Уменьшение K на 25% заметно приблизило расчетные графики хода уровней к натурным. По-видимому, лучшего совпадения можно было бы добиться, задав одновременно и боковую приточность и уменьшенные значения модулей расходов.

При изменении K лишь в одном из створов изменялся ход уровней только в этом и выше лежащем створах. Для того чтобы выяснить, как влияет на результаты расчетов изменение вида правого граничного условия, в качестве последнего вместо функции $Q=f(z)$ была принята функция $z=f(t)$. Так как на указанной границе рассчитываемого бьефа изменение уровней воды почти не наблюдается, взято $z=f(t)=\text{const}$. За величину этого постоянного уровня было принято $z=37{,}70$ м усл. (в соответствии со значением уровня в данном створе при начальных условиях). Указанное изменение правого граничного условия повлияло лишь на уровни воды в гидростворах Бибиха и Скала, которые отдалены от правой границы на 21,9 и 12,3 км. В этих гидростворах уровни опустились ниже уровней эталонного варианта соответственно в среднем на 0,05 и 0,22 м.

Интересно рассмотреть влияние несоответствия между постоянным уровнем в правом граничном условии и уровнем при начальных условиях на полученные результаты. С этой целью в другом варианте расчета значение z на правой границе было взято произвольно 37,58 м усл. вместо 37,70 м усл., т. е. на 12 см ниже. Выяснилось, что даже такая маленькая разница оказывает большое влияние на уровни не только в ближайших, но и в остальных створах — уровни опускаются значительно ниже.

§ 9. Выводы по выполненным расчетам

В данном параграфе излагаются только выводы, которые можно сделать непосредственно по результатам выполненных расчетов для указанных природных объектов и после сопостав-

ления этих результатов с материалами наблюдений. Выводы более общего характера, требующие привлечения результатов расчетов для гипотетических русел либо данных анализа натурных или лабораторных исследований, систематизируются в главе 12 при рассмотрении итогов комплексных исследований неустановившегося движения воды в реках.

А. По расчетам для нижнего бьефа Иваньковской ГЭС

1. Для русел с простой морфологией метод ИГ дает довольно высокую точность получаемых результатов. Однако определение модулей расхода при отсутствии наблюдений над уклонами водной поверхности в условиях значительных переломов продольного профиля дна представляет известные трудности.

2. Хотя точность результатов, полученных при расчете по модулям расхода, вычисленным по средним уклонам, вполне удовлетворяет обычным требованиям точности при инженерных расчетах, полученная расчетная модель могла быть уточнена. Уточнение ее производилось путем небольшого (в пределах 10—15%) изменения величин модулей расхода на основании сравнения вычисленных гидрографов и графиков хода уровня с натурными, а также путем сравнения построенных по данным расчета петлеобразных кривых связи расходов и уровней воды при неустановившемся режиме с натурными кривыми расходов. Полученные кривые модулей расхода лучше соответствовали натурным кривым расходов и обеспечили более высокую точность расчета. Проведенное уточнение $K=K(H)$ не противоречит и натурным данным, поскольку уточненные кривые модулей расхода располагаются между кривыми $K=K(H)$, вычисленными по $i_{ср}$, и кривыми $K=K(H)$, вычисленными по «елочке расходов».

3. Уточнение модулей расхода (в небольших пределах) для данного объекта можно проводить благодаря отсутствию осложняющих факторов (неучтенной боковой приточности, потерь воды на инфильтрацию и т. д.), иначе говоря, потому, что остальные расчетные параметры заданы достаточно надежно.

4. Подобное уточнение величин модулей расхода является приближенным эмпирическим решением обратной задачи в части определения одного из параметров (в данном случае модулей расхода воды).

5. Для данного объекта вид правого граничного условия (задаваемого в наиболее удаленном от ГЭС створе), а также расчетная длина бьефа практически не оказывали влияния на точность получаемых результатов даже при относительно короткой длине расчетного бьефа; заметные расхождения наблюдались только в непосредственной близости от правой границы.

6. Результаты расчетов для зимних условий показали, что

при отсутствии заторов и зажоров уклоны водной поверхности в зимний период мало отличаются от уклонов в летний период. Поэтому модель для зимних условий была получена путем подъема летних кривых модулей расхода на величину разности между кривыми расходов воды в каждом данном створе для летнего и зимнего периодов.

Б. По расчетам для р. Тверцы

1. В условиях русла с поймой, имеющей относительно ровную поверхность, поперечный уклон которой направлен в сторону главного русла, одномерная схема хорошо описывает явление при условии достаточно детальной схематизации русла в плане.

2. Учет системы сужений — расширений пойменного русла приводит к несколько большей степени трансформации волн попусков (по сравнению с осредненным руслом с линейным изменением элементов по длине, имеющим те же аккумулирующие объемы) и заметно сказывается на скорости их распространения. Снижение максимальных уровней воды по сравнению с результатами расчета, в котором детально не учитывались расширения пойменного русла на крупных излучинах, составило около 10 см.

В. По расчетам половодий и длительных попусков для р. Иртыша

1. Расчеты распространения волн половодий и длительных попусков вдоль реки, характеризующейся очень значительными пойменными массивами с неровным рельефом поверхности (имеющей поперечный уклон, направленный от главного русла) и сложными условиями ее затопления, показывают, что для невысоких половодий или попусков, затапливающих пойму на незначительную глубину, существенную роль играет процесс заполнения мертвых объемов поймы в период подъема половодий и опорожнения их в период спада. При этом в натурных условиях величина живого сечения потока оказывается значительно меньше живого сечения, получающегося при задании в расчетах ширины поймы B, определяемой непосредственно по топографическим данным. Такое задание B приводит к занижению средних скоростей перемещения основных масс воды и скорости распространения волн паводков и попусков, а также к некоторому преувеличению степени их трансформации.

2. Ввиду указанных причин приходится определять действующую (или эффективную) ширину поймы $B_{эфф}$ путем подбора на основании сравнения расчетных и натурных данных.

3. Трудности такого подбора заключаются в том, что уменьшение ширины поймы в разной степени сказывается на основных, практически важных расчетных параметрах волн (скорости

их распространения и снижении максимальных расходов воды) различной высоты и продолжительности, затапливающих пойму на разную глубину. Неодинаковая степень участия поймы в пропуске расходов воды вызывает необходимость отдельного подбора действующих ширин поймы для расчета волн различной высоты. Например, в зоне небольшой глубины затопления поймы относительное уменьшение ширины поймы B должно быть больше, чем в зоне более высоких уровней затопления поймы.

4. Уменьшение натурных ширин поймы приводит к уменьшению общих русловых объемов. Для сохранения объемов при расчетах необходимо компенсировать уменьшение ширины поймы соответствующими отъемами воды на заполнение мертвых (отрезанных) объемов поймы в период подъема паводков и, наоборот, притоком воды из них в период спада.

Г. По численным экспериментам для р. Иртыша (с учетом результатов анализа натурных материалов)

В данной работе нецелесообразно останавливаться на влиянии изменений исходной информации на результаты расчетов по данным численного эксперимента. В отношении возможностей и способов использования одномерной модели основные выводы Федосеева (1968 а и 1968 б) сводятся к следующим.

1. Одномерная модель и принятая расчетная схема (метод ИГ) позволяют проводить расчеты неустановившегося движения воды в условиях поймы сложного строения. Однако при этом надо уделить особое внимание выяснению вопроса о точности и надежности таких расчетов в зависимости от характера половодья или длительного попуска и о путях задания исходной информации.

2. Процесс распространения волн половодий и длительных попусков вдоль р. Иртыша связан с особенностями строения поймы, изложенными в указанных выше работах. К главным из этих особенностей относятся резко выраженная непризматичность главного русла, чередование участков с различным взаимным расположением динамических осей русла и поймы, превышение отметок бровки пойменного берега над отметками отдельных частей поймы, общий продольный и поперечный уклон поймы, наличие повышенной прирусловой части (прируслового вала).

3. Указанные особенности определяют три фазы процесса затопления поймы в зависимости от глубины затопления:

1) движение в пределах отметок главного русла;

2) движение при небольшой глубине на пойме, когда местные скорости течения здесь в основном определяются строением поймы и имеются застойные зоны на отдельных участках поймы;

3) движение при затоплении прируслового вала на большей

части его длины, когда вдоль поймы, в том числе и на прежних застойных зонах, развивается транзитное течение воды.

4. Наибольшие трудности вызывает применение одномерной модели при расчете половодий и длительных попусков, вызывающих средние затопления поймы, так как для них основную роль играет вторая фаза, при которой возможны наибольшие погрешности расчета. К исследованию таких половодий и длительных попусков и возможностей их расчета поэтому привлекалось особое внимание.

5. В работах Федосеева (1968 а и 1968 б) приводятся рекомендации по заданию расчетных параметров для некоторых случаев, связанных с изоляцией русла от поймы; для других случаев требуются дальнейшие исследования. Приводятся примеры задания расчетных параметров для высоких половодий.

6. Принципиально задание расчетных параметров по имеющимся данным наблюдений над неустановившимся движением (при наличии топографических и гидрометрических материалов) представляет собой решение обратной задачи. Ввиду отсутствия соответствующих математических методов обратную задачу приходится решать приближенно, решая несколько раз прямую задачу при различных вариантах задания расчетных параметров и каждый раз сравнивая результаты расчетов с материалами наблюдений.

Кроме указанных общих соображений, можно отметить следующие конкретные положения о задании функций $B(H)$ и $K(H)$, основанные на выполненных Федосеевым (1968а) численных экспериментах.

1. Схема ИГ позволяет проводить расчеты с существенно измененными первоначальными значениями ширин реки и модулей расходов в условиях модели сложного пойменного русла.

2. Если в отдельных створах имеются значительные разрывы в ширинах реки или незначительные разрывы в модулях расхода, это обычно не препятствует проведению расчетов по схеме ИГ.

3. Способ задания K сравнительно мало влияет на результаты расчетов, поэтому не имеет смысла задавать значения модулей расходов с разрывами на границах расчетных участков.

Вопрос об оптимальных методах расчета неустановившегося движения воды в реке со столь сложной поймой, как на рассматриваемом участке р. Иртыша, о способах подготовки исходных данных и возможных погрешностях требует дальнейшего исследования.

Д. По расчетам для р. Оредежи

1. Расчеты неустановившегося движения воды в условиях подпора целесообразно производить на базе строгих методов,

так как это позволяет учесть подпор заданием соответствующего граничного условия в низовом створе.

2. Метод ИГ достаточно точно отражает процесс трансформации волны на р. Оредеже как в бесподпорных условиях, так и в условиях переменного подпора.

3. Граничное условие в низовом створе целесообразно задавать при подпоре в виде $z=f(t)$.

4. В условиях переменного подпора меняется характер петли на синхронной связи расходов и уровней — ветвь подъема поднимается, а ветвь спада опускается. Ветви даже могут поменяться местами, т. е. на подъеме паводка расходы могут проходить при более высоких уровнях, чем на спаде.

Е. По расчетам для р. Свири

1. Задание исходной информации даже для такого хорошо обследованного объекта, как р. Свирь, вызвало большие затруднения как из-за недостаточной изученности изменения пропускной способности русла в состоянии подпора, так и в результате почти полного отсутствия сведений о влиянии ледяного покрова на гидравлику потока при установившемся движении и тем более при неустановившемся. Кроме того, расчет данного объекта усложнялся одновременным влиянием ряда неизвестных факторов (ледяного покрова, подпора и т. п.).

2. При переходе от одного режима к другому, более нестационарному, результаты расчета, полученные при задании кривых $K(H)$, подобранных по первому режиму, оказались хуже. Это свидетельствует о необходимости задания кривых $K(H)$ применительно к данному типу явления, а также, возможно, о снижении точности расчета с увеличением нестационарности явления. Действительно, состояние ледяного покрова зимой 1960-61 г. может быть не характерным для последующих зим и, более того, изменяется в течение одной зимы, поэтому найденные значения $K(H)$ могут оказаться непригодными для других режимов.

3. Для лучшего совпадения результатов расчета с натурными данными пришлось задавать разноименные граничные условия [например, $Q(t)$ в створе ГЭС и $z(t)$ в конечном створе].

Ж. По расчетам для р. Оби

1. Общий характер явления правильно описывается расчетом. Однако обнаруживаются и существенные отклонения результатов расчета от материалов наблюдений, увеличивающиеся по мере удаления от створа ГЭС. Причинами этих отклонений являются неточное задание пропускной способности русла ввиду отсутствия достаточно подробных материалов наблюдений в зимних условиях и неучет расхода притоков, который не измерялся.

2. При увеличении ширины русла без увеличения его пропускной способности (т. е. с соответствующим увеличением его гидравлических сопротивлений) время добегания увеличивается, а ход уровней сглаживается за счет уменьшения максимумов и увеличения минимумов.

3. Задание притока, как и следовало ожидать, повышает как максимальные, так и минимальные уровни и уменьшает амплитуду колебания хода уровней в отдельных гидростворах за счет более интенсивного повышения минимальных уровней.

4. Замена вида граничного условия в правом граничном створе $Q=f(z)$ на условие $z=f(t)=\text{const}$ при согласованности с начальным условием в этом же створе влияет только на створы, ближайшие к этой границе. При несогласованности с начальным условием (понижении уровня в граничном створе по сравнению с его начальным значением) график хода уровней во всех створах опускается вниз, что сказывается в большей степени на створах, далеких от ГЭС.

5. Уменьшение пропускной способности русла во всех створах повышает уровни и увеличивает время добегания максимальных уровней. Изменение пропускной способности русла в отдельном створе влияет только на уровни данного и ближайшего выше лежащего створов.

ГЛАВА 10

ЧИСЛЕННЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТЫ НА ГИПОТЕТИЧЕСКИХ РУСЛАХ

§ 1. Общие соображения

Выяснение влияния различных факторов на неустановившееся движение воды сразу для всей совокупности условий, возникающих в естественном русле, часто бывает затруднительным или вообще невозможным. Поэтому, как указывалось выше (гл. 6), целесообразно прибегать к использованию простейших схем русла, на которых можно более четко выявить влияние отдельных факторов и различных их сочетаний.

Схематизация обычно касается в основном формы русла и его гидравлических сопротивлений. Русло в большинстве случаев целесообразно принимать призматическим, т. е. считать неизменными по его длине (в функции от глубины) как морфометрические характеристики (уклон дна, форма сечения), так и гидравлические (гидравлические сопротивления, отсутствие подпора). Форма сечения также обычно выбирается простейшей: для схемы беспойменного русла — прямоугольная, трапецеидальная или параболическая; русло с поймой обычно схемати-

зируется как состоящее либо из двух прямоугольных отсеков, либо из параболического для основного русла и прямоугольного отсека для поймы (см. § 5). Схематически задается и входной гидрограф (левое граничное условие). Чаще всего рассматривается волна попуска, образованная гидрографом трапецеидальной, треугольной или другой такой формы в створе возмущения, при которой нестационарность течения будет отчетливо выражена.

При использовании гипотетических русел отпадают вопросы сопоставления результатов расчета с натурными данными, выяснения характера и причин расхождений и способа их уменьшения и т. д. В случае же когда расчет ведется для условий лабораторного эксперимента (например, в гидравлическом лотке), можно, сопоставляя данные численного и лабораторного экспериментов и затем убедившись в их соответствии друг другу или выяснив (и устранив) причины несоответствия, заменить производство других вариантов лабораторного эксперимента выполнением соответствующего численного эксперимента.

Ниже приводятся основные сведения о численных экспериментах, выполненных в ГГИ за последние годы для распространения волн попусков в гипотетических руслах.

§ 2. Расчеты распространения волн попусков в призматическом русле методом характеристик

А. Постановка задачи и исходные данные для расчетов

Целью расчетов было выяснение особенностей распространения волн попусков в призматическом русле как в нижнем, так и в верхнем бьефе в зависимости от формы гидрографа в створе возмущения и интенсивности изменения расходов в нем, а также (для нижнего бьефа) в зависимости от вида граничного условия вдали от створа возмущения. Кроме того, эти расчеты, явившиеся первыми из численных экспериментов на ЭВМ для неустановившегося движения воды в реках, выполненных в ГГИ (и изложенных в этой и предыдущей главах), позволили апробировать возможности исследования распространения волн попусков и паводков с помощью таких численных экспериментов.

Расчеты выполнялись автором (Грушевский, 1962а и 1964а). Алгоритм был заимствован из работы Н. Т. Мелещенко и М. С. Якубова (1948). В указанной работе проводится ручной счет методом характеристик для распространения в верхнем бьефе ГЭС волны, образующейся в результате увеличения в течение 20 мин. расхода в створе ГЭС от 30 до 150 м³/сек. Далее расход здесь не изменяется, т. е. движение переходит от одного установившегося режима, принятого в качестве начального

условия, до другого с бóльшим расходом. Бьеф представляет собой призматический канал трапецеидального сечения длиной 5 км. Ширина канала по дну 5 м, крутизна откосов 1 : 3, уклон дна $i_0=0{,}0002$, коэффициент шероховатости, по Маннингу, $n=0{,}013$. Ввиду малости начального расхода свободная поверхность воды принята в начале расчета горизонтальной; начальная глубина воды в канале изменяется по длине канала по линейному закону от $H_0=5{,}5$ м в створе ГЭС до $H_0=4{,}5$ м в другом крайнем сечении (створ водоприема).

В первую очередь составлялась программа для этой задачи, чтобы иметь возможность отладить программу на машине, сверяя результаты расчета с приведенными в указанной работе.

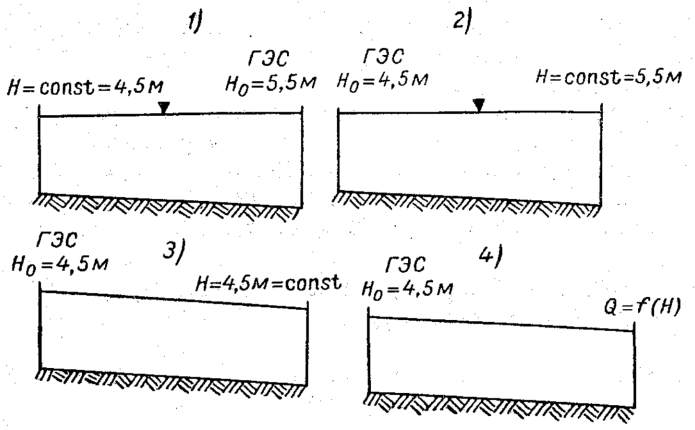


Рис. 10.1. Схемы задач, решавшихся методом характеристик.
1—4 — номера задач.

Затем с помощью составленной программы были произведены расчеты для других вариантов той же задачи (назовем ее задачей № 1, рис. 10.1), т. е. при других видах гидрографа в створе ГЭС.

Производились также расчеты ряда вариантов аналогичной задачи (№ 2) для нижнего бьефа, что потребовало лишь незначительного преобразования программы. В этой задаче сечение канала, его длина, уклон дна и шероховатость, а также начальные условия остаются такими же, как для задачи № 1. Однако граничные условия меняются местами — верховой створ рассматриваемого участка канала является теперь створом ГЭС и в нем задается гидрограф $Q=f(t)$, в низовом же створе (его в данном случае можно рассматривать как границу водоема, в который впадает канал) задается условие $H=\text{const}=4{,}5$ м.

Были рассчитаны варианты гидрографа и для несколько иной задачи (№ 3) о движении волны в нижнем бьефе, в кото-

рой за начальное условие принималось равномерное движение воды в канале глубиной $H_0=4{,}5$ м. Для условий данного канала (форма сечения, уклон дна и шероховатость) такое движение осуществляется при расходе $Q_0=166{,}3$ м³/сек. При этом свободная поверхность была наклонной плоскостью, параллельной дну канала. Граничное условие в нижнем граничном створе оставалось прежним: $H=\text{const}=4{,}5$ м. Решались также варианты задачи № 4, которая отличается от задачи № 3 только граничным условием в нижнем конце канала, где задавалось $Q=Q_{\text{уст}}(H)$.

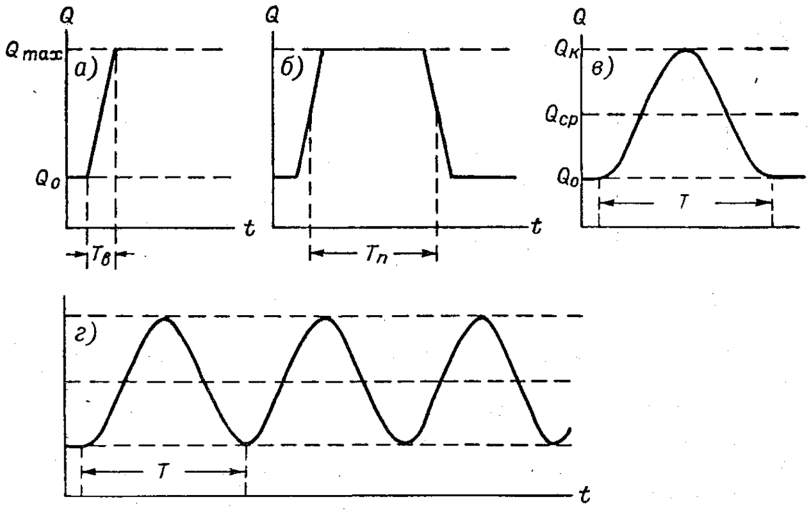


Рис. 10.2. Варианты входного гидрографа.

Варианты входного гидрографа изображены на рис. 10.2 и даны в табл. 10.1. Для задач № 1 и 2 $Q_0=30$ м³/сек., $Q_{\max}=150$ м³/сек., $Q_{\text{ср}}=90$ м³/сек., для задач № 3 и 4 соответственно 166,3; 286,3; 226,3 м³/сек.

Выбор приведенных типов гидрографа неслучаен.

Наиболее просто анализировать волны, образованные ступенчатым гидрографом, с мгновенным переходом от одного постоянного значения расхода к другому. Интересны также попуски, состоящие из мгновенного увеличения и (через некоторое время) мгновенного спада расхода. Однако при мгновенном возрастании расхода образуется прерывная волна, выходящая за пределы области существования рассматриваемых явлений. Не является мгновенным, а требует некоторого времени, исчисляемого обычно минутами, и переход на ГЭС от одного режима открытий направляющих аппаратов турбин и сбросных отверстий к другому режиму. Поэтому задавались гидрографы попусков типа б — изменение расхода занимает небольшой интервал

Таблица 10.1

Рассчитанные задачи и варианты входного гидрографа

№ задачи	Вариант	Параметры входного гидрографа (рис. 10.2)
1	а	$T_в = 200; 1200$
	б	$T_п = 300; 1200; 2200; 2600; 3300$
	в	$T = 2400$
	г	$T = 1200; 2400; 3000; 3600; 3900; 4200; 4500; 4800$
2	а	$T_в = 200; 300; 600; 1200; 1800; 2400; 3000; 3600$
	б	$T_п = 200; 850; 1500; 2100; 5600$
	в	$T = 2400$
	г	$T = 2400; 3000; 3300; 3600; 3900; 4200; 4500; 4800$
3	а	$T_в = 1200$
	б	$T_п = 1200; 2400$
4	а	$T_в = 250; 750; 1200; 2400; 3100; 3750$
	б	$T_п = 0; 250; 800; 1500$
	в	$T = 2400$
	г	$T = 600; 2400; 3600; 4800; 6000$

времени, в качестве которого было удобно для упрощения программы выбирать расстояние по оси t между соседними характеристиками (обычно около 3—4 мин.).

Гидрографы типа а позволяют выяснить влияние интенсивности изменения расхода. При наибольшей интенсивности время перехода от начального значения расхода к конечному также выбиралось равным расстоянию по оси t между характеристиками.

Типы в и г интересны тем, что они соответствуют непрерывному изменению расхода в течение какого-то интервала времени или всего времени. Кроме того, первый из них можно рассматривать как весьма грубую схему короткого паводка, второй — как не менее грубую схему графика суточного регулирования.

В дальнейшем будут применяться обозначения вида 4б-800, что обозначает задачу № 4, вариант входного гидрографа б, величину характерного интервала времени 800 сек.

Результаты расчетов выдавались для трех створов: створа ГЭС, промежуточного створа, удаленного от ГЭС на 2000 м, и крайнего створа, наиболее далекого от ГЭС. Координаты этих створов равнялись соответственно 0; 2000 и 5000 м для нижнего бьефа, 5000, 3000 и 0 м для верхнего бьефа (значения s всегда отсчитывались вниз по течению).

Составление программы для машинных расчетов потребовало более строгой формулировки алгоритма, чем у Мелещенко и Якубова для ручного счета. Это было сделано для задач № 1—3 для расчета следующих точек в волновой плоскости

(t, s): точек нулевой характеристики, внутренних точек и точек в створе, наиболее удаленном от ГЭС (см. рис. 4.5). Для точек створа ГЭС алгоритм был изменен. Для задачи № 4 пришлось разработать новый алгоритм расчета точек в створе, наиболее удаленном от ГЭС, ввиду задания здесь граничного условия в другом виде. Блок-схемы алгоритмов, список формул, порядок расчетных операций и описание программы изложены в упомянутых работах.

Б. Волны попусков (варианты б)

В задачах № 1 и 2 при отражении от водоема знак волны меняется (положительная волна становится отрицательной и наоборот). У створа ГЭС волна отражается по типу отражения от вертикальной стенки, т. е. не меняя знака. Поэтому при однократном изменении расхода у ГЭС в бьефе образуется цикл из четырех волн, амплитуда которых постепенно уменьшается при отражениях. Так, например, повышение расходов у ГЭС приводит в нижнем бьефе (задача № 2) к образованию прямой положительной, затем обратной и прямой отрицательных и обратной положительной волн; при снижении расходов у ГЭС аналогичный цикл начинается с прямой отрицательной волны. При попуске получается соответственно два цикла волн, следующих друг за другом. В ряде случаев эта картина нарушается переходом положительной волны (в результате увеличения ее крутизны по мере распространения вдоль канала) в прерывную, которая далее не рассчитывалась. Получающиеся при попуске явления отражения и наложения волн и перехода волны в прерывную хорошо прослеживаются по данным расчета.

Рассмотрим сначала распространение волны попуска в верхнем бьефе (рис. 10.3).

Изменение расходов и уровней в бьефе при наличии только ступени повышения расхода на ГЭС (вариант 1а-200) изображает кривая *6*. При всех вариантах попуска в створе ГЭС уровни и расходы в верхнем бьефе изменяются сначала так же, как при одноступенчатом гидрографе — до тех пор, пока в данном варианте не начнет влиять вторая ступень — снижение расхода в створе ГЭС в конце попуска. После этого уровни в створе ГЭС резко повышаются, и положительная волна, распространяясь вверх, увеличивает свою крутизну и переходит в прерывную (пересекаются обратные характеристики). Сетка характеристик для варианта 1б-2200 приводится на рис. 10.4 *Б*, для других вариантов она аналогична, только пересечение характеристик происходит при других значениях t.

На рис. 10.3 видно, что для всех расчетных попусков, кроме самого короткого, кривые хода расходов и уровней в промежу-

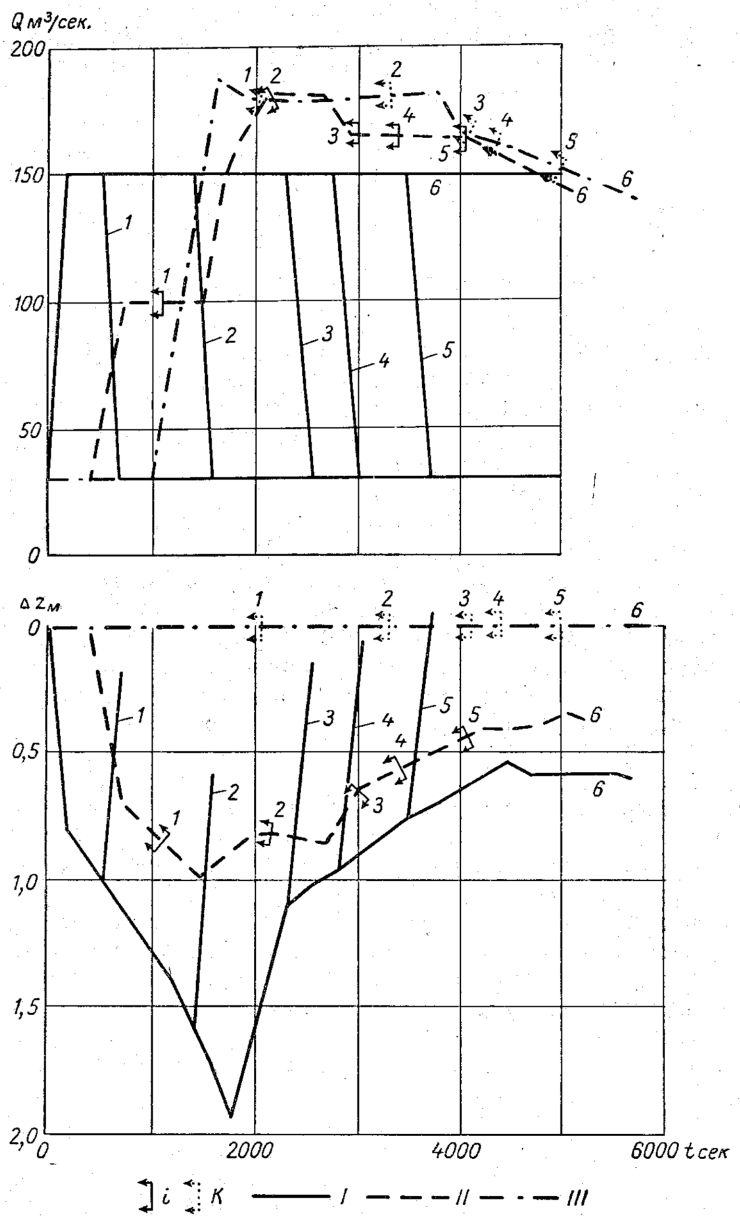


Рис. 10.3. Совмещенные кривые хода расходов и уровней для задачи 1б.

1 — $T_п$=300 сек., *2* — $T_п$=1200 сек., *3* — $T_п$=2200 сек., *4* — $T_п$=2600 сек., *5* — $T_п$=3300 сек.) и задачи 1а (кривая *6*).

i — момент перехода волны в прерывную в промежуточном створе для *i*-того варианта, *K* — то же в створе водоприема для *K*-того варианта; *I* — створ ГЭС (*s*=5000 м), *II* — *s*=3000 м, *III* — *s*=0.

точном сечении имеют более сложный вид, чем в крайних сечениях. Это связано с прохождением здесь прямой отрицательной волны, отразившейся от водоема. При варианте 1б-300 прерывная волна, связанная с понижением расхода на ГЭС, образуется в промежуточном створе раньше, чем сюда подходит волна, вызванная отражением от водоема первой волны, связанной с повышением расхода на ГЭС.

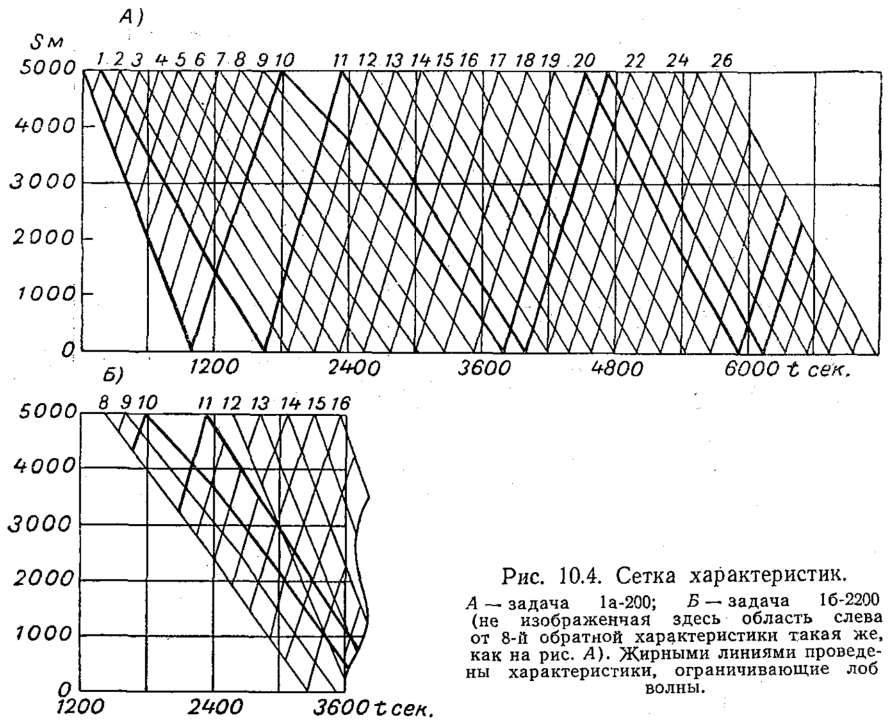
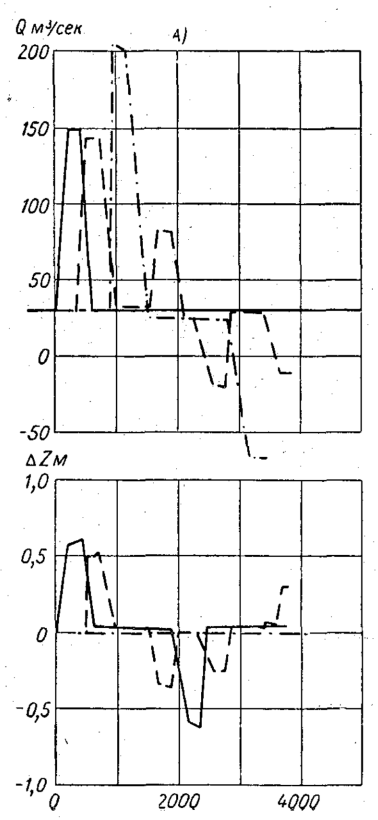
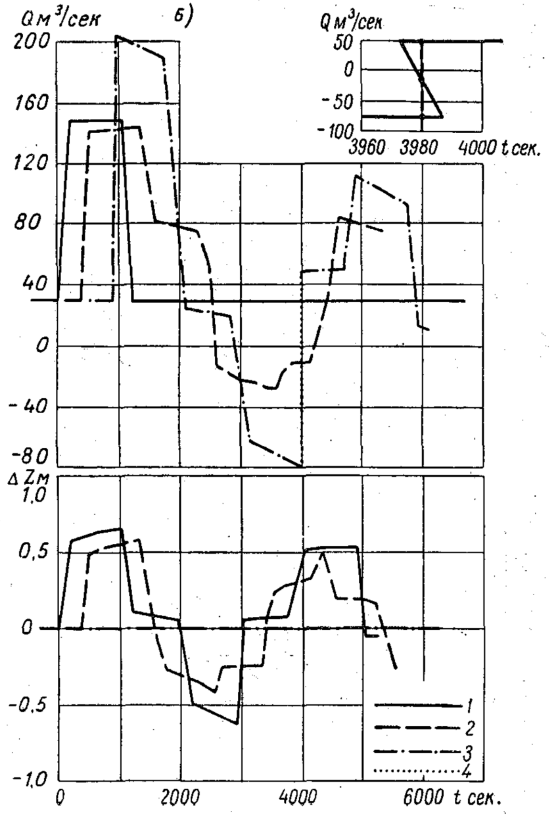


Рис. 10.4. Сетка характеристик.

А — задача 1а-200; *Б* — задача 1б-2200 (не изображенная здесь область слева от 8-й обратной характеристики такая же, как на рис. *А*). Жирными линиями проведены характеристики, ограничивающие лоб волны.

Для волны попуска в нижнем бьефе при условии постоянства глубины в граничном створе (варианты 2б), как и для аналогичных вариантов 1б, образуется прерывная волна в результате влияния понижения расхода на ГЭС. Однако в отличие от верхнего бьефа (где прерывная волна образуется при распространении вверх положительной волны, связанной со снижением Q, т. е. на первом этапе распространения этой волны), в условиях нижнего бьефа, где снижение расхода на ГЭС приводит к образованию в бьефе отрицательной волны, эта последняя, отражаясь от водоема в виде положительной волны, распространяющейся вверх по течению, затем отражается от створа ГЭС опять-таки положительной волной и обращается в прерывную


Q м³/сек
а)
200
150
100
50
0
-50
ΔZм
1,0
0,5
0
-0,5
-1,0
0
2000
4000


Q м³/сек
б)
200
160
120
80
40
0
-40
-80
ΔZм
1,0
0,5
0
-0,5
-1,0
0
2000
4000
6000 t сек.
1
2
3
4
Q м³/сек
50
0
-50
-100
3960
3980
4000 t сек.

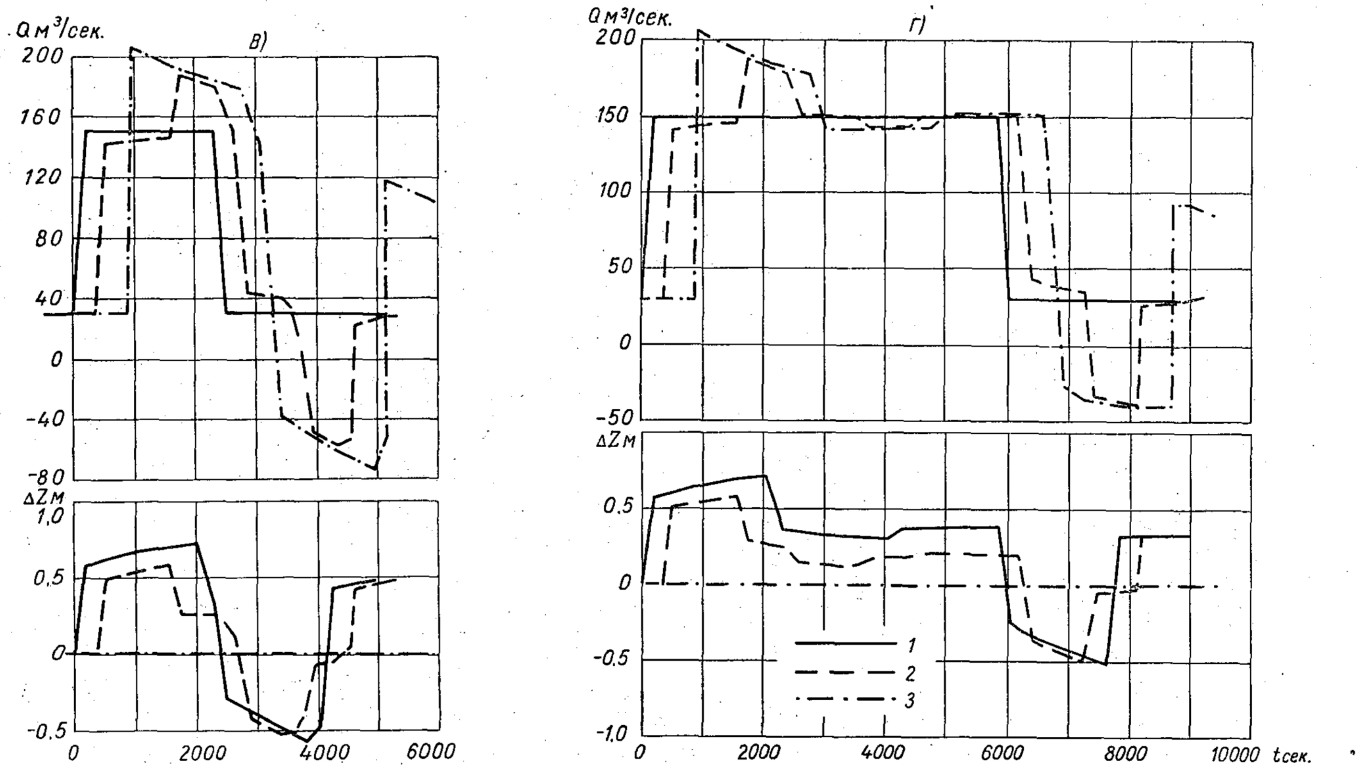


Рис. 10.5. Изменение во времени расходов и уровней для задачи 2б.

А — $T_п$=200 сек., *Б* — $T_п$=850 сек., *В* — $T_п$=2100 сек., *Г* — $T_п$=5600 сек.; *1* — s=0, *2* — s=2000 м, *3* — s=5000 м, *4* — область в плоскости (t, Q) вблизи прерывной волны.

волну вблизи водоема, т. е. только в конце третьего этапа волнового цикла.

Ввиду более длительного распространения волн до момента перехода их в прерывные в вариантах 2б, чем в вариантах 1б, разные варианты отличаются друг от друга в большей степени, чем для верхнего бьефа, и нанесение всех кривых $Q(t)$ или $z(t)$ на общий график становится нецелесообразным. Кривые для $T_п$, равных 200, 850, 2100 и 5600 сек., приводятся на рис. 10.5. На сетке характеристик для варианта 2б-850 [см. рис. 7*б* из работы Грушевского (1962а)] отчетливо виден момент пересечения характеристик в конце третьего этапа распространения волны, обусловленной снижением расхода на ГЭС.

При достаточно длительном попуске ход уровней и расходов в промежуточном створе осложняется прохождением здесь волны понижения, которая возникает в результате отражения от водоема первой волны, образованной повышением расхода на ГЭС. В данном случае эта отрицательная волна является обратной, т. е. распространяется вверх по течению. При более коротком попуске 2б-850 эта волна выражена слабо, так как на нее накладывается прямая отрицательная волна, а в случае $T_п$ = =200 сек. она вообще не заметна на гидрографе и почти не проявляется в ходе уровней.

При задании $Q=Q_{уст}(H)$ в крайнем створе расчеты производились для вариантов 4б-0 (это фактически треугольный, а не прямоугольный или трапецеидальный попуск), 4б-250, 4б-800 и 4б-1500. Ход уровней и расходов для последних двух из этих вариантов изображен на рис. 10.6*А*. Как видно на графиках, для вариантов 4б картина изменения расходов и уровней более простая, чем для вариантов 2б. Частично это может объясняться меньшим относительным изменением расхода на входном гидрографе (в задаче № 4 Q_0=166,3 м³/сек., Q_{max}= =286,3 м³/сек., а для задач № 1 и 2 — соответственно 30 и 150 м³/сек.).

Для исключения влияния относительного изменения расхода и акцентирования внимания на выяснении роли граничного условия в крайнем створе интересно сопоставить графики хода уровней и расходов на рис. 10.6*А* с аналогичными графиками для задачи № 3 (рис. 10.7). При совместном рассмотрении графиков сразу бросается в глаза разный характер явления в крайнем створе. Если в задаче № 3 уровень в этом створе, в соответствии с граничным условием, не изменялся, то в задаче № 4 колебания уровня здесь даже несколько превышают таковые в створе ГЭС. Это связано, по-видимому, со слишком малой длиной канала (5 км) для «естественного» перехода медленно изменяющегося неустановившегося движения в квазиустановившееся (см. гл. 12, § 1, п. Б). Колебания расхода в крайнем

створе оказываются значительно меньшими, чем для условия $H=\text{const}$ (в задаче № 3).

В створах ГЭС и промежуточном характер явления в задаче № 4 мало отличается от такового для задачи № 3. Здесь

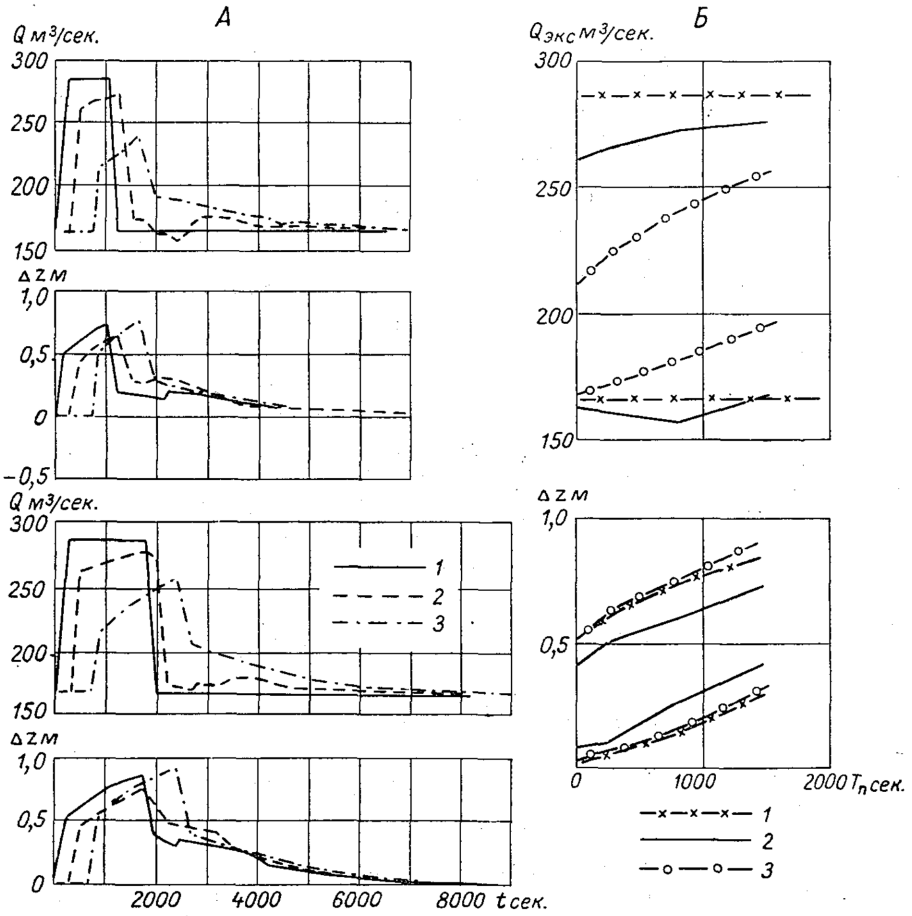


Рис. 10.6. *А* — изменение во времени расходов и уровней для задачи 4б ($T_п=800$ сек. и $T_п=1500$ сек.); *Б* — экстремальные значения расходов и отклонений уровня для первого колебания в функции от $T_п$.
1 — $s=0$, *2* — $s=2000$ м, *3* — $s=5000$ м.

также происходит возрастание, а затем убывание уровней и расходов (в створе $s=2000$ м), приближающихся далее к $H=4{,}5$ м и $Q=166{,}3$ м³/сек.

Расходы в створах $s=2000$ м и $s=5000$ м возрастают сначала очень быстро, затем медленнее, причем стадия быстрого

роста расходов дает основную часть общего увеличения в промежуточном створе и несколько меньшую часть его увеличения в крайнем створе. Аналогичное явление происходит и при понижении расхода. Повышение уровней во всех створах также

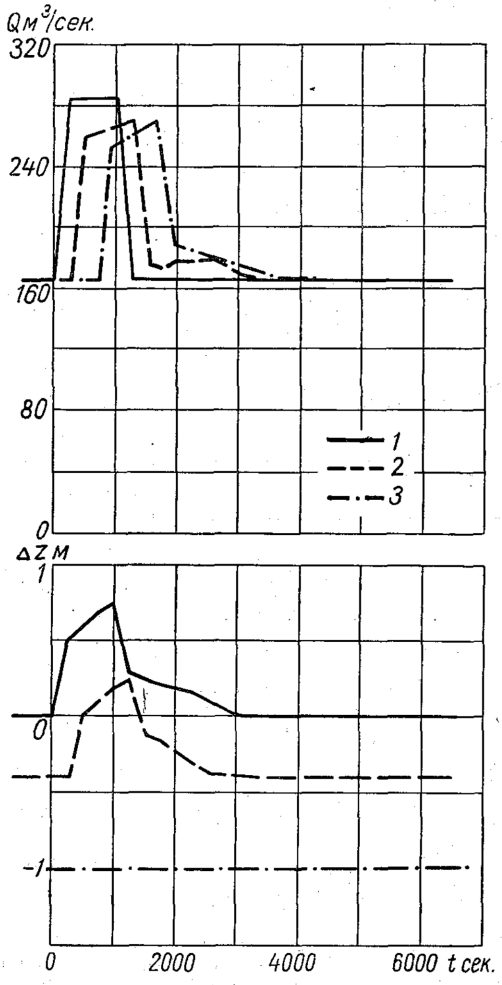


Рис. 10.7. Изменение во времени расходов и уровней для задачи 3б.
Усл. обозначения см. рис. 10.5.

состоит из резкого и последующего постепенного, но в связи с известным явлением отставания изменения уровней от изменения расходов здесь крутой подъем (и спад) дает меньшую часть общего изменения, чем для расходов. Эти тенденции раз-

личны для разных вариантов. Чем больше длительность попуска $T_п$, тем, естественно, более продолжительным является период медленного роста расходов и уровней. При треугольном попуске ($T_п=0$) период медленного повышения расходов и уровней отсутствует, а понижение Q и z тоже в основном происходит сразу, поэтому гидрографы и кривые хода уровней имеют треугольную форму.

Предельные значения Q и H, устанавливающиеся после практического затухания неустановившегося движения, везде одинаковы и равны соответственно 166,3 м³/сек. и 4,5 м. В то же время экстремальные значения Q и Δz для первого колебания различны для попусков разной длительности. На рис. 10.6 *Б* видно, что, чем больше $T_п$, тем выше максимальные и минимальные значения расходов в нижнем створе и уровней во всех трех рассматриваемых створах. В промежуточном створе с ростом $T_п$ величина Q_{max} растет, а Q_{min} сначала убывает, а затем возрастает.

В. Постепенное увеличение расхода, далее остающегося неизменным (варианты а)

При распространении волны, вызванной постепенным увеличением расходов на ГЭС, расходы в другом крайнем створе возрастают сначала в большей степени, чем на ГЭС. Это превышение уменьшается с уменьшением интенсивности роста расходов на ГЭС.

Начнем с задачи № 1 (для верхнего бьефа). При повышении расхода в створе ГЭС в верхнем бьефе образуется обратная отрицательная волна, отражение которой в створе водоприема создает прямую положительную волну. Последняя при отражении у ГЭС преобразуется в обратную положительную волну, которая даст после отражения у водоприема прямую отрицательную волну, завершающую цикл. В наиболее четком виде эти волны выражены для варианта 1а-200, т. е. при быстром увеличении расхода (рис. 10.4 *А* и 10.3). Так, например, через промежуточный створ первая из названных волн проходит в интервале времени от 390 до 750 сек., а ее отражение (прямая волна повышения) — от 1490 до 2070 сек. Здесь можно заметить еще и третью, и четвертую волны, далее явление затухает (как и в створах ГЭС и водоприема). Первые две волны дают в створах $s=3000$ м и водоприема суммарные расходы более 150 м³/сек.; изменения уровней, связанные с прохождением этих волн, частично компенсируют друг друга.

Бросается в глаза резкое расширение полосы между нулевой и первой обратными характеристиками по мере убывания s (от 175 сек. при $s=5000$ м до 650 сек. при $s=0$), что означает резкое уполаживание отрицательной волны при ее распространении

вверх от ГЭС. Поэтому здесь лоб волны выражен очень слабо. Отраженная прямая волна повышения становится круче при ее распространении, но в небольшой степени (полоса между соответствующими прямыми характеристиками сужается незначительно — до 550 сек.). Третья по счету обратная положительная волна резко увеличивает свою крутизну, и соответствующие 10 и 11-я характеристики сближаются друг с другом, сужая полосу до 200 сек. Последняя в цикле прямая волна понижения выражена слабо и уполаживания ее тоже почти не заметно.

При более медленном увеличении расхода (вариант 1а-1200), аналогично варианту 2а-1200 для нижнего бьефа (Грушевский, 1962а), постепенное увеличение расхода в створе ГЭС вызывает возмущение, изображаемое широкой полосой на сетке характеристик — в данном случае между нулевой и 7-й обратными характеристиками. Эта полоса по мере уменьшения s расширяется от 1265 до 1880 сек., что отвечает дальнейшему уполаживанию и без того уже пологой обратной отрицательной волны. Получающиеся в результате отражений прямая, а затем обратная положительные волны увеличивают свою крутизну в очень слабой степени (ширина соответствующих полос уменьшается до 1770 и затем до 1510 сек.). Колебания уровней и расходов здесь довольно плавные. В промежуточном створе происходит наложение на конец первой обратной отрицательной волны начала отраженной прямой положительной волны. Это приводит к сложению расходов (поэтому расходы здесь, как и в створе водоприема, превышают 150 м^3/сек.) и к сглаживанию колебаний уровня.

Для волны в нижнем бьефе, образованной таким же гидрографом, при условии $z=\text{const}$ в крайнем створе, рассчитывалось восемь вариантов. Как показывают результаты расчетов, наложение прямой волны повышения и отраженной волны понижения приводит к росту максимальных расходов Q_{max} в створах водоема и промежуточном, заметно выходящих за пределы 150 м^3/сек. Последующие колебания расхода около 150 м^3/сек. очень быстро затухают. Второй максимум расходов практически уже не отличается от его значения в условиях установившегося режима (небольшие отличия имеются лишь для $T_в=200$ сек. и $T_в=300$ сек.). Полупериод этих колебаний (расстояние между первым максимумом и последующим минимумом расхода) составляет около 2000 сек., что отвечает периоду собственных колебаний $\tau\approx4000$ сек. Колебания аналогичного периода совершают и уровни.

Рассмотрим экстремальные значения расходов и уровней для первого и второго колебаний в зависимости от интервала времени $T_в$, в течение которого расходы возрастают от 30 до 150 м^3/сек., т. е., по сути дела, от интенсивности возрастания расходов.

Графики [рис. 5 *Б* в работе Грушевского (1964а)] показывают, что колебания Q и z уменьшаются (как и следовало ожидать) с ростом $T_в$, т. е. при уменьшении интенсивности изменения расходов на входном створе. Это проявляется особенно резко при $T_в \geqslant 1200$ сек.

Для задачи № 4 [$Q = Q_{уст}(H)$ в нижнем створе] во всех шести вариантах изменение уровней и расходов происходит в основном монотонно, возрастая от значений этих элементов при прежнем установившемся движении до их новых установившихся значений. Сначала возрастание идет быстро, затем все медленнее. На это общее монотонное изменение накладываются мелкие колебания, которые в вариантах 4а-250 и 4а-750 вызывают кратковременный минимум расходов в промежуточном створе. Эти колебания свидетельствуют о наличии волны, отраженной от нижнего крайнего створа, хотя и очень слабо заметной. Причиной отражения, по-видимому, является отмеченное выше обстоятельство — недостаточная длина канала.

При относительно крутом гидрографе ($T_в \leqslant 750$ сек.) расходы практически достигают установившегося значения при $t = 6000$ сек., уровни — при $t = 5000$ сек. Для более пологих гидрографов этот процесс происходит несколько медленнее, и при $T_в = 3000$ сек. или $T_в = 3600$ сек. для практического достижения расходами и уровнями их установившихся значений требуется соответственно около 9000 и 8000 сек.

Г. Гидрограф представляет собой одну синусоиду и затем расход не изменяется (варианты в)

Начнем с задачи 2в-1200 для нижнего бьефа (рис. 10.8 *А*). Для этой задачи характерна очень широкая полоса возмущения в волновой плоскости (s, t), т. е. большой период синусоиды расхода в створе ГЭС, равный 2400 сек. и занимающий на сетке характеристик 12 полос — от нулевой до 12-й характеристики. Изменение расхода вызывает в створе ГЭС волну более сложной формы, чем в рассмотренных ранее вариантах, так как интенсивность как возрастания, так и убывания расхода изменяется в течение времени. Эти особенности осложняют явление и затрудняют его анализ, хотя в основных чертах во́лны можно проследить.

Синусоидальная волна расхода, выходящая из створа ГЭС (ее можно условно рассматривать как состоящую из прямой волны повышения и следующей за ней прямой волны понижения), вызывает примерно синусоидальное изменение расходов и уровней как в створе ГЭС, так и в промежуточном створе (вся

синусоида располагается выше начального стояния расхода или уровня). На эту волну накладывается отраженная обратная синусоидальная волна (сначала отрицательная, затем положительная), которая подходит к створу ГЭС и тем более к створу $s=2000$ м раньше, чем здесь успеет полностью пройти первая волна. Отраженная волна увеличивает расход в створе водоема до 195 м³/сек. и задерживает убывание расходов как в этом, так и в еще большей степени в промежуточном створе, а затем снижает расходы в обоих указанных створах. В створах ГЭС и

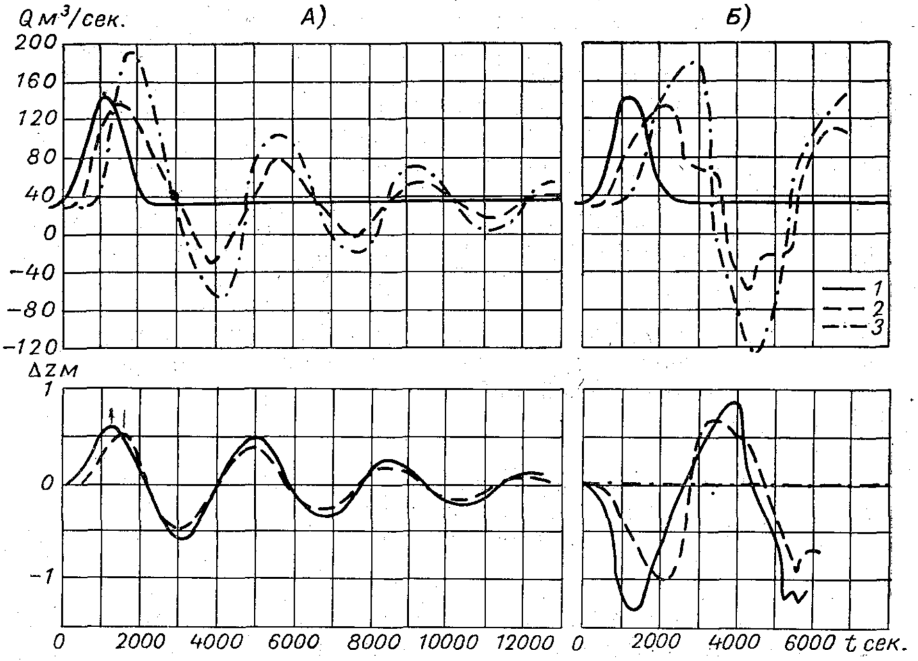


Рис. 10.8. Изменение во времени расходов и уровней.
А — задача 2в-1200; *Б* — задача 1в-1200. Другие усл. обозначения см. рис. 10.5.

$s=2000$ м эта волна сначала несколько ускоряет понижение уровней, а затем вызывает падение их ниже начального горизонта и далее снова повышение уровней. Накладывающаяся на обратную волну следующая прямая волна (в виде первоначальной синусоиды, зеркально отраженной вниз, сначала отрицательная, а потом положительная волна) задерживает повышение уровней в створах ГЭС и $s=2000$ м, а позднее способствует их повышению. Эта же волна сначала резко понижает расходы в промежуточном и конечном створах, накладываясь на предыдущее понижение и приводя к возникновению обратных тече-

ний — к отрицательным значениям Q (соответственно равным —31 и —68,5 м³/сек.), затем повышает расходы, и они снова становятся положительными. После отражения от водоема образуется обратная волна в виде синусоиды (сначала положительная, затем отрицательная), снова вызывающая соответствующие изменения расходов и уровней в створах, и т. д.

Получающиеся в итоге колебания расходов в створе водоема и уровней в створах ГЭС и $s=2000$ м, как видно на рис. 10.8 *А*, близки по форме к синусоидам, амплитуды которых уменьшаются в течение времени (*затухание волн*), а средней линией (в отличие от заданного гидрографа в створе ГЭС) являются начальные величины соответствующих расхода и уровня. Период этих синусоид составляет около 3600 сек., т. е. 3/2 периода синусоиды гидрографа у ГЭС. Расходы в створе $s=2000$ м также совершают затухающие колебания того же периода, но форма гидрографа более похожа на совокупность уменьшающихся треугольников. Такой период колебаний не является случайным — он соответствует удвоенному времени прохождения возмущения от ГЭС до водоема и обратно, т. е. полному циклу, состоящему из четырех волн. Затухание всех этих колебаний не очень велико — примерно вдвое в течение одного периода.

В аналогичной задаче для верхнего бьефа 1а-1200 синусоидальное возмущение расхода в створе ГЭС приводит к образованию обратных волн переменной крутизны — сначала отрицательной, а затем положительной (рис. 10.8 *Б*). Отраженная прямая волна подходит даже к створу ГЭС (и тем более к промежуточному створу) раньше, чем здесь успевает полностью пройти обратная волна. Эта волна, состоящая из волн повышения и затем понижения, сначала увеличивает расход в створе водоприема и задерживает его убывание в створе $s=3000$ м, а затем, накладываясь на обратную положительную волну прямой отрицательной волной, резко уменьшает расходы, доводя их в створе водоприема до —128 м³/сек. и в промежуточном до —55 м³/сек. После этого расходы в обоих указанных створах вновь резко повышаются, превышая 100 м³/сек. при $s=3000$ м и почти достигая 150 м³/сек. в створе водоприема.

Вторая из волн начального возмущения — обратная положительная волна, пройдя весь цикл из четырех волн и снова становясь обратной положительной волной, приводит к образованию прерывной волны. Здесь пересекаются уже не две, а несколько характеристик, и дальнейший расчет, конечно, не имеет смысла. Период колебаний определить труднее, чем в задаче о нижнем бьефе, так как до образования прерывной волны проходит всего 1,5 колебания (судя по которым период составляет примерно 4000 сек. как для расходов, так и для уровней).

Д. Периодически изменяющийся расход на ГЭС (варианты г)

Рассмотрим теперь задачи с гидрографом, имеющим форму синусоиды.

Синусоидальный попуск приводит к изменениям расходов и уровней в бьефе, носящим колебательный характер. При распространении непрерывных синусоидальных попусков в нижнем бьефе наблюдается слабо выраженное явление резонанса.

Начнем с задачи № 1 для верхнего бьефа. Всего было рассчитано восемь вариантов.

При варианте 1г-1200 произошло пересечение 4 и 5-й характеристик — образование прерывной волны в результате спада расходов на ГЭС. Такое явление вполне понятно, так как при малом периоде синусоиды повышение и понижение расходов происходят весьма интенсивно и гидрограф мало отличается от гидрографа, моделирующего в наших расчетах кратковременный попуск. Попуски же, как указывалось выше, приводят к образованию прерывной волны в верхнем бьефе. Для всех остальных рассчитанных вариантов при периодах синусоиды $T \geqslant 2400$ сек. изменение расхода на ГЭС происходит значительно медленнее и прерывная волна не образуется.

Рассмотрение вариантов 1г-2400, 1г-3000, 1г-3600 и 1г-3900, для которых расчеты выполнены для достаточно длительного интервала времени, показывает, что в верхнем бьефе изменения как расходов, так и уровней (кроме, конечно, створа $s=0$, где по условию $z=\text{const}$) носят колебательный характер, причем период их практически совпадает с T, т. е. явление близко к известной схеме вынужденных колебаний. Правда, в промежуточном створе ($s=3000$ м) колебания расходов, начиная со второго или третьего колебания, имеют меньший размах, нежели в обоих крайних створах, и несколько более сложный характер — здесь каждое колебание расчленяется на два. Для варианта 1г-2400 оба колебания примерно одинаковы, при $T=3000$ сек. второе колебание заметно меньше первого, при $T=3600$ сек. оно выражено очень слабо, а в случае $T=3900$ сек. почти незаметно. Размах колебаний в промежуточном створе при $T=2400$ сек. значительно меньше, а при $T=3000$ сек. заметно меньше, чем в обоих крайних створах; при $T=3600$ сек. эти колебания примерно одинаковы, а при $T=3900$ сек. колебания расхода в промежуточном створе больше, чем в створе ГЭС, но меньше, чем в другом крайнем створе.

Экстремальные значения расходов и уровней несколько изменяются от колебания к колебанию, причем не всегда монотонно, однако в дальнейшем, через 5—6 периодов, они приходят к более или менее устойчивым значениям. Для различных пе-

риодов синусоиды входного гидрографа амплитуды колебаний различны и, вообще говоря, возрастают с ростом T. Указанные особенности колебаний в верхнем бьефе можно проследить по рис. 10.9, где изображены экстремальные значения расходов и уровней в разных створах для первого и «конечного» колебаний (под «конечными» здесь понимаются такие колебания, при которых практически прекращаются дальнейшие изменения их амплитуд). Для расходов в промежуточном створе и для уровней в створах ГЭС и промежуточном изображены также их наибольшие и наименьшие значения за весь период расчета, выходящие за пределы монотонного изменения от первого до конечного колебания. Кроме того, на рис. 10.9 изображены амплитуды первого колебания для вариантов 1г-4200, 1г-4500 и 1г-4800, для которых по техническим причинам расчеты проводились лишь в пределах одного колебания расходов в створе ГЭС. Судя по первым колебаниям, дальнейшее увеличение T за пределы 3600 сек. уменьшает лишь минимальные расходы первого колебания, но практически не изменяет Q_{max} и экстремальных значений отклонений уровня.

Для нижнего бьефа и условия $z=\text{const}$ в крайнем створе (задача 2г) расчеты производились также для 8 вариантов (на рис. 10.10 показаны 3 из них). Ход уровней и расходов является колебательным, причем период колебаний, как и для задачи 1г, практически совпадает с T. Экстремальные значения расходов и уровней для первого колебания существенно отличаются от их конечных значений, однако второе колебание дает уже экстремальные значения, близкие к конечным, а после третьего колебания эти значения практически не меняются (Грушевский, 1964а).

Рассмотрим, как меняются конечные экстремальные значения в зависимости от величины периода входной синусоиды (рис. 10.11).

С возрастанием T значения Q_{max} сначала растут, а затем несколько убывают; иначе говоря, кривая $Q_{max}(T)$ имеет максимум, который соответствует для промежуточного створа $T=4100$ сек., а для створа водоема $T=3900$ сек. Такие же значения T соответствуют минимуму функции $Q_{min}(T)$ для этих створов. Отклонения уровней от начального положения $\Delta z_{max}(T)$ и $\Delta z_{min}(T)$ в створах ГЭС и промежуточном экстремальны при периоде входного гидрографа 3900 сек. Полученные значения T (3900 и 4100 сек.) примерно соответствуют периоду собственных колебаний 3600 сек.

Таким образом, налицо явление своеобразного разонанса, хотя и слабо выраженного. Некоторое расхождение между этими периодами, по-видимому, не имеет принципиального значения и может объясняться как неточностью воспроизведения в расчетах входного гидрографа (задается не вся кривая,

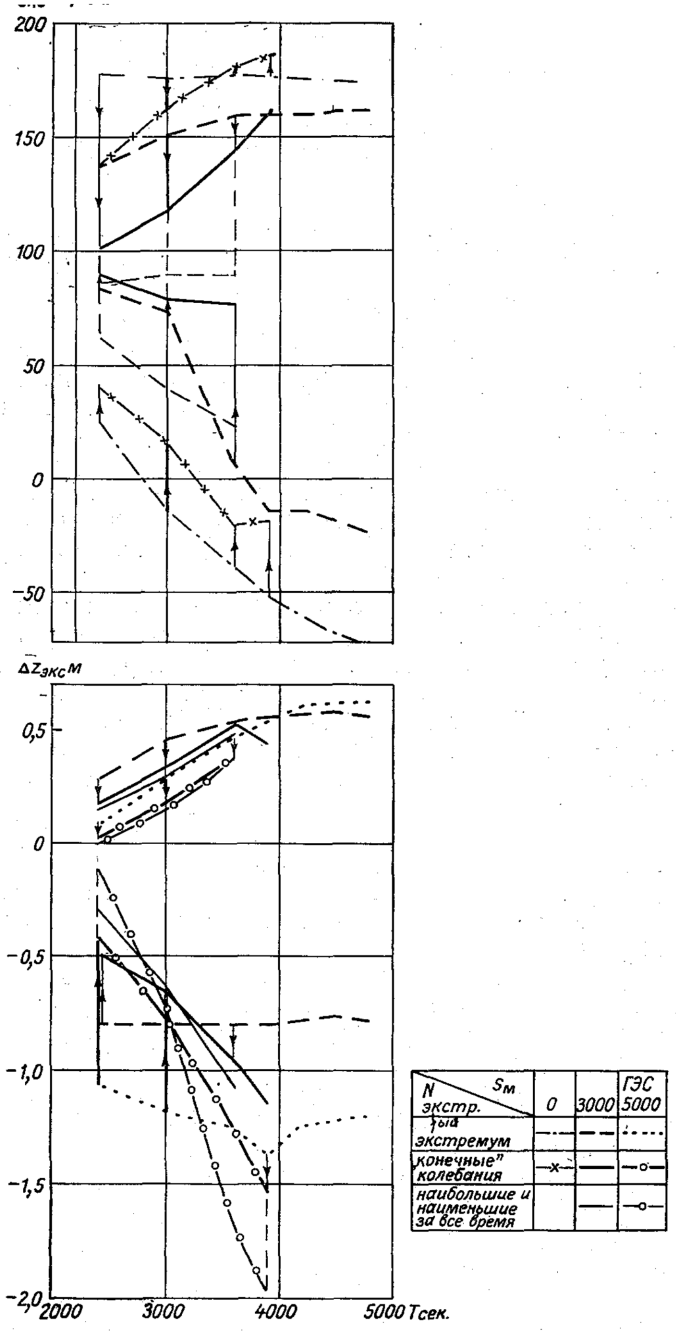


Рис. 10.9. Экстремальные значения Q и Δz для первого, наиболее резкого и конечного колебаний в функции от T (задача 1 г).

Стрелки обозначают изменения $Q_{экс}$ и $\Delta z_{экс}$ от первого колебания к конечному

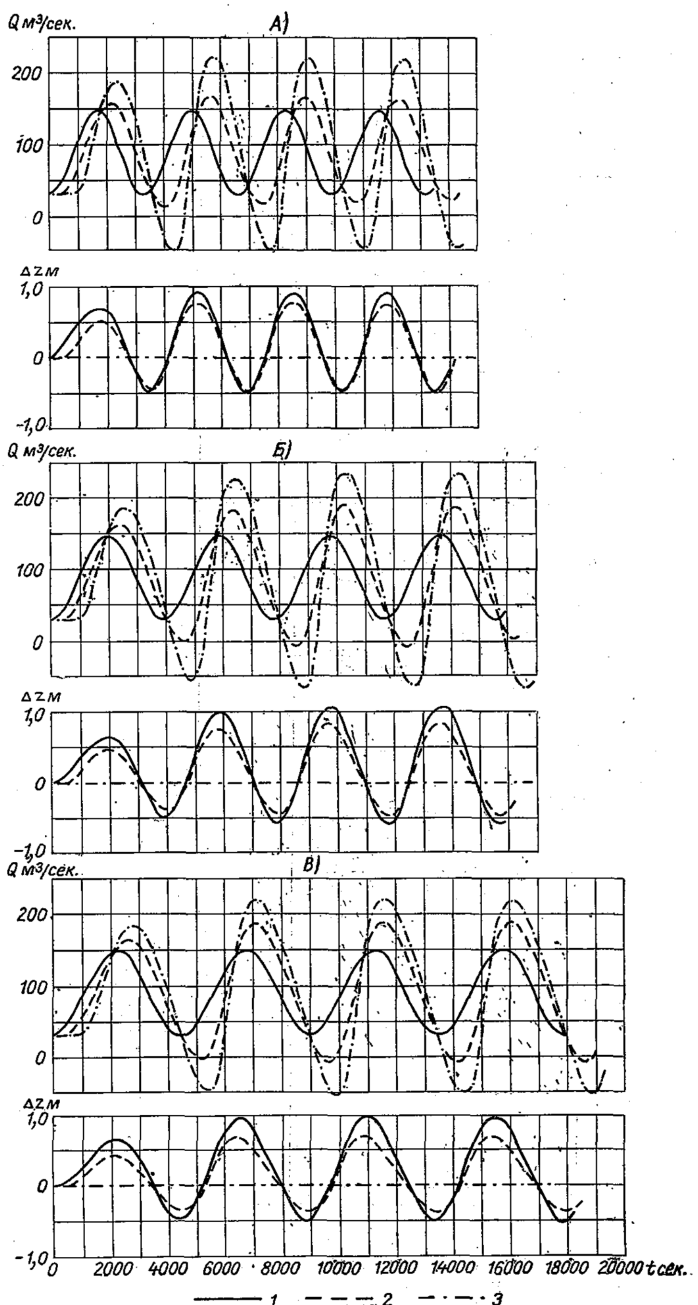


Рис. 10.10. Изменение во времени расходов и уровней для задачи 2г.

А — T=3300 сек., *Б* — T=3900 сек., *В* — T=4500 сек.

Другие усл. обозначения см. рис. 10.5.

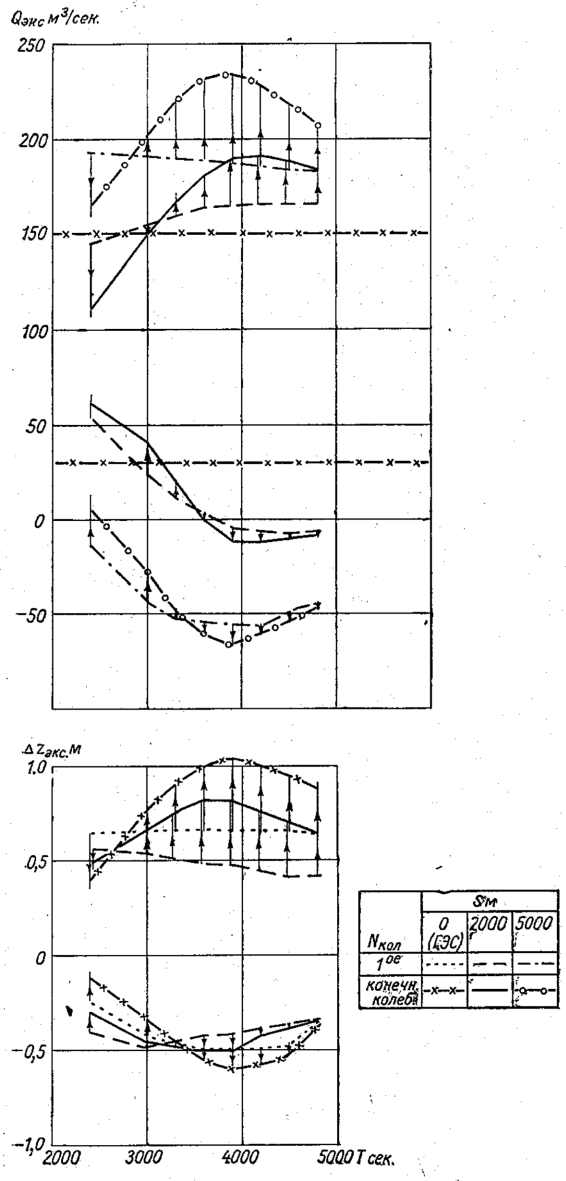


Рис. 10.11. Экстремальные значения Q и Δz для первого и конечного колебаний в функции от T (задача 2г).

Стрелки обозначают изменение $Q_{экс}$ и $\Delta z_{экс}$ от первого колебания к конечному.

а лишь отдельные случайные ее точки, в которых начинаются характеристики), так и возможной погрешностью в определении периода собственных колебаний, базирующемся лишь на результатах расчета одной задачи 2в-2400. Интересно отметить, что размах первого колебания, как видно на рис. 10.11, в очень малой степени зависит от периода синусоиды. На первое колеба-

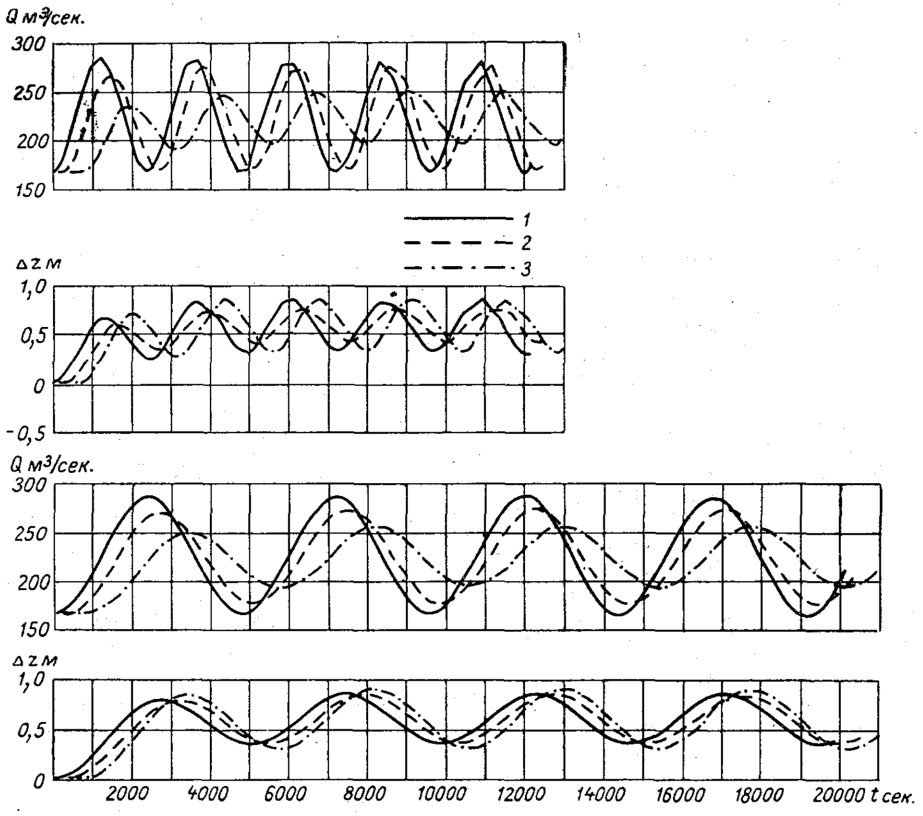


Рис. 10.12. Изменение во времени расходов и уровней для задачи 4г (T=2400 сек. и T=4800 сек.).

Усл. обозначения см. рис. 10.5.

ние уровня этот период почти не влияет, заметно лишь уменьшение отклонения расхода в сторону малых его значений при снижении T за пределы 3300 сек.

Осталось рассмотреть варианты задачи 4г. Графики расходов и уровней для двух из 5 просчитанных вариантов приведены на рис. 10.12. Здесь, как и в задаче 2, получаются вынужденные колебания. Первое колебание как для уровней, так и для расходов имеет экстремумы, несколько отличающиеся от

последующих, однако в меньшей степени, чем для задачи № 2. Уже второе колебание дает экстремальное значение, практически не меняющееся в дальнейшем, кроме случая малого периода синусоиды $T=600$ сек. (Грушевский, 1964а).

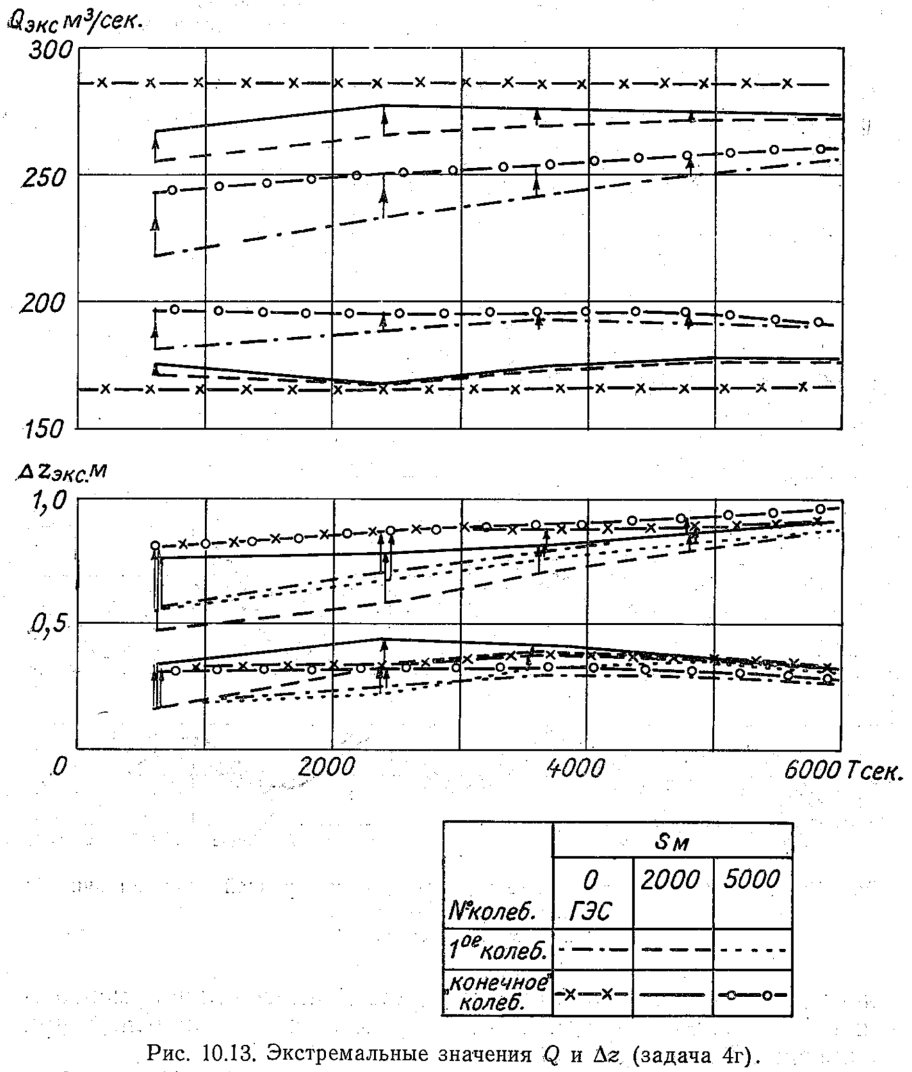


Рис. 10.13. Экстремальные значения Q и Δz (задача 4г).
Стрелки обозначают изменение $Q_{экс}$ и $\Delta z_{экс}$ от первого колебания к конечному.

На рис. 10.13 нанесены начальные для первого колебания и конечные значения Q_{max}, Q_{min}, Δz_{max} и Δz_{min} для створов ГЭС, $s=2000$ м и водоема в зависимости от T (экстремальные рас-

ходы для створа ГЭС ложатся, конечно, на соответствующие горизонтальные прямые, если не учитывать замечание, изложенное выше).

Остановимся на конечных значениях. Как видно на рис. 10.12 и 10.13, колебания расходов в промежуточном створе меньше, чем в створе ГЭС, а в крайнем створе еще меньше. Это, очевидно, результат влияния граничного условия в створе водоема в отличие от условия $z=\text{const}$. Иначе говоря, медленно изменяющееся неустановившееся движение, переходя в квазиустановившееся, затухает (по расходам) сильнее, чем при отражении от границы водоема с неизменным уровнем. Колебания уровней в промежуточном створе (так же, как и для расходов) меньше, чем в створе ГЭС. Однако, в отличие от расходов, колебания уровней в створе водоема больше, чем в промежуточном створе (причина этого явления изложена выше). При малых периодах синусоиды (до $T=2400$ сек.) они практически совпадают с колебаниями в створе ГЭС, при бо́льших периодах T превышают их. Правда, изменения от створа к створу для колебаний уровня невелики, в отличие от расходов.

С увеличением T амплитуда колебаний расходов в промежуточном створе возрастает (до $T=2400$ сек.), далее убывает, в створе водоема монотонно возрастает с ростом T. При $T=2400$ сек. амплитуда в промежуточном створе в наибольшей степени приближается к таковой в створе ГЭС и удаляется от амплитуды в створе водоема. Все изменения амплитуды уровней в створе ГЭС невелики. Для промежуточного створа амплитуда при $T=2400$ сек. имеет резко выраженный минимум, по обе стороны от которого она заметно возрастает. Для створа водоема амплитуда уровней монотонно растет с ростом T за счет как монотонного роста $\Delta z_{\max}$, так и такого же убывания $\Delta z_{\min}$ при $T \geqslant 3600$ сек. (до этого $\Delta z_{\min}=\text{const}$). Явлений, напоминающих резонансные, для данной задачи не наблюдается (в отличие от задачи № 2).

Для первого колебания как экстремальные расходы, так и экстремальные уровни для всех створов меньше предельных, что особенно заметно при малых T. При больших T ($\geqslant 4800$ сек.) первые колебания мало отличаются от последующих.

Е. Итоги расчетов

Сформулируем некоторые особенности распространения волны попуска в призматическом русле, выявившиеся в результате проведенных расчетов.

1. В нижнем бьефе при повышении расхода у ГЭС повышается уровень и образуется прямая положительная волна, которая после отражения от водоема переходит в обратную отрицательную волну. Отражаясь у ГЭС, она переходит в прямую

отрицательную волну и возвращается обратной положительной волной, завершая цикл. Такой же цикл, но противоположного знака возникает при понижении расходов у ГЭС. Аналогичные явления происходят в верхнем бьефе. Более сложные гидрографы вызывают сложные явления отражений и наложений друг на друга волн, которые хорошо прослеживаются по данным расчета.

2. При задании в низовом граничном створе нижнего бьефа условия $Q=Q_{уст}(H)$ (квазиустановившееся движение — задачи № 3 и 4) общий характер явления оказался более сглаженным, чем при задании здесь неизменного уровня, что связано, видимо, с меньшим относительным изменением расхода в створе ГЭС в этих задачах. Колебания расхода в низовом створе при задании здесь $Q(H)$ оказались значительно меньшими, чем при задании $z=\text{const}$. Это объясняется отсутствием ярко выраженного отражения волны от широкого водоема с переменой ее знака, имевшего место при $z=\text{const}$.

Колебания уровня в крайнем створе оказались даже несколько превышающими таковые в створе ГЭС. Это связано, очевидно, с недостаточностью длины канала (5 км) для «естественного» перехода медленно изменяющегося неустановившегося движения в квазиустановившееся. По этой же причине у нижнего крайнего створа наблюдается слабовыраженное отражение волны, вызывающее вторичные небольшие колебания уровня и расхода, накладывающиеся на основные колебания.

3. При распространении волны, вызванной ступенью повышения расхода на ГЭС, как в верхнем бьефе ГЭС, так и в нижнем с граничным условием $z=\text{const}$ в крайнем створе, расходы в этом створе возрастают в большей степени, чем на ГЭС. Это же имеет место и при постепенном росте расходов на ГЭС, далее остающихся неизменными, хотя, конечно, уменьшение интенсивности их роста уменьшает величину максимального расхода в крайнем створе. При граничном условии $Q=Q_{уст}(H)$ для нижнего бьефа указанное явление не имеет места.

При постепенном увеличении расхода на ГЭС, далее не меняющегося, колебания уровней и расходов в нижнем бьефе зависят от крутизны входного гидрографа. Чем положе гидрограф, тем меньше колебания, но, с другой стороны, тем больше времени требуется, чтобы они практически прекратились.

4. При входном гидрографе в виде попуска ступень понижения расходов на ГЭС вызывает волну, которая переходит в прерывную. В задаче для верхнего бьефа в прерывную непосредственно переходит положительная волна, вызванная этой ступенью; в задаче для нижнего бьефа с граничным условием $z=\text{const}$ прерывная волна образуется после отражения отрицательной волны от водоема и затем положительной волны от створа ГЭС.

При распространении волны попуска в нижнем бьефе с условием $Q=Q_{уст}(H)$ в крайнем створе прерывная волна не образуется, что, очевидно, связано с меньшим относительным изменением расхода в створе ГЭС, нежели в случае граничного условия $z=\text{const}$.

5. При входном гидрографе в виде синусоиды (периода T) изменения расходов и уровней носят колебательный характер, причем интервал времени между последовательными максимумами или последовательными минимумами как для расходов, так и для уровней примерно соответствует периоду T. Через несколько периодов экстремальные значения Q и Δz практически устанавливаются постоянными (это не относится, конечно, к уровням в крайнем створе при задании там граничного условия $z=\text{const}$ и к расходам в створе ГЭС). При задании в крайнем створе условия $Q=Q_{уст}(H)$ такое упорядочение колебаний происходит несколько быстрее, чем для условия $z=\text{const}$.

Обращает на себя внимание то обстоятельство, что для нижнего бьефа при граничном условии $Q=Q_{уст}(H)$ и в меньшей степени для верхнего бьефа при условии $z=\text{const}$ колебания расходов в промежуточном створе, начиная со второго или третьего колебания, меняются в меньших пределах, чем в обоих крайних створах.

Для нижнего бьефа при граничном условии $z=\text{const}$ расходы промежуточного створа меняются в большей степени, чем в створе ГЭС. В этом случае, а также для верхнего бьефа колебания расходов в граничном створе заметно превышают таковые в створе ГЭС.

Для верхнего бьефа гидрографы в промежуточном створе имеют сложный характер — каждое колебание практически расчленяется на два, что связано, очевидно, с наложением здесь прямых и обратных волн. В меньшей степени такое наложение заметно и на гидрографах промежуточного створа для задачи о нижнем бьефе с условием $Q=Q_{уст}(H)$.

Колебания уровня в промежуточном створе во всех трех рассмотренных задачах меньше, чем в створе ГЭС. При граничном условии $Q=Q_{уст}(H)$ размах колебаний уровня в крайнем створе незначительно превышает таковой в створе ГЭС (особенно при больших значениях T).

6. Интересно проследить за изменением размаха практически установившихся (конечных) колебаний расходов и уровней в зависимости от периода входной синусоиды T.

Для волны в верхнем бьефе колебания расходов и уровней, вообще говоря, растут с ростом T, хотя при $T>3600$ сек. трудно говорить о четком выражении этой особенности явления ввиду недостаточной полноты данных расчета при больших значениях T.

Для волны в нижнем бьефе при условии $z=\text{const}$ в крайнем

створе размах колебаний расходов оказывается максимальным при $T=4100$ сек., а для уровней — при $T=3900$ сек. Эти значения примерно соответствуют периоду собственных колебаний в бьефе (длительность цикла из четырех волн), равному 3600 сек. Таким образом, налицо явление резонанса, хотя и слабо выраженного. Для волны в нижнем бьефе при граничном условии $Q=Q_{уст}(H)$ резонансных явлений не обнаруживается. Изменения размаха конечных колебаний с ростом T здесь невелики, хотя картина этих изменений довольно сложная.

§ 3. Первые расчеты распространения волн попусков в призматическом русле методом ИГ и сопоставление их с расчетами методом характеристик

Расчеты выполнялись М. С. Грушевским и А. А. Ивановой (1965). Методом ИГ при различных значениях шагов по времени и координате просчитывались некоторые из задач для нижнего бьефа, ранее рассчитанных методом характеристик (§ 2). Это позволило выявить влияние величин Δt и Δs на результаты расчета, а также сопоставить расчеты по двум методам. Были просчитаны варианты 2а-200, 2а-3000, 2б-200, 2б-850, 2в-2400, 2г-2400 и 2г-3600 для задачи № 2 и несколько вариантов для задачи № 4, из которых ниже рассматривается только вариант 4б-200, так как кратковременный попуск оказался достаточно показательным.

Модули расхода $K(H)$ задавались равными $\frac{Q}{\sqrt{i}}$ для установившегося движения. Выдача результатов производилась в трех створах: $s=0$ м, $s=2000$ м и $s=5000$ м, как и при расчетах методом характеристик.

Расчет производился для нескольких вариантов значений шагов по времени и по длине как с целью проверки их влияния на результаты расчета, так и в зависимости от интенсивности изменения расхода во входном створе.

Расчеты для синусоидального гидрографа (варианты 2г-2400 и 2г-3600), проведенные для ряда сочетаний Δt и Δs, показали, что шаг по длине не оказывает влияния на результаты, изменение же шага по времени меняет амплитуды колебания полученных величин, не влияя на общий характер явления. При уменьшении Δt амплитуда колебаний расхода в промежуточном и крайнем створах увеличивается (растут максимальные расходы и убывают минимальные).

Наибольшее расхождение между результатами расчета с различными Δt наблюдается в крайнем створе ($s=5000$ м).

Амплитуды колебаний расходов в этом створе, рассчитанные при $\Delta t=10$ сек., отличаются от значений, полученных при $\Delta t=100$ сек.: для варианта 2г-3600 примерно на 50 м³/сек. при ма-

ксимальной амплитуде 270 м³/сек. (расхождение 18%), для варианта 2г-2400 на 40 м³/сек. при амплитуде 200 м³/сек. (20%). Результаты расчета при промежуточном значении шага $\Delta t = 40$ сек. находятся между этими крайними значениями. Расхождения в уровнях менее значительны.

При $\Delta t = 360$ сек. и $\Delta s = 500$ м получилось резкое занижение колебаний расходов в расчетных створах. Это вызвано недостаточной освещенностью входных гидрографов при данном шаге по времени. Расчеты показали, что расхождение между результатами, полученными при различных значениях Δt, не увеличивается с течением времени.

Сопоставление результатов расчета по двум методам приведено в работе Грушевского и Ивановой (1965) на рис. 3 и 4. Для варианта 2б-200 трапецеидального попуска близкого совпадения не получилось, несмотря на то, что расчет проводился с небольшим Δt (10 сек.). При расчете по методу ИГ амплитуда колебаний Q в крайнем створе уменьшилась почти на 20% по сравнению с результатами расчета по методу характеристик (225 м³/сек. по сравнению с 280 м³/сек.), пики получились более округлыми; переход в прерывную волну можно было проследить менее отчетливо. Однако совпадение по фазе получилось полное.

Подобный вариант гидрографа для задачи № 4 дает полное совпадение. В этом случае явление проще, чем в задаче № 2; нет ни отраженных, ни прерывных волн, да и само приращение расхода по сравнению с начальным расходом (до попуска) невелико. Расчеты по методу ИГ для вариантов 2в дают аналогичные результаты (по сравнению с методом характеристик максимальная амплитуда колебаний расходов воды в крайнем створе получается ниже приблизительно на 15%). Однако фазы явления совпадают даже при $\Delta t = 100$ сек.

Расчет задач 2г-2400 и 2г-3600 с различными Δt и Δs показал, что для случая синусоидального гидрографа можно добиться достаточного совпадения уменьшением Δt. Для варианта 2г-2400 при $\Delta t = 10$ сек. совпадение с расчетом по методу характеристик получилось полным, тогда как при $\Delta t = 100$ сек. амплитуда колебаний расхода в нижнем крайнем створе ниже для варианта 2г-2400 на 20% и для варианта 2г-3600 на 13%. В среднем створе это явление выражено слабее.

Для пологой простой волны повышения (вариант 2а-3000) совпадение получилось практически полным даже при $\Delta t = 100$ сек. Это объясняется тем, что неустановившееся движение здесь очень медленно изменяется во времени. Вариант 2а-200 (крутая волна) дает почти полное совпадение с расчетом по методу характеристик, за исключением того, что в среднем створе изломы в графике $Q(t)$ немного сглаживаются, т. е. характер явления получился более плавным, чем по методу характеристик.

Таким образом, оказывается, что в задаче № 2 для случаев, когда неустановившееся движение выражено не очень резко (варианты а и г), можно добиться практически полного совпадения с результатами расчетов по методу характеристик, выбрав достаточно малый шаг по времени ($\Delta t = 10$ сек.). При больших шагах получается снижение амплитуды колебаний расходов до 20%.

Для случаев более резко выраженного неустановившегося движения (варианты в и особенно б) расхождение результатов получается ощутимым даже при малом значении Δt (неявная схема дает снижение колебаний расхода по сравнению с методом характеристик до 20%).

Не имело смысла производить сравнение форм рассчитанных гидрографов в периоды, когда значения Q близки к экстремальным (формы пиков и провалов), так как в этом отношении расчеты, выполненные по методу характеристик, весьма неточны. Дело в том, что сетка характеристик в районе пиков и провалов недостаточно детальна. Шаг по времени (конечно, в методе характеристик непостоянный и заранее не определяемый точно) равнялся примерно 200 сек. Поэтому длительность «выдержки» значений расходов, близких к эстремальным, могла получиться в расчетах либо нулевой (острие), либо порядка 200 сек., но не между этими значениями.

Для задачи № 4, где относительные колебания расходов невелики, совпадение результатов расчетов по обоим рассматриваемым методам получается практически полным. В результате расчетов можно сделать следующие выводы.

1. Шаги по времени и длине не влияют на полученные при расчете картину явления и фазу колебаний уровня и расхода при распространении волн попусков.

Выполненные расчеты не дали возможности выявить влияние шага по длине Δs на результаты расчета. С ростом шага по времени Δt от 10 до 100 сек. уменьшается (до 20%) амплитуда колебаний расхода. Дальнейшее увеличение Δt приводит к недостаточному освещению входного гидрографа и к увеличению других неточностей расчета.

2. Расчеты по методу ИГ и методу характеристик дали во всех случаях одинаковую картину явлений и практически полное совпадение фаз колебаний, однако амплитуды колебаний расходов практически совпадают только при не очень резко выраженном неустановившемся движении и при достаточно малых Δt (10 сек.). Увеличение Δt до 100 сек. приводит к уменьшению амплитуды колебаний расходов до 20%. Для случаев более резкого неустановившегося движения получаются некоторые расхождения между данными расчетов по обоим методам: даже при $\Delta t = 10$ сек. метод ИГ дает амплитуду колебания расходов, более низкую, чем метод характеристик, примерно на 20%.

Практическое совпадение результатов расчетов по обоим методам для большинства случаев еще раз подтвердило, что при сопоставлении расчетов методом ИГ для конкретных объектов с натурными данными, а также при проведении численных экспериментов (как для конкретных объектов, так и для гипотетических русел) результаты расчетов и делаемые на их основе заключения будут достаточно объективными, т. е. в них не будут существенно отражаться вычислительные погрешности, связанные со спецификой избранного метода расчета.

§ 4. Анализ связей расходов воды с уровнями при распространении волн попусков в призматическом русле [1]

А. Постановка задачи и описание численных экспериментов

Изложенные выше расчеты волн попусков в призматическом русле показывают, что даже в этих простейших условиях — при отсутствии поймы, ледяного покрова, резких изменений живого сечения и т. д., несмотря на кажущуюся простоту явления, оно довольно сложно. Некоторые невыясненные вопросы имеют практическое значение. Так, например, для гидрометрических целей необходимо иметь представление о точности определения расходов по измеренным уровням при распространении волн попусков с помощью кривой расходов, иначе говоря, о степени неоднозначности зависимости расходов от уровней на графиках синхронной связи $Q=f(z)$.

При расчетах распространения волн попусков в реках обычно в качестве граничного условия в створе, наиболее удаленном от ГЭС, принимается однозначная зависимость $Q=Q_{уст}(z)$. Важно знать, на каком расстоянии от ГЭС может быть задана такая зависимость для получения требуемой точности расчетов (и хотя бы грубо оценить, какова будет ошибка, если это условие задано слишком близко). Это бывает необходимо в следующих случаях:

а) при гидрометрических работах в нижних бьефах ГЭС, чтобы знать, на каком расстоянии от ГЭС можно располагать гидроствор для учета стока по ходу уровней и кривой расходов;

б) при расчетах попусков в реальных объектах для выбора длины участка, на конце которого граничное условие можно задавать в виде кривой расходов;

в) в численном эксперименте на гипотетических моделях для выбора длины расчетного участка;

г) при проведении лабораторных экспериментов для определения величины рабочей части лотка и расстояния, на котором

[1] Составлен автором совместно с А. А. Ивановой.

можно устанавливать водослив с заданной зависимостью $Q=Q(z)$, чтобы влияние водослива на неустановившееся движение воды было минимальным.

Ответы на эти вопросы требуют исследования формы «петель попусков» (термин введен по аналогии с известным термином «паводочная петля») — синхронных связей расходов воды с уровнями при попусках в непосредственной близости от ГЭС, а также изучения изменения формы этих петель вдоль русла для различных условий. Наблюдая изменение зависимости $Q=f(z)$ от створа к створу, можно проследить процесс распластывания волны (т. е. снижения Q_{max} и изменения максимального уровня по длине реки); по наличию неоднозначности и наклону ветви подъема петли можно косвенно судить о степени нестационарности потока, а выписав на совмещенных графиках рядом с характерными значениями Q и z время их прохождения, можно судить о скорости распространения различных фаз возмущения.

Таким образом, изучая влияние различных параметров на вид зависимости $Q=f(z)$, можно рассмотреть и некоторые смежные вопросы.

Серия численных экспериментов, выполненных А. А. Ивановой (1966 и 1967), ставилась с целью исследования синхронных зависимостей $Q=f(z)$. Рассматривался бесприточный призматический участок канала с сечением либо в виде трапеции с шириной по дну, равной 5 м, и откосами 1 : 3 (как и при расчетах, изложенных в § 2 и 3), либо в виде прямоугольника шириной 300 м. В качестве начальных условий принимался равномерный режим — обычно при глубине 4—5 м. Левое граничное условие (в створе возмущения) задавалось в виде графика попусков $Q=f(t)$, правое — в виде кривой расходов $Q=Q_{уст}(z)$. Кривая расходов рассчитывалась по формуле Шези, причем коэффициент шероховатости n (по Маннингу) для трапецеидального русла принимался равным 0,013; 0,02 или 0,05, а для прямоугольного —0,02 или 0,05.

Интенсивность роста и падения расхода в створе возмущения в единицу времени $J=\left|\frac{dQ}{dt}\right|_{ГЭС}$ назначалась в трапецеидальном русле в пределах 0,015—1,2 м³/сек.², в широком прямоугольном русле в пределах 0,05—1,0 м³/сек.²

Гидрографы в обоих случаях принимались симметричной треугольной или трапецеидальной формы с различными значениями $(\Delta Q)_{max}$ в створе возмущения (некоторые гидрографы схематически изображены на рис. 10.14). Объемы попусков W в трапецеидальном русле задавались от 24 тыс. м³ до ≈ 2 млн. м³ при длине участка L от 10 до 50 км (чаще 30 км); в прямоугольном русле объемы попусков задавались от 1 до 40 млн. м³ при $L=300 \div 500$ км.

Для изучения влияния уклонов дна в трапецеидальном русле проводились расчеты неустановившегося движения, создаваемого довольно «резким» графиком попуска ($J=0{,}6$ м^3/сек.^{2}) для уклонов дна i_0 от 0,00001 до 0,001. В широком прямоугольном русле влияние уклона изучалось для двух типов гидрографов ($J=0{,}1$ м^3/сек.^{2} и $J=1{,}0$ м^3/сек.^{2}) разных объемов при значениях n, равных соответственно 0,02 или 0,05, и значениях i_0 от 0,000001 до 0,001. Общее количество численных экспериментов достигало примерно двухсот.

Зависимости $Q=f(z)$ для всех створов (для каждого варианта гидрографа) наносились на один график, на котором они совмещались по оси расходов так, что петли для ниже лежащих

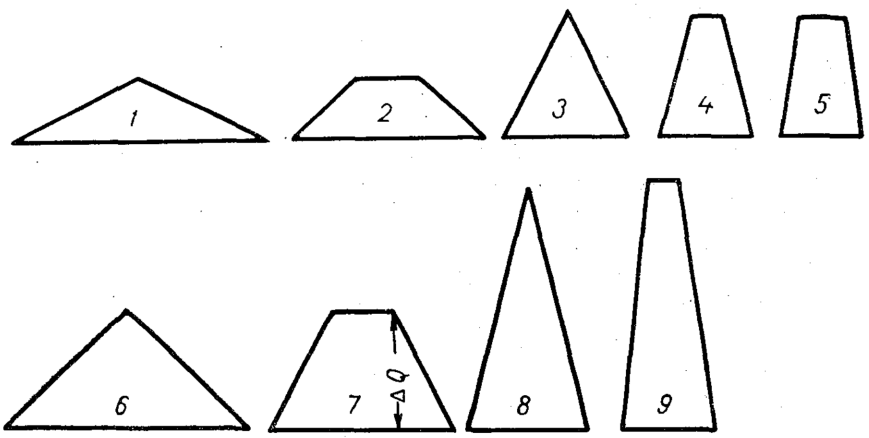


Рис. 10.14. Схематические гидрографы попусков.

створов располагались под петлями для выше лежащих (рис. 10.15). Такое построение делает наглядной трансформацию петель попусков вниз по течению от створа к створу.

Мера нестационарности потока выражалась через отклонение направления ветви подъема петли от направления кривой расходов, характеризуемое отношением котангенсов углов наклона двух секущих, проведенных через начало петли. Одна из них пересекает ветвь подъема петли при некотором характерном значении ординаты z, другая — точку на кривой расходов при том же значении z. Таким образом,

$$N=\frac{\Delta Q_{\text{неуст}}}{\Delta z}:\frac{\Delta Q_{\text{уст}}}{\Delta z}=\frac{\Delta Q_{\text{неуст}}}{\Delta Q_{\text{уст}}} \qquad (10.1)$$

(рис. 10.15). Характерное значение ординаты выбиралось (на глаз) таким, чтобы величина N получилась наибольшей для данной петли. Обычно это значение z практически совпадает с тем

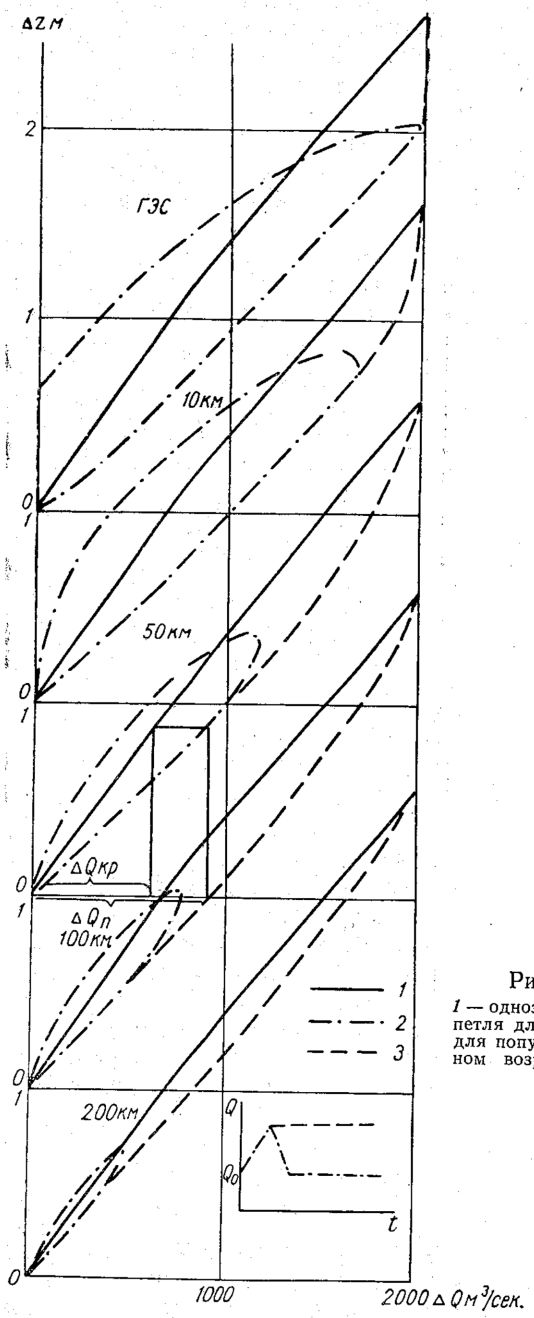


Рис. 10.15. Петли попусков.

1 — однозначная зависимость $Q(z)$; *2* — петля для треугольного попуска; *3* — петля для попуска «площадки» с таким же законом возрастания Q (см. схему в правом нижнем углу).

значением ординаты, при котором ветвь подъема имеет наибольшую кривизну.

Для количественного учета трансформации петель подсчитывались коэффициенты N, а также процент разброса точек петли (см. гл. 8, § 1, п. А). Эти характеристики дополняют друг друга, так как первая из них характеризует положение ветви подъема по отношению к кривой расходов, а вторая — относительную ширину петли.

Б. Влияние параметров русла и гидрографа попуска в створе возмущения на форму петель в этом створе

Рассмотрим сначала петли в створе возмущения, за который принимается створ, расположенный в нижнем бьефе в непосредственной близости от ГЭС. Очертание петли в этом створе зависит от параметров входного гидрографа, а в разных руслах при одинаковых гидрографах различно в зависимости от параметров этих русел.

Так как заданные гидрографы симметричны и продолжаются в виде отрезка $Q_{кон}=Q_0=\text{const}$, то все «петли попусков» начинаются в точке на кривой расходов (отвечающей обычно глубине 4,5 м) и оканчиваются в той же точке.

Расчеты показывают, что для всех попусков форма петли в створе возмущения зависит от формы гидрографа в створе ГЭС. При изменении расхода по линейному закону нижняя ветвь зависимости $Q(H)$ почти линейна в створе возмущения, а также во всех других створах при достаточно малых значениях n (рис. 10.16).

Длина наклонного участка ветви подъема петли увеличивается с увеличением Q_{max}. При треугольной форме попуска ветвь подъема петли более или менее плавно (в зависимости от остроты гидрографа) переходит в ветвь спада, при трапецеидальной его форме за наклонной частью ветви подъема петли следует вертикальная часть, соответствующая горизонтальной части графика попуска ($Q_{max}=\text{const}$). Длина вертикального отрезка увеличивается с увеличением времени выдерживания Q_{max} постоянным. Этот отрезок никогда не пересекает кривую расходов, точки на нем лишь асимптотически приближаются к ней (рис. 10.16), и именно эти точки обычно используются для проведения кривой расходов, если она неизвестна. Округлую форму петля приобретает лишь при малой интенсивности и большом объеме попуска. Таким образом, ветви подъема на входном гидрографе соответствует наклонная нижняя часть ветви подъема петли. Чем больше J, тем больше угол между ветвью подъема и кривой расходов. От других параметров попуска этот угол не зависит. При резких попусках и малых

сопротивлениях ветвь подъема почти линейна, тогда как при малых интенсивностях и больших сопротивлениях она носит более криволинейный характер.

Ветвь спада в створе ГЭС состоит также из отрезков с различным наклоном и обычно оканчивается вертикальной частью.

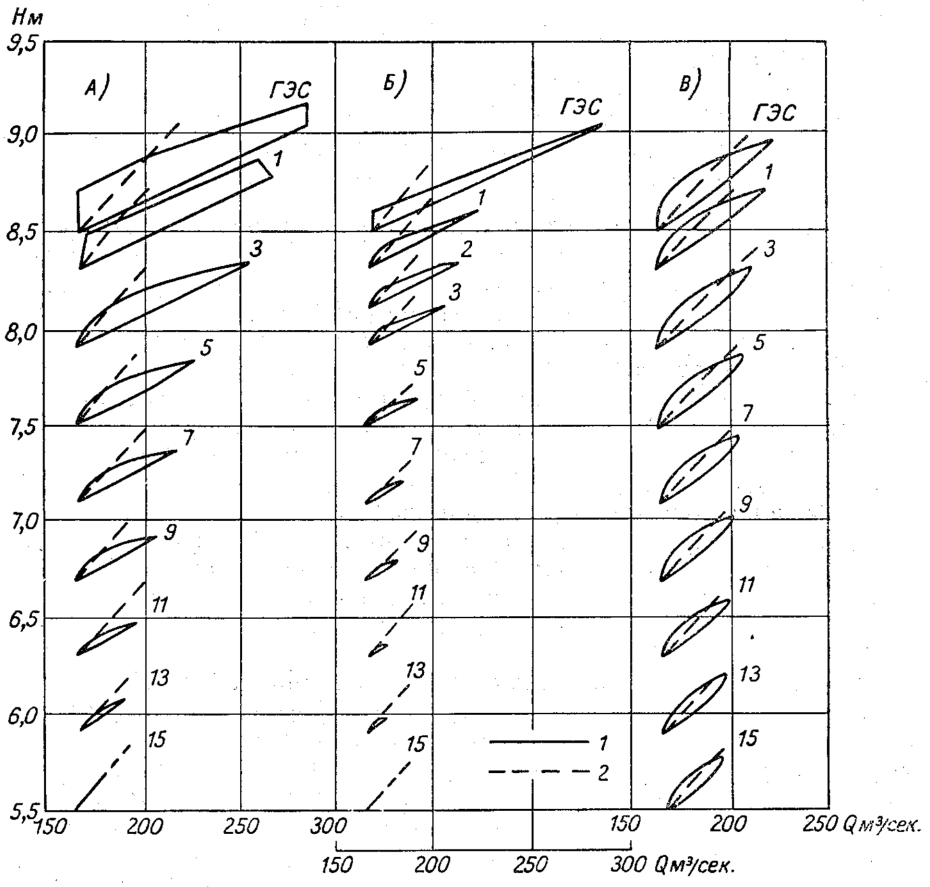


Рис. 10.16. Трансформация петель попусков по длине канала.

А — трапецеидальный попуск, J=0,60 м³/сек.²; *Б* — треугольный попуск, J=0,60 м³/сек.²; *В* — треугольный попуск, J=0,015 м³/сек.²; *1* — результаты расчета, *2* — кривая для установившегося режима. Цифры у петель — порядковые номера расчетных гидростворов.

В зависимости от формы гидрографа попуска слева от кривой располагается бóльшая или меньшая часть ветви спада. Чем больше объем попуска, меньше его интенсивность и меньше Q_{max}, тем ближе к кривой расходов находится центр тяжести петли и тем ближе к этой кривой проходит (слева от нее) бóльшая часть ветви спада. При любом входном гидрографе ветвь

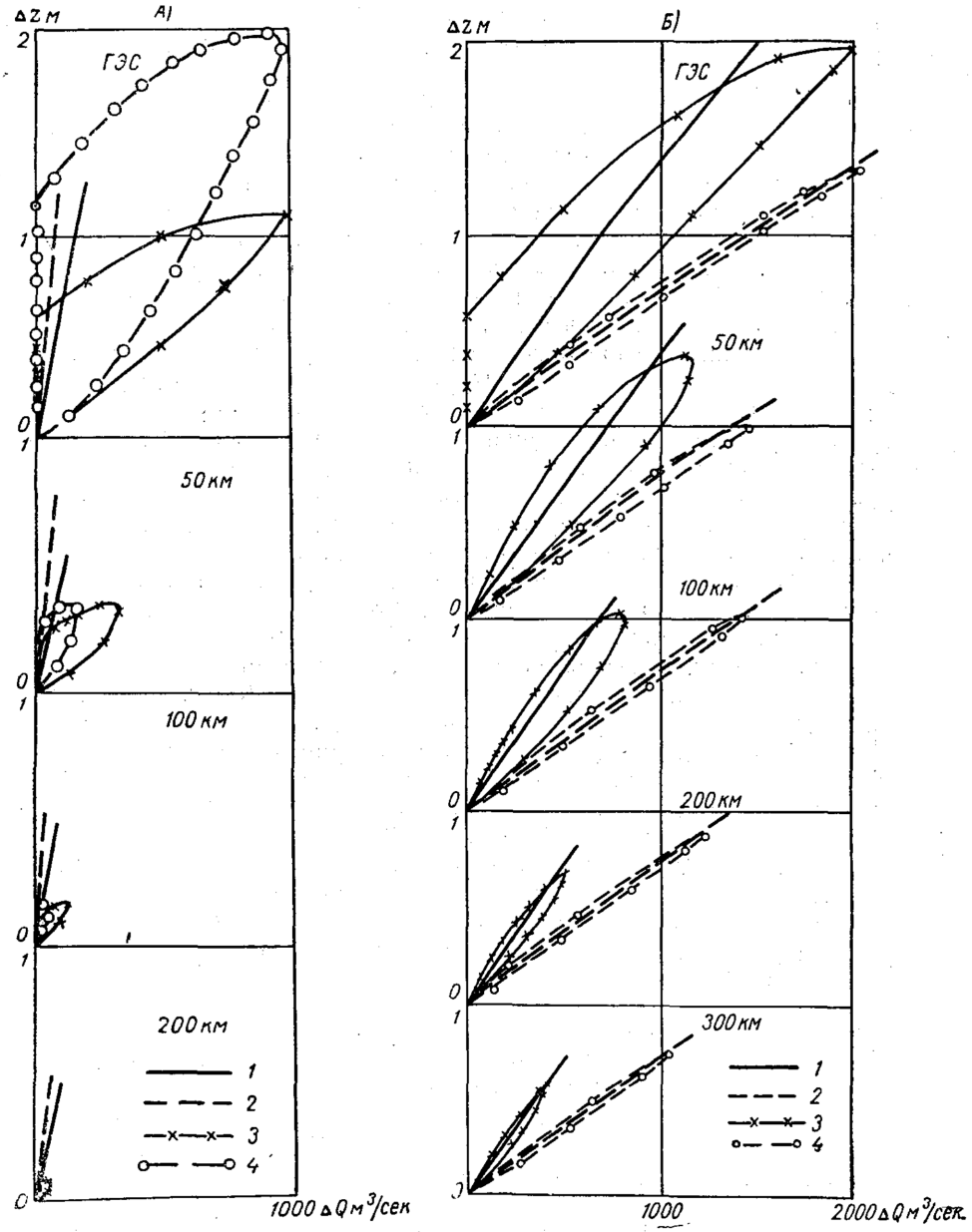


Рис. 10.17. *А* — влияние n на петли попусков при $i_0=0{,}00001$. *1* и *2* — однозначные связи ΔQ (Δz), *3* и *4* — петли соответственно при $n=0{,}02$ и $n=0{,}05$ *Б* — влияние i_0 на петли попусков при $n=0{,}02$ (*1* и *2* — однозначные связи, *3* и *4* — петли соответственно при $i_0=0{,}0001$ и $i_0=0{,}0004$).

спада расхода положе, чем ветвь подъема, и начальное значение расхода наблюдается при более высоком уровне, чем при начале попуска.

В отличие от трапецеидальных и плавных треугольных попусков, острые треугольные попуски с большим Q_{max} и малым объемом характеризуются петлями острыми, удаленными (вправо) от кривой расходов, особенно при малых значениях n. У таких петель вправо от кривой уходит даже бóльшая часть ветви спада, а разброс точек настолько невелик, что их можно осреднить в кривую, расположенную правее кривой расходов.

Процент разброса точек в створе возмущения зависит от параметров гидрографа в этом створе и параметров русла. К первой группе параметров относятся J, W, продолжительность выдерживания и величина Q_{max}. Первые три параметра при возрастании увеличивают разброс точек, последний параметр (Q_{max}) при том же W уменьшает его. С увеличением n объем петли увеличивается, максимальный уровень повышается (при заданном Q_{max}), форма петли становится более округлой, процент разброса точек возрастает (рис. 10.17 *А*). Нестационарность потока N с увеличением n увеличивается.

Наиболее важным из параметров, влияющих на вид петли, является уклон дна i_0. Как показывают расчеты на модели широкого прямоугольного русла, увеличение i_0 уменьшает процент разброса точек, максимальная глубина и нестационарность потока при этом также уменьшаются (рис. 10.17 *Б*). С ростом i_0 (при прочих равных условиях) петля теряет округлую форму, становится продолговатой, охватывает кривую расходов и при некоторых значениях уклона дна (различных при разных n и параметрах попуска) практически сливается с ней (т. е. разброс точек становится меньше 3%).

Результаты численных экспериментов позволяют определить границы значений параметров русла, в пределах которых следует ожидать возникновения петли для данной модели призматического русла. Увеличение начального наполнения уменьшает процент разброса точек.

В. Трансформация петель и распластывание волн попусков

До сих пор изучались петли попусков только в створе возмущения. Рассмотрим теперь изменение формы петель вдоль русла.

Как показывают численные эксперименты, в ниже лежащих створах петля сужается, укорачивается и становится более плавной, ветви подъема и спада сближаются между собой, теряя свои вертикальные участки. Сужение петли вокруг кривой рас-

ходов приводит к уменьшению по длине реки коэффициента N, а укорачивание петли — к уменьшению коэффициентов распластывания вниз по течению.

Петли попусков одинакового объема с близкими значениями Q_{max}, но с некоторым различием в J становятся на удалении от ГЭС более похожими друг на друга; лишь при значительной разнице в интенсивностях различие петель заметно и на большом расстоянии.

В ходе экспериментов наблюдалось различие в процессе трансформации петель разных попусков в однозначную зависимость (рис. 10.16). Иногда волна распластывалась на некотором удалении от ГЭС настолько сильно, что становилась на графике практически незаметной. Зависимость $Q_{неуст}=f(z)$ оставалась петлеобразной до тех пор, пока прослеживалось увеличение расходов и уровней, затем она трансформировалась в точку, т. е. преобладал процесс сокращения петли в длину. Такой вариант процесса может быть обусловлен либо малыми значениями уклона дна, либо большими значениями шероховатости, а также большой интенсивностью попуска при малом его объеме. Все эти причины могут действовать в сочетании или порознь.

Другой крайний случай наблюдается при плавном треугольном входном гидрографе или трапецеидальном гидрографе (особенно при большой продолжительности выдерживания Q_{max} и небольшой его величине), а также при больших i_0 и малых n. Такое сочетание факторов (наиболее сильно действующим является уклон дна) приводит к минимальному распластыванию волны, преобладанию поворота ветвей петли к кривой расходов и быстрому слиянию с ней. Петля трансформируется в этом случае не в точку, а в достаточно длинный отрезок кривой, а волна распространяется на расстояние, далеко выходящее за пределы рассматриваемого участка.

Во всех экспериментах ветвь спада петли проходит на всем протяжении русла значительно ближе к кривой расходов, чем ветвь подъема.

С вопросом о трансформации петель тесно связан и вопрос о распластывании волны попуска, т. е. о снижении Q_{max} по длине реки. Влияние параметров входных гидрографов на снижение максимальных расходов в широком прямоугольном русле ($i_0=0{,}0002$; $n=0{,}02$) иллюстрируется данными для девяти гидрографов, изображенных на рис. 10.14 (параметры их имеются также в табл. 10.2).

Снижение максимальных расходов на участке русла, равном 100 км, характеризуют графики $Q_{max}=f(s)$ и $\beta_{\Delta Q}=\frac{\Delta Q_{max}}{\Delta Q_{max\,B}}=f(s)$ (рис. 10.18) (ΔQ_{max} и $\Delta Q_{max\,B}$ обозначают приращения максимальных расходов над начальными в данном створе и створе возмущения). Начало графиков $Q_{max}=f(s)$ определяется заданным

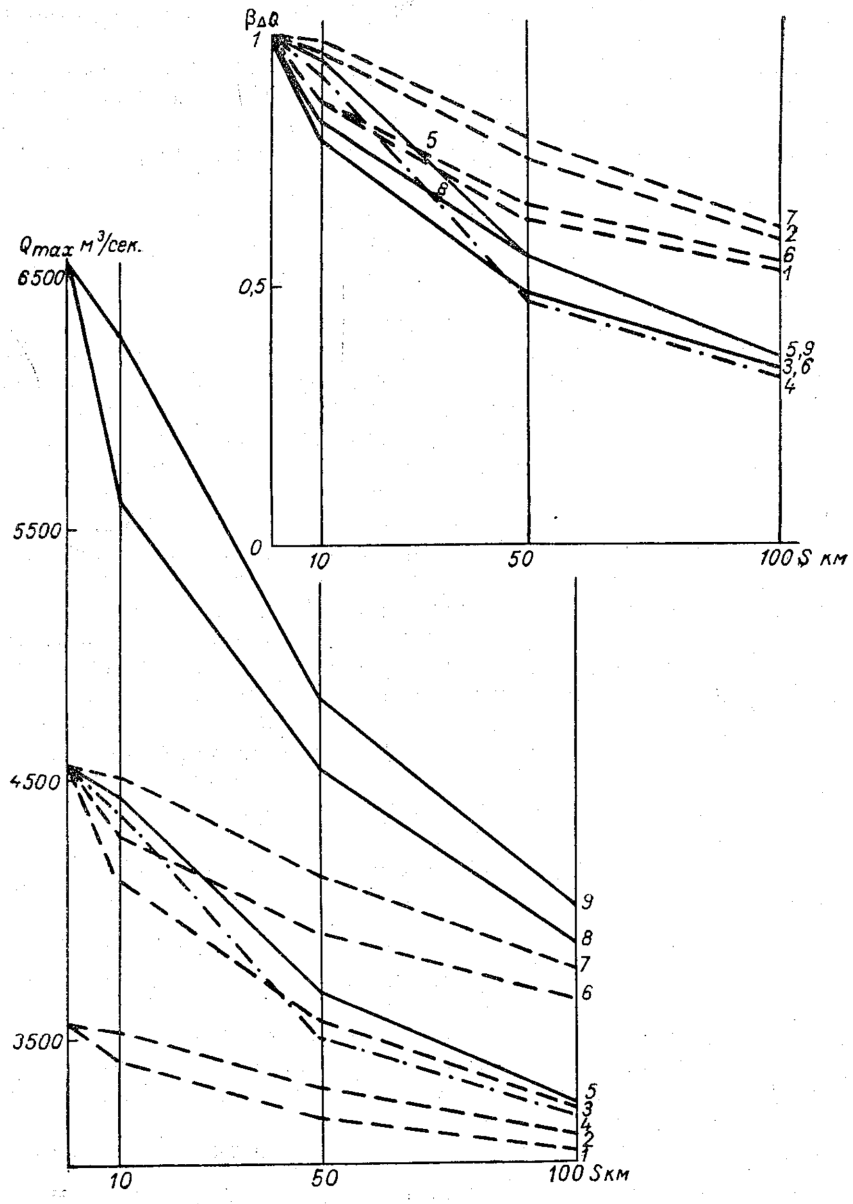


Рис. 10.18. Снижение Q_{max} и относительного приращения расходов над начальным по длине русла.

Цифры у линий — номера попусков по рис. 10.14.

значением максимального расхода, ход их зависит главным образом от отношения $\frac{Q_{max\,B}}{W}$ (меньше — от формы гидрографов). Графики для попусков одинакового объема сближаются между собой на участке от 0 до 100 км и, по-видимому, будут иметь эту тенденцию и дальше. Это подтверждается экспериментами в трапецеидальном русле и дает основания полагать, что по объему попуска на ГЭС даже без учета формы входного гидрографа может предсказываться величина максимального расхода на значительном удалении от ГЭС. Погрешность такого предсказания будет зависеть от того, насколько различаются

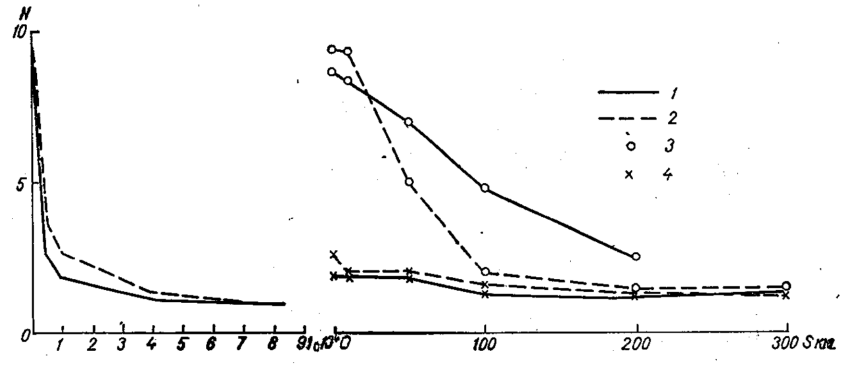


Рис. 10.19. Влияние i_0 и n на параметр N.
1 — n=0,02; *2* — n=0,05; *3* — i_0=0,00001; *4* — i_0=0,0001.

между собой форма и острота $\left(\frac{Q_{max\,B}}{W}\right)$ задаваемых гидрографов. Для створов, близких к ГЭС, влияние остроты и геометрической формы гидрографов значительно.

На графиках $\beta_{\Delta Q}=f(s)$ группируются и имеют тенденцию к сближению линии для попусков с одинаковым отношением $\frac{Q_{max\,B}}{W}$. Сильнее распластываются менее острые попуски (имеющие большее отношение $\frac{Q_{max\,B}}{W}$). Сравнение между собой линий для попусков № 1 и 2, 6 и 7, 8 и 9 показывает, что распластывание треугольных попусков более интенсивно, чем трапецеидальных, имеющих то же отношение $\frac{Q_{max\,B}}{W}$.

Увеличение шероховатости усиливает процесс распластывания. С увеличением уклонов дна распластывание уменьшается и при i_0=0,01 графики $\beta_{\Delta Q}=f(s)$ приближаются к горизонтальной линии $\beta_{\Delta Q}=1$.

Нестационарность потока, характеризуемая коэффициентом

Таблица 10.2

Параметры попусков во входном створе

$J=\frac{\Delta Q}{\Delta t}$ м³/сек.²	Объем попуска W тыс. м³	ΔQ_{max} во входном створе, м³/сек.	Расстояние исчезновения петель L км
	Группа I, $n=0{,}013$, $H_0=4{,}5$ м		
0,60	24	120	12
0,60	45	120	14
0,60	72	120	17
	Группа II, $n=0{,}013$, $H_0=4{,}5$ м		
1,20	12	120	12
1,20	24	120	12
1,20	36	120	15
1,20	45	120	16
1,20	72	120	17
	Группа III, $n=0{,}013$, $H_0=4$ м		
0,60	24	120	15
0,60	45	120	19
0,60	72	120	>25
	Группа IV, $n=0{,}013$, $H_0=4$ м		
1,20	12	120	13
1,20	24	120	15
1,20	36	120	15
1,20	45	120	20
1,20	72	120	25
	Группа V, $n=0{,}020$, $H_0=4{,}5$ м		
0,60	45	120	20
1,20	36	120	20
1,20	72	120	22
	Группа VI, $n=0{,}013$, $H_0=4{,}5$ м		
0,20	8	40	6
0,20	18	60	7
0,12	30	60	10
0,06	60	60	13
0,20	72	120	17
0,03	120	60	19
0,12	120	120	>19
0,06	240	120	28

N, уменьшается от створа к створу вниз по течению (рис. 10.19). С увеличением интенсивности изменения расхода нестационарность потока увеличивается сначала быстро, затем все медленнее. Еще более резко уменьшается N с увеличением уклона дна. Увеличение шероховатости увеличивает как значение N в створе возмущения, так и интенсивность убывания N вниз по течению.

Рассмотрим теперь следующий вопрос, на каком расстоянии от входного створа петля практически исчезает (неустановившееся движение переходит в квазиустановившееся), т. е. наибольший разброс точек на графике $Q=f(s)$ составляет примерно 3%.

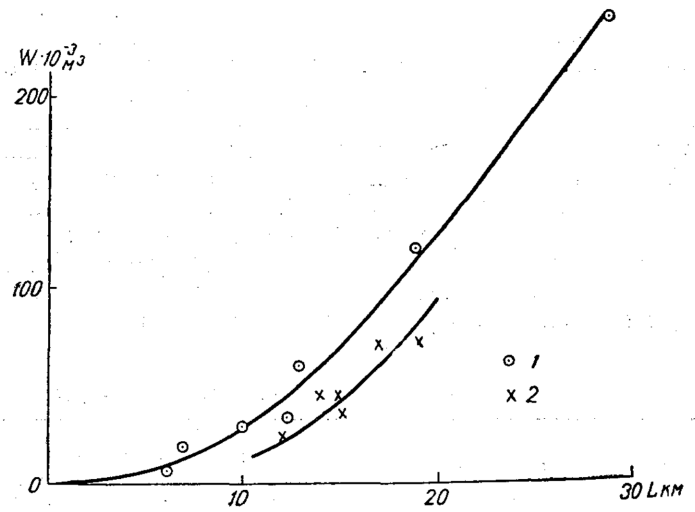


Рис. 10.20. Влияние объема попуска на расстояние выклинивания петель.
1 — $J=0{,}03 \div 0{,}20$ м³/сек.²; *2* — $J=0{,}60 \div 1{,}20$ м³/сек.²

Как показали численные эксперименты для трапецеидального русла, на расстояние исчезновения петель L непосредственно влияют объем петли, процент разброса точек и характер трансформации петли. Чем больше объем петли и процент разброса точек, тем больше L. Дальше прослеживаются петли, которые трансформируются в точку. Иначе говоря, чем больше значение интенсивности и объема попуска, а при данном объеме и величины Q_{max}, тем дальше прослеживаются петли.

В табл. 10.2 даются сведения о значении L для некоторых расчетных попусков. Попуски разбиты на группы, внутри каждой из которых они различаются только значениями W при одинаковых прочих параметрах (в группах V и VI есть и различные значения J). Уменьшение интенсивности от 1,2 до

0,6 м³/сек.² не влечет за собой изменения расстояния исчезновения петель при одинаковых объемах попуска (группы I и II). Правда, дальнейшее снижение J сказывается несколько заметнее (см. попуски группы VI). Существеннее всего при данной интенсивности на значение L влияет изменение объема попуска. Графически это представлено на рис. 10.20 (при $H_0=4{,}5$ м).

Уменьшение начальной глубины увеличивает расстояния исчезновения петель (см. попуски групп I и III, II и IV).

Увеличение шероховатости в рассмотренном диапазоне действующих факторов приводит к увеличению значения L (это видно из сопоставления попусков группы V с некоторыми попусками групп I и II), несмотря на то, что при увеличении n процесс распластывания усиливается и само возмущение наблюдается на меньшем расстоянии. Это можно объяснить увеличением разброса точек с ростом шероховатости, влияющим, видимо, сильнее, чем обстоятельство, указанное выше.

Менее подробные (с точки зрения исследования влияния параметров попуска) численные эксперименты, проведенные для условий широкого прямоугольного русла, подтверждают выводы, полученные при анализе табл. 10.2. Судить о расстоянии исчезновения петель приходится косвенно — по проценту разброса точек в крайнем створе (табл. 10.3), удаленном от ГЭС на расстояние 100 км, которого для исчезновения петли недостаточно (при общей длине расчетного участка 300 км).

Таблица 10.3

Параметры попусков для широкого прямоугольного русла

№ попуска	W млн. м³	J м³/сек.²	ΔQ_{max} м³/сек.	H_0 м	Геометрическая форма гидрографа	Процент разброса точек петли ($s=100$ км)
1	20	0,05	1000	4,5	Треугольная	3,5
2	20	0,10	1000	4,5	Трапецеидальная	3,9
3	20	0,20	2000	4,5	Треугольная	4,4
4	20	0,40	2000	4,5	Трапецеидальная	5,1
5	20	0,80	2000	4,5	„	5,8
6	40	0,10	2000	4,5	Треугольная	5,8
7	40	0,20	2000	4,5	Трапецеидальная	7,5
8	40	0,40	4000	4,5	Треугольная	8,4
9	40	0,80	4000	4,5	Трапецеидальная	10,2
10	20	0,20	2000	6,0	Треугольная	3,3
11	20	0,20	2000	4,0	„	4,7

В табл. 10.4 приводятся подробные данные о влиянии уклонов дна и значений коэффициента шероховатости на расстояние L. Эксперименты проводились для широкого прямоугольного

Таблица 10.4

Влияние i_0 и n на L

$J=0{,}1$ м³/сек.²; $n=0{,}02$			$J=1{,}0$ м³/сек.²; $n=0{,}02$			$J=0{,}1$ м³/сек.²; $n=0{,}05$		
i_0	W млн. м³	L км	i_0	W млн. м³	L км	i_0	W млн. м³	L км
0,00001	10	>400	—	—	—	0,00001	10	>400
0,00005	10	184	0,00005	2	>400	0,00005	10	170
0,0001	40	337	0,0001	4	100	0,0001	40	352
0,0004	40	75	0,0004	4	42	0,0004	40	200
0,0007	40	0	0,0007	4	22	—	—	—
0,001	40	0	0,001	4	0	0,001	40	0

русла для участка длиной 500 км. С увеличением уклонов дна величина L уменьшается до нуля, т. е. есть такие уклоны, при которых петля не образуется даже в створе возмущения.

Г. О возможности прогнозирования петель, а также проведения однозначных зависимостей по имеющимся петлям

Вопрос о прогнозировании петель при наличии однозначных кривых $Q=Q_{уст}(z)$ очень сложен. Можно пытаться построить петлю приближенно по нескольким характерным точкам (речь пока идет только о простых попусках, началом и концом которых является установившееся движение).

Более подробно можно предсказать петлю в створе возмущения. Предполагается, что график изменения расходов задан в этом створе, поэтому остается определить значения уровней. Начертание петли зависит от графика попуска. Кроме интенсивности J (влияние которой становится менее заметным при значительных коэффициентах шероховатости), на величину отметки уровня в нижнем бьефе в данный момент времени влияют величина Q_{max} и время выдерживания максимального расхода постоянным до этого момента. Все эти величины легко снять с гидрографа, поэтому прогноз уровней непосредственно в нижнем бьефе ГЭС может быть произведен по соответствующим графикам.

Сложнее прогнозировать петли в ниже расположенных створах. Для прогноза значений максимальных расходов воды с помощью коэффициентов распластывания имеются соответствующие формулы как для призматических каналов, так и для естественных русел [см., например, формулы Крицкого и Менкеля (12.1) и Нечаевой (13.4) и (13.5)].

Если накопить в результате проведения всевозможных численных экспериментов большое число данных, можно будет прогнозировать петли простых попусков для определенных типов русел по частям — по характерным точкам. Зная относительное изменение по длине русла величин Q_{max}, $H_{Q_{max}}$, H_{max} и $Q_{H_{max}}$, можно получить их значения в любом створе, предсказав предварительно петлю в створе возмущения. Для проведения ветви подъема петли можно приблизительно определить точку наибольшего удаления петли от кривой расходов с помощью данных об изменении по длине коэффициента N. Ветвь спада надо проводить ближе к кривой, чем ветвь подъема петли. Можно уточнить положение ветви спада петли, изучив изменение по длине процента разброса точек — общего или отдельно для ветвей подъема и спада.

При накоплении достаточного количества данных способ прогнозирования петель по точкам может уточняться. Чтобы научиться прогнозировать петли сложных попусков, тем более необходимы подробные исследования.

Вопрос о проведении кривой расходов по имеющейся петле возникает при отсутствии материалов наблюдений над установившимся режимом, когда имеются лишь данные о цикле измерений при неустановившемся движении (Исследования неустановившегося движения воды на реках Тверце и Оредеж, 1961; Иванова и Рупперт, 1966). Легче всего провести кривую при наличии измерений расходов воды во время ступенчатых попусков с длительным выдерживанием постоянными определенных значений расходов воды. Кривую расходов в таком случае следует проводить несколько выше точек, соответствующих концам ступеней в графике попуска $Q=f(t)$ или через них (при значительной продолжительности этих ступеней во времени). В створах, удаленных от ГЭС, кривую следует проводить ближе к ветви спада петли, чем к ветви подъема.

Как показали данные численных экспериментов Русинова на гипотетической модели русла с поймой (см. § 5), в некоторых случаях плавных попусков кривую расходов допустимо проводить через точку, соответствующую гребню волны (z_{max}) в данном створе.

Д. Заключение

В результате анализа синхронных зависимостей $Q=f(z)$, полученных с помощью численных экспериментов по распространению волн попусков в призматическом русле, можно сделать следующие выводы.

1. Форма петли синхронной зависимости $Q=f(z)$ и степень разброса точек зависят как от параметров русла, так и от параметров входного гидрографа. Наиболее сильно влияет уклон дна потока i_0. Для рассмотренной широкой прямоугольной модели

русла при малых значениях i_0 петли возникают обязательно, при значительных уклонах дна петель почти не наблюдается. Увеличение шероховатости увеличивает процент разброса точек петли во входном створе.

2. Петли трансформируются в однозначную зависимость поразному. Длина отрезка однозначной кривой, в который трансформируется петля, изменяется от нулевого значения (при полном распластывании волны на небольшом участке) до конечных значений, тем бо́льших, чем меньше распластывание волны.

3. Процесс распластывания волны усиливается с уменьшением уклона дна, увеличением шероховатости и величины отношения $\frac{Q_{max}}{W}$. При одинаковых значениях Q_{max} и W волны, имеющие треугольные гидрографы, распластываются более интенсивно по сравнению с трапецеидальными.

4. Длина участка русла, на котором кривая $Q=f(z)$ превращается в практически однозначную зависимость, увеличивается с увеличением интенсивности и особенно объема попуска, а также с уменьшением уклона дна и увеличением шероховатости.

5. Результаты численных экспериментов позволили высказать некоторые соображения о возможности и способах предсказания петли по имеющейся однозначной кривой, и наоборот, — проведения однозначной кривой по имеющейся петлеобразной зависимости $Q=f(z)$.

§ 5. Влияние параметров призматического пойменного русла на скорость распространения гребня волн попусков [1]

В гл. 8, § 2 по материалам натурных наблюдений на реках Тверце и Иртыше рассматривалось влияние поймы на скорость распространения гребней волн попусков $c_г$ и ее отношение к средней скорости потока $k=\frac{c_г}{v}$. Как уже указывалось, натурные материалы, давая общую картину явления для данного объекта, не позволяют, однако, проникнуть в сущность явления, выяснить влияние на него различных факторов, характеризуемых какими-то количественными параметрами. Для рассмотрения этого вопроса М. И. Русиновым (1966, 1967 б и 1967 в) были поставлены численные эксперименты на гипотетических моделях русла с поймой. Эксперименты преследовали цель выяснить влияние ширины поймы, принимаемой в расчет, глубины ее затопления и степени уменьшения средней скорости потока при выходе его на пойму на величину $c_г$ и k, а также рассмотреть изменение этих параметров по длине бьефа и получить некоторые общие зависимости, связывающие скорость распространения волны с другими расчетными параметрами.

[1] Составлен автором совместно с М. И. Русиновым.

А. Общая характеристика расчетных моделей русла с поймой

Все модели гипотетического русла, задававшиеся при проведении численных экспериментов, имели следующие общие черты: призматичность русла и поймы (постоянство по длине морфометрических и гидравлических характеристик), близкая к параболической форма поперечного сечения основного русла, неизменность ширины поймы при различной глубине ее затопления (обусловленная вертикальностью боковых стенок), незначительная величина поперечного уклона ее поверхности. Как отмечает Г. В. Железняков (1957), модель с симметричной поймой и нулевым поперечным уклоном можно считать наиболее правдоподобной, а наилучшим приближением для живого сечения основного русла реки является парабола.

Результаты выполненных расчетов можно отнести к руслам как с односторонней, так и с двусторонней поймой, так как форма живого сечения в расчетных моделях русла задается только таблицами ширины в функции от глубины $B=B(H)$, не учитывающими асимметричности поперечного профиля. Однако это означает также, что в расчетах нельзя было достаточно полно учесть специфику водообмена между руслом и поймой, имеющего в разных условиях различный характер (Скородумов, 1965).

Длина гипотетических бьефов задавалась равной 70, 140 и 160 км. Ширина основного русла ($B_р$ на уровне бровки) и его максимальная глубина H_{max} равнялись в одних расчетных моделях соответственно 36 и 3 м, в других — 60 и 5 м. Ширина поймы (без учета ширины русла) изменялась в широких пределах: $B_п$ равнялась 100, 200, 400 и 600 м при $B_р=60$ м; 150, 200, 300 и 600 м при $B_р=36$ м.

При задании модулей расхода, характеризующих пропускную способность русла при различной глубине его наполнения (а тем самым и кривые средних скоростей потока при установившемся режиме), использовались как данные натурных наблюдений, так и расчеты по гидравлическим формулам.

В качестве левого граничного условия (в створе возмущения) задавался гидрограф $Q=Q(t)$. Продолжительность попусков составляла 12, 24 и 48 час., а величина максимального расхода воды варьировала от 50 до 600 м³/сек., что позволило детально рассмотреть скорости распространения гребня волн попусков при различной глубине наполнения русла с поймой.

В качестве правого граничного условия принималась кривая расходов при установившемся режиме. За начальное условие в большинстве расчетных вариантов принималось установившееся движение в основном русле с расходом $Q=10$ м³/сек., причем соответствующая ему глубина потока задавалась в зависи-

мости от уклона дна. Исключение составляла лишь серия расчетов по определению влияния уклона дна на величину скорости распространения гребня волны и на снижение максимальных расходов по длине бьефа. В этом случае в качестве начального условия задавалась одинаковая для всех расчетных вариантов глубина наполнения русла $H_0=1$ м, а соответствующие значения Q_0 определялись в зависимости от уклона дна.

Выдача результатов (Q и z) производилась на расстоянии 0, 2, 5, 10, 20, 30, 40 км и т. д. от входного створа.

Б. Влияние расчетной ширины поймы и характера кривой $v=v(H)$ на скорость распространения гребня волн попусков

Основными параметрами, которые задаются при проведении расчетов, являются ширина русла и поймы, уклон дна, модули расхода воды.

Ширины $B=B(H)$ определяют соотношение площадей поперечного сечения русла и поймы при различной глубине наполнения пойменного русла. Модули расхода воды характеризуют пропускную способность русла и тем самым определяют средние скорости потока при различной его глубине [т. е. кривые $v=v(H)$].

Сравнивая результаты расчетов, проведенных на серии моделей, отличающихся друг от друга величиной только одного какого-то параметра, можно выявить влияние каждого из факторов в чистом виде. Однако для того, чтобы определить влияние ширины поймы $B_п$ на величину $c_г$, недостаточно только изменить таблицу значений $B=B(H)$, так как увеличение или уменьшение ширины поймы должно приводить к изменению пропускной способности русла. Поэтому в общем случае руслам с различной шириной поймы будет отвечать и различный вид кривых изменения средних скоростей потока с глубиной $v=v(H)$.

Для того чтобы выявить в чистом виде влияние расчетной ширины поймы на скорость распространения гребня волн попусков, использовались модели, характеризовавшиеся одинаковой степенью уменьшения средних скоростей потока при выходе его на пойму по сравнению со средней скоростью на уровне бровки v. Ширина основного русла составляла 60 м, ширина поймы — 200, 400 и 600 м. Для одной из этих ширин кривая $v(H)$ строилась по натурным данным, для остальных — задавались кривые аналогичного характера при величине отношения $\frac{(v_{п\,min})}{v_{бр}}=\text{const}=0{,}45$. При обратном пересчете каждая из этих кривых дает значения коэффициента шероховатости, по Маннингу, изменяющиеся по глубине. Для указанных ширин поймы

средние значения n по глубине равны соответственно 0,23, 0,18 и 0,15.

По результатам расчетов для различных попусков определялись значения $c_г$ и k, соответствующие глубинам H наполнения пойменного русла при прохождении гребня волны (для данного попуска).

Вследствие ограниченности снижения волны в пределах расчетного бьефа результаты расчета для каждого отдельного попуска давали лишь определенную зону на расчетных кривых $c_г=f(H)$ и $k=f(H)$. Достаточно широкий диапазон изменения начальной высоты волны во входном створе благодаря различным значениям $Q_{max\,вх}$ позволил детально обрисовать форму кривых $c_г=f(H)$ по результатам расчетов всех попусков, причем отдельные части кривых накладывались друг на друга, т. е. дублировались данными расчетов нескольких попусков. Оказалось, что зависимости $c_г=f(H)$ и $k=f(H)$ являются однозначными, а на расстоянии 20—30 км от входного створа и ниже — практически одинаковыми для всех створов, что позволило построить обобщенные по длине для всего бьефа (за исключением его верхней части) графики $c_г=f(H)$ и $k=f(H)$ (рис. 10.21).

Полученные кривые $c_г=f(H)$ характеризуются существенным уменьшением величин $c_г$ при выходе потока на пойму и вторичным возрастанием их при дальнейшем увеличении глубины затопления поймы.

В зоне уменьшения $c_г$ скорость распространения гребня волны становится меньше средней скорости потока ($k<1$). При этом минимальные значения k наблюдаются при наименьших величинах $c_г$. При малой глубине потока на пойме, а также при значительном ее затоплении, значения $k=1{,}2\div1{,}6$. В самой верхней части бьефа (0—20 км от входного створа), не включавшейся в построение графиков $c_г=f(H)$, для наиболее высоких волн попусков $k\geqslant2$. Минимальные значения $c_г$ наблюдались при глубинах, соответствовавших минимальным значениям v в зоне поймы.

На полученные для разной расчетной ширины поймы графики $c_г=f(H)$ были нанесены также кривые изменения средних скоростей потока при установившемся режиме в зависимости от глубины затопления поймы $v=f(H)$ и кривые $v_г=f(H)$, где $v_г$ — скорость потока в данном створе в момент прохождения через него гребня волны. Обе последние кривые практически совпали даже для верхней части бьефа. Таким образом, скорость потока в момент прохождения гребня волны через данный створ была очень близка к скорости потока при установившемся режиме при той же глубине.

На рис. 10.22 приводятся кривые изменения средних скоростей потока при установившемся режиме в зависимости от глубины для гидростворов IV и V на р. Тверце. Там же нанесены

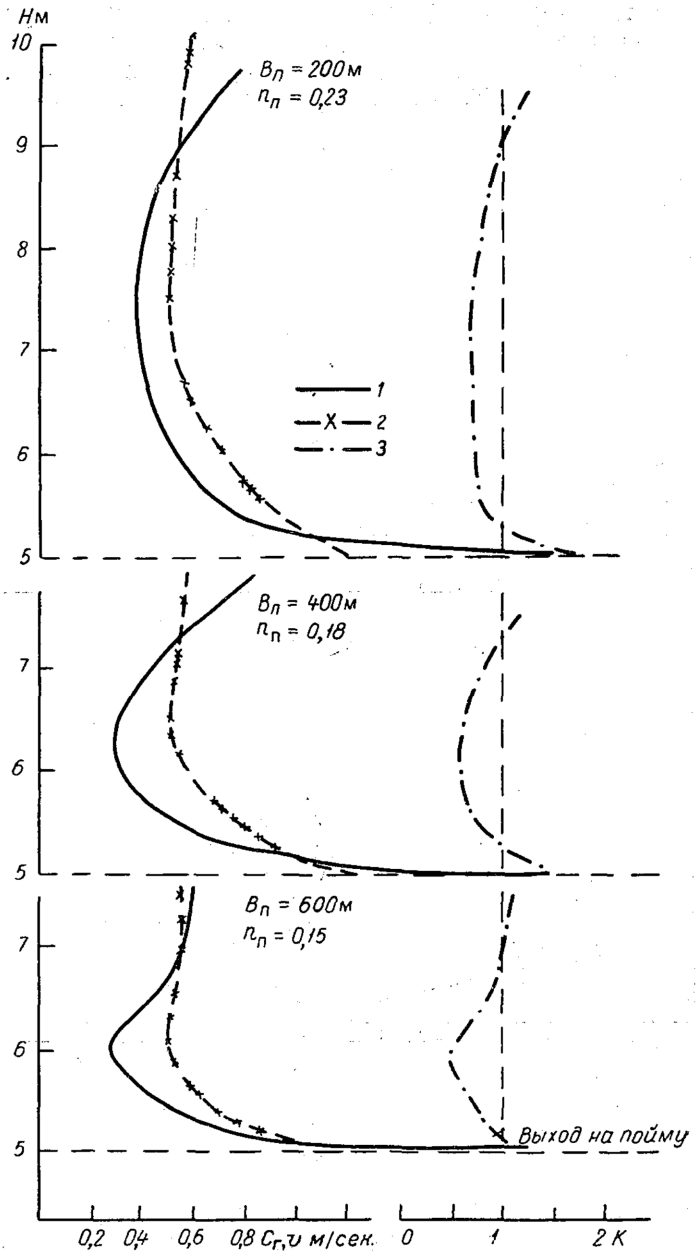


Рис. 10.21. Зависимости $c_г$ и k от H при различной ширине поймы (β=0,45; $n_п \neq$ const).

1 — $c_г$, 2 — v, 3 — k.

точки, соответствующие скоростям потока в момент прохождения гребней волн попусков $v_г$. Данные для построения этих точек взяты из работы «Исследование неустановившегося движения воды на реках Тверце и Оредеж» (1961). Как видно на

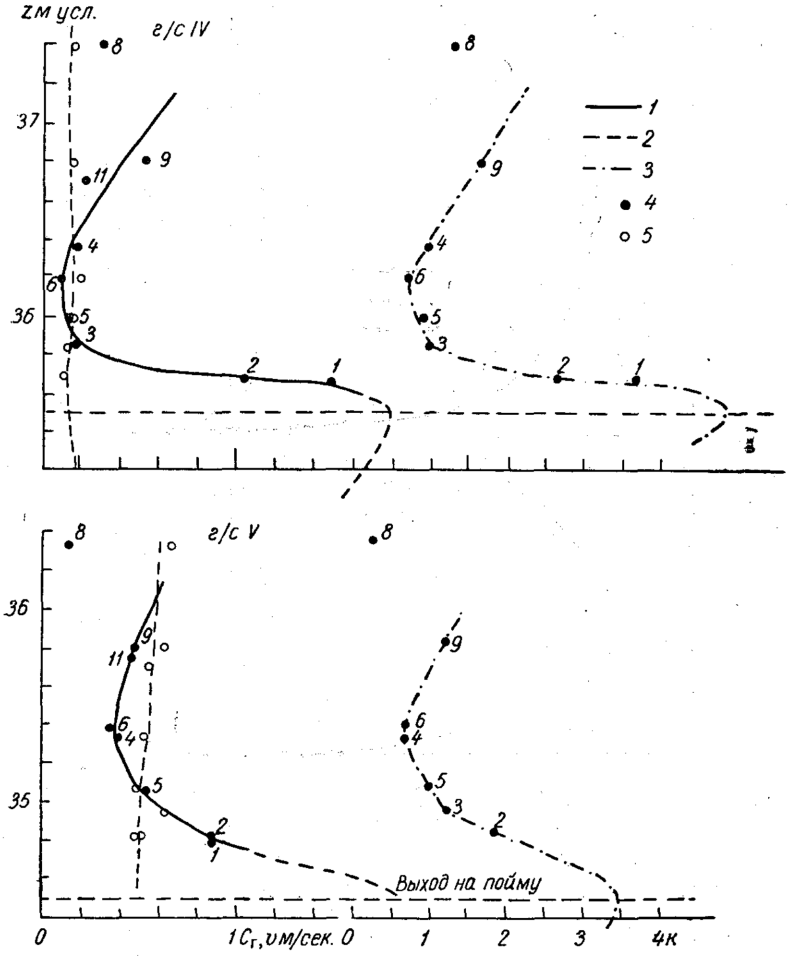


Рис. 10.22. Зависимости $c_г$ и v от H для р. Тверцы.
1 — $c_г$, *2* — v, *3* — k, *4* — точки для $c_г$ и k (числа у точек — номера попусков), *5* — точки для v.

графиках, точки достаточно близки к кривым скоростей при установившемся режиме, что подтверждает результаты численных экспериментов. Отмеченное совпадение величин v и $v_г$ оправдывает использование в прогностической практике зависимостей вида $c_г = kv$, куда входит величина v, а не $v_г$.

Полученные графики $c_г=f(H)$ и $k=f(H)$ (рис. 10.21) позволяют сделать следующие общие выводы.

1. Скорость распространения гребня волны попуска $c_г$ изменяется в зависимости от глубины затопления поймы $H_п$ и при данном значении $H_п$ является величиной постоянной.

По мере увеличения $H_п$ величины $c_г$ сначала уменьшаются, достигая минимального значения, затем вновь увеличиваются, причем характер кривых $c_г=f(H)$ в какой-то мере зависит от характера кривых $v=f(H)$.

2. Средняя скорость потока в момент прохождения гребня волны практически равна v при установившемся движении (при том же уровне).

Следует отметить, что в натурных условиях увеличение ширины поймы будет приводить к уменьшению $c_г$ только до некоторого предела, поскольку при очень широкой неровной пойме лишь часть ее (особенно при незначительной глубине затопления) активно участвует в пропуске масс воды.

Как указывалось выше, на величину $c_г$ влияет, кроме расчетной ширины поймы, также и степень уменьшения средних скоростей потока при выходе его на пойму. Поэтому влияние характера зависимости $v(H)$ на скорость распространения гребней волн попусков рассматривалось отдельно на расчетных моделях, имевших следующие параметры: $B_п=200$ м; $B_р=36$ м; $i_0=0{,}0004$; $n_р=0{,}03$; $n_п=0{,}04$ и $0{,}10$. Глубина выхода потока на пойму равнялась 3 м. Принятие в расчетах двух разных коэффициентов шероховатости поймы позволило получить различный вид кривых $v(H)$ при одинаковой ширине ее.

Задание кривых $v=v(H)$ производилось следующим образом. В зоне основного русла величины v вычислялись с помощью формул Маннинга и Шези. Поскольку при выходе потока на пойму обычно наблюдается дополнительное уменьшение средних скоростей потока в главном русле за счет кинематического эффекта взаимодействия руслового и пойменного потоков (см. гл. 1, § 6; гл. 11, § 4 и гл. 12, § 2, п. А), то полученные значения v (главного русла) умножались на коэффициенты 0,7 и 0,3 (согласно рекомендациям Д. Е. Скородумова). Полученные кривые, а также кривые, принимавшиеся при проведении расчетов, приводятся на рис. 10.23.

Результаты расчетов в виде графиков $c_г=f(H)$ и $k=f(H)$ представлены на рис. 10.24. Там же нанесены кривые изменений средних скоростей потока в зависимости от глубины при установившемся режиме, а также величины средних скоростей потока при прохождении гребня волны $v_г$.

Как и в предыдущих случаях, точки зависимостей $c_г=f(H)$ образуют плавные кривые. До определенной глубины затопления поймы (в данном случае до $H_п=2$ м) значения $v_г$ равнялись v. При более значительной глубине $H_п$, соответствовавшей

прохождению наиболее высоких волн попусков (характеризовавшихся также наибольшей интенсивностью изменения расходов воды во времени в данном створе), значения $v_г$ несколько

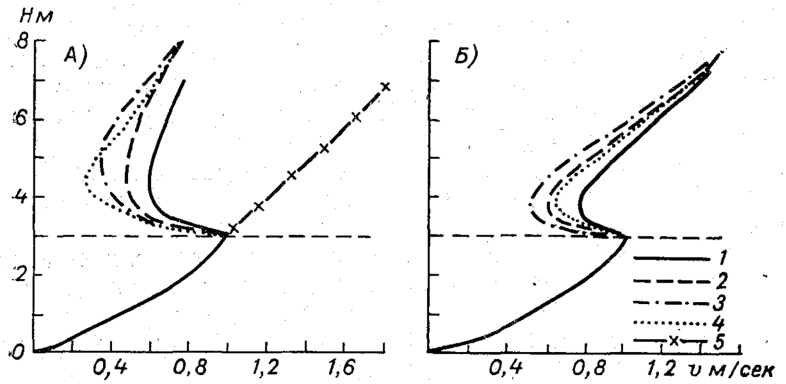


Рис. 10.23. Графики $v=v(H)$.

А — $n_п$=0,10; *Б* — $n_п$=0,04. *1* — расчет по формулам Маннинга и Шези (при $H>3$ м раздельно для русла и поймы); *2* и *3* — при умножении v главного русла соответственно на коэффициент 0,7 и 0,3; *4* — принятые в расчете кривые $v=v(H)$; *5* — кривая $v(H)$ отдельно для главного русла (при отсеченной пойме) для уровней выше бровки русла.

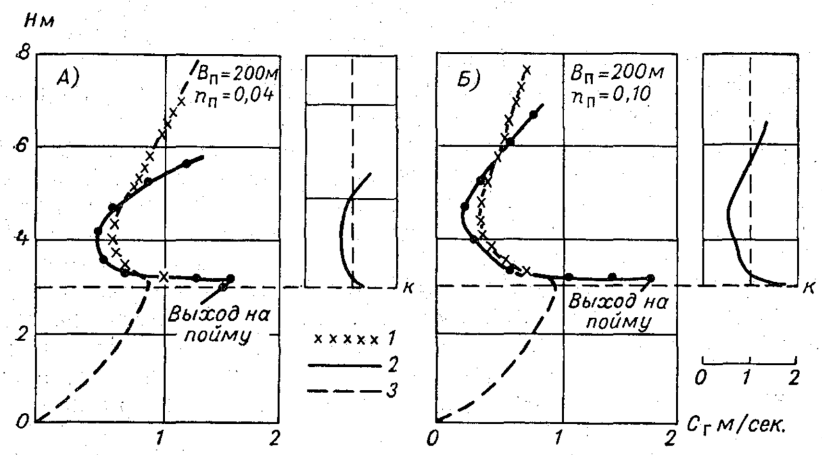


Рис. 10.24. Зависимости $c_г$ и k от H при различной шероховатости поймы.

1 — $v_г$, *2* — $c_г$, *3* — v.

превосходят v: на 1—2 см/сек., т. е. не более чем на 1—3%. Хотя полученными расхождениями можно практически пренебречь, они подтверждают теоретические выводы, приводящиеся в работах В. В. Ведерникова (1947) и Ф. М. Гендерсона (1965).

В. Характер изменения величин $c_г$ и k по длине бьефа

Скорость распространения гребня волны попуска зависит не только от скорости потока и параметров русла, но также от интенсивности распластывания и характера трансформации формы волны. Это связано с тем, что гребень волны как наивысший уровень воды в данном створе $\left(\frac{\partial H}{\partial t}=0\right)$ может менять свое местоположение по отношению ко всей волне в целом при

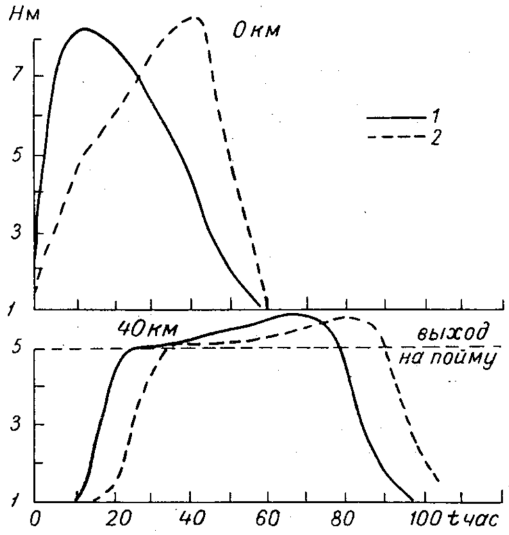


Рис. 10.25. Графики изменения во времени уровней для крутого (*1*) и пологого (*2*) попусков.

распространении волны вдоль бьефа, что отражается на изменении формы графиков хода уровней $H=H(t)$ от створа к створу. На протяжении бьефа можно выделить две зоны, в которых происходит наиболее интенсивное изменение формы этих графиков.

Первая зона относится к самой верхней части бьефа, примыкающей ко входному створу. При распространении вдоль этой зоны происходит интенсивное перекашивание волны, что заметно сказывается на форме графиков хода уровней. Наглядно этот процесс прослеживается при симметричной форме графика в створе возмущения. При распространении волны вдоль бьефа ее передний склон, соответствующий периоду подъема уровней, становится все более крутым, в результате чего кривая $H=H(t)$ приобретает асимметричную форму, характерную для

резко выраженного неустановившегося движения. Скорость гребня при этом значительно превосходит скорость распространения основной части волны — гребень как бы смещается вперед, т. е. происходит перекашивание волны. Указанное смещение гребня волны в некоторой степени объясняет большие значения коэффициента k в верхней части бьефа.

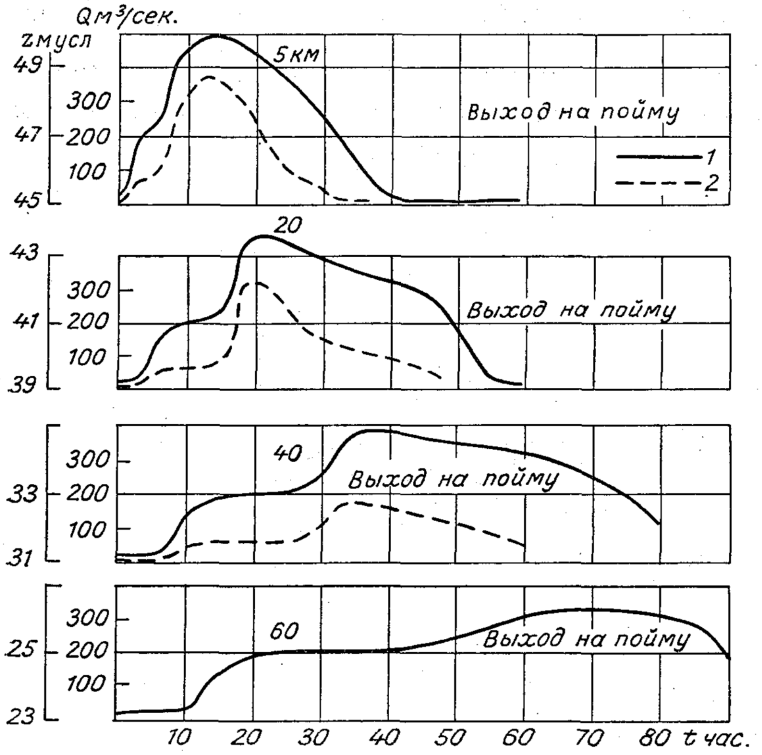


Рис. 10.26. Графики изменения во времени уровней (*1*) и гидрографы (*2*).

$B_{п}$=200 м; $n_{п}$=0,10; i_{0}=0,0004.

На рис. 10.25 приводятся графики хода (изменения во времени) уровней в створе возмущения и в створе, расположенном на 40 км ниже по течению, для двух попусков, имевших одинаковые объем, продолжительность и максимальный расход воды, но отличавшихся друг от друга формой входного гидрографа и графика хода уровней: один из попусков сначала имел более интенсивный подъем уровней и соответственно более крутой передний склон волны, чем другой. Однако уже на расстоянии 40 км от входного створа крутизна передних склонов обеих волн стала практически одинаковой (это относится и к верхним частям волн). Хотя при этом более крутая волна быстрее до-

стигла створа 40 км, более пологая при распространении вниз по течению меняла свою форму интенсивнее, а скорость распространения ее гребня в пределах рассматриваемого участка оказалась на 35% выше, чем $c_г$ для более крутой волны.

Вторая зона, в которой происходит заметная трансформация графика хода уровней, не имеет определенного местоположения по длине бьефа и зависит от расстояния, на котором волна снизится настолько, что скорость потока, идущего в пределах главного русла (передняя часть волны) заметно превысит скорость потока, идущего по пойме (основная часть волны). Значительную роль при этом играет характер кривой $v=v(H)$ и высота волны во входном створе. Как отмечал Ф. Форхгеймер [1935],

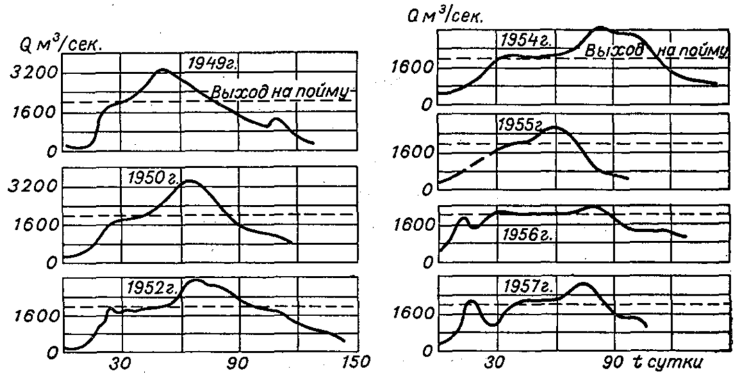


Рис. 10.27. Гидрографы половодья у подпоста Черлак на р. Иртыше за различные годы.

волна стремится идти быстрее там, где скорости потока выше; поэтому по руслу волна распространяется быстрее, чем по пойме. Быстрое распространение масс воды по главному руслу компенсируется за счет притока из основной части волны, следствием чего является ее заметное распластывание и трансформация гидрографов и графиков хода уровней. При этом вследствие расходования части воды на отток по главному руслу происходит перетекание объемов воды из основной части волны в переднюю ее часть, а гребень (как точка с максимальным значением уровня в данном створе) отодвигается назад, т. е. имеет место дополнительное уменьшение скорости его распространения. На рис. 10.26 приводятся гидрографы и графики хода уровня по данным численного эксперимента, на которых четко прослеживается более быстрое распространение волны по главному руслу, а также отставание ее гребня от передней части волны (обратное перекашивание волны). Такую же характерную форму имеют, например, гидрографы за различные годы по водпосту Черлак на р. Иртыше (рис. 10.27).

Отставание гребня волны вследствие изменения ее формы приводит к заметному уменьшению скорости его распространения. На графиках $c_г = f(L)$, на которых нанесены также значения $v_г$ (рис. 10.28), зона отставания гребня характеризуется уменьшением коэффициента k (что видно по соотношению величин $c_г$ и $v_г$ вплоть до значений, меньших единицы. Таким образом, скорость распространения гребня волны становится меньше средней скорости потока.

Глубина затопления поймы, при которой значение k минимально, как отмечалось выше, равна глубине, при которой также

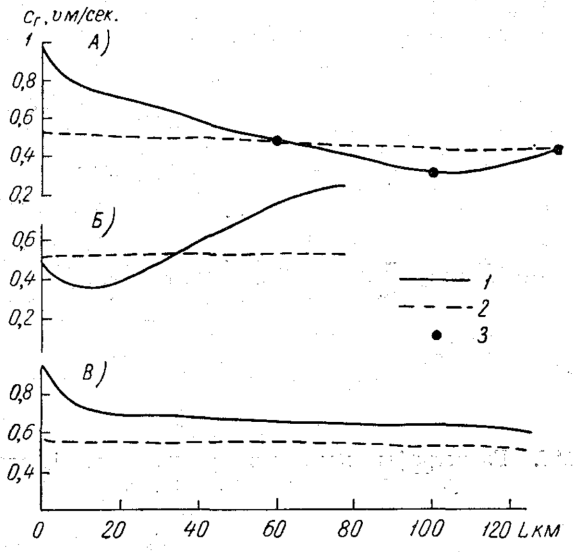


Рис. 10.28. Зависимости $c_г$ и v от L.
1 — $c_г$, *2* — $v_г$, *3* — характерные створы.

минимальна величина $c_г$ и наблюдается наиболее значительное уменьшение средних скоростей потока. При дальнейшем понижении высоты волны (ниже отметок, при которых v — наименьшее в зоне поймы) разность скоростей распространения передней и основной частей волны уменьшается, что приводит к ослаблению процесса отставания гребня и возрастанию величин $c_г$ и k. На рис. 10.29 приводятся графики хода уровней в характерных створах, отмеченных на рис. 10.28 *А*. На графиках видно, что процесс отступания гребня наиболее интенсивен в зоне, соответствующей снижению высоты волны до отметок, где наблюдается наиболее значительное уменьшение v.

Проведенные расчеты показывают также, что если начальная высота волны во входном створе такова, что она по глубине соответствует зоне, где наблюдается значительное уменьшение

v на пойме по сравнению с v в русле, то даже в верхней части бьефа значения k лишь немного превышают 1. В этих случаях при распространении волны вдоль бьефа значения k сначала уменьшаются, а затем постепенно возрастают вследствие дальнейшего снижения волны до отметок, где разница в скоростях на пойме и в русле уменьшается и процесс отставания гребня ослабевает (рис. 10.28 *Б*). При достаточной начальной высоте волны во входном створе величина $c_г$ вдоль всего бьефа превышает значения v, т. е. $k>1$ (рис. 10.28 *В*).

Небольшие значения k в верхней части реальных бьефов, по-видимому, могут наблюдаться редко, поскольку обычно сброс воды через ГЭС происходит в отводящий канал и волна не испытывает тотчас же аккумулирующего влияния поймы. Поэтому для натурных объектов характерны большие значения k в верхней части бьефа (здесь процесс трансформации волны, выра-

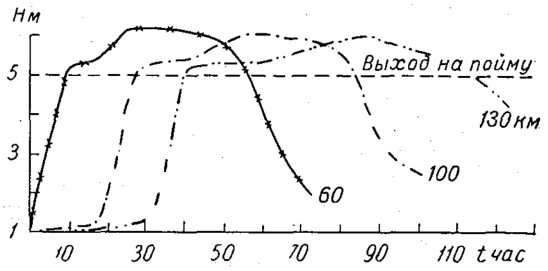


Рис. 10.29. Профиль волны в створах 60, 100 и 130 км.

жающийся в ее прямом перекашивании, проявляется достаточно сильно). В проведенных же расчетах значения k несколько меньше, так как расчетные модели русла предусматривали наличие поймы, начиная от входного створа.

Г. Некоторые дополнительные вопросы

Для иллюстрации влияния i_0 на величину k_{min} проводились расчеты на модели русла с $B_п=200$ м, $n_п=0{,}04$. Уклоны дна изменялись от 0,0002 до 0,0016. Входные гидрографы выбирались таким образом, чтобы осветить зону минимальных значений $c_г$ на кривых $c_г=f(H)$. Величина k_{min} вычислялась по формуле

$$k_{min}=\frac{c_{г\,min}}{v_{г\,min}},$$

где $c_{г\,min}$ — наименьшая скорость распространения гребня волн пупусков (в зоне поймы); $v_{г\,min}$ — средняя скорость потока в момент прохождения гребня волны (при уровне, соответствующем $c_{г\,min}$).

Следует отметить, что степень уменьшения средней скорости потока при выходе его на пойму была одинакова при всех значениях уклона дна $\left(\beta = \frac{v_{\min п}}{v_{\min р}} = 0{,}66\right)$.

Ниже приводятся значения $k_{\min}$ и соответствующие величины уклонов дна, при которых они были получены.

Уклон дна	0,0002	0,0004	0,0008	0,0016
$k_{\min}$	0,86	0,80	0,75	0,61

Как видно из таблицы, значение $k_{\min}$ уменьшается с ростом i_0, причем характер связи $k_{\min}=f(i_0)$ близок к прямолинейной зависимости.

Поскольку для рек с поймами значения коэффициента α могут превышать 1 или 1,1 (см. гл. 3), было целесообразно рассмотреть также влияние величины α, принимаемой при проведении расчетов, на степень трансформации и скорость распространения расчетных волн попусков. Вычисления проводились на модели с $B_п=200$ м, $n_п=0{,}04$ и $i_0=0{,}0004$, а также на расчетной модели р. Тверцы. При этом значение α принималось равным 1,5. Полученные данные сравнивались с результатами расчетов на тех же моделях при $\alpha=1{,}0$. Сравнение показало, что величина α не оказывает существенного влияния на степень трансформации и скорость распространения волн попусков (расхождения не превышали 1—3%). Полученный результат подтверждает выводы, содержащиеся в работах Л. Д. Курдюмова (1965). Следует, однако, отметить, что в пойменных руслах величина α заметно меняется по длине потока, что может сказываться в некоторой степени на результатах расчетов (Скородумов, 1965). Это в данных расчетах не учитывалось. Кроме того, расчеты проводились только применительно к речным условиям, где роль инерционных членов в уравнении движения в общем случае довольно мала и поэтому влияние коэффициента α было незначительным.

Д. Результаты проведенных численных экспериментов

Общая качественная характеристика влияния отдельных параметров пойменного призматического русла на скорость распространения гребня волн попусков (паводков), рассмотренная в предыдущих параграфах, кратко может быть сформулирована следующим образом.

1. При распространении волн попусков в призматическом русле с поймой, имеющем определенные параметры ($B_р$, $H_р$, $B_п$, $n_п$, $v=f(H)$, i_0), наблюдается четкая зависимость скорости

распространения гребня волны, а также величины безразмерного коэффициента k от глубины потока. Таким образом, для каждого значения глубины затопления поймы величины $c_г$ и k являются постоянными.

Характер этих зависимостей сохраняется на протяжении всего бьефа (за исключением его верхней части длиной 20—30 км, примыкающей ко входному створу).

2. При выходе потока на пойму наблюдается постепенное уменьшение скорости распространения гребня волны $c_г$ и величины безразмерного коэффициента k, при дальнейшем увеличении глубины затопления поймы значения $c_г$ и k вновь возрастают. Значения $c_г$ и k минимальны при глубине, при которой наблюдаются минимальные значения v (в зоне поймы).

3. Чем значительнее уменьшение средней скорости при выходе потока на пойму, тем меньше значения $c_{г\,min}$ и k_{min}.

4. При увеличении уклона дна минимальные значения k уменьшаются.

5. При неустановившемся движении с не слишком большой интенсивностью изменения расходов воды в данном створе средняя скорость потока в момент прохождения гребня волны очень близка к величине средней скорости при установившемся режиме (при той же глубине).

6. В верхней части бьефа наблюдается прямое перекашивание волны (увеличение крутизны ее переднего склона вследствие более быстрого распространения гребня волны), приводящее к возрастанию значений $c_г$ и k.

При снижении высоты волны до глубин, соответствующих заметному уменьшению v (в зоне поймы) по сравнению с v в основном русле, наблюдается обратное перекашивание волны (дополнительное отставание гребня) вследствие более быстрого продвижения передней части волны, идущей по основному руслу. Этот процесс оказывает доминирующее влияние на характер изменения величин $c_г$ и k по длине водотока.

Применение в проведенных расчетах одномерной схемы, предполагающей равное участие всего живого сечения потока в пропуске расходов воды и мгновенное заполнение поймы при выходе потока выше бровок, конечно, несколько упрощает явление. В натурных условиях заполнение поймы и вовлечение ее в процесс пропуска масс воды происходит более постепенно. Кроме того, в расчетах не учитывались потери воды на инфильтрацию и заполнение мертвых объемов поймы, которые в натурных условиях в ряде случаев имеют очень большое значение и усиливают процесс трансформации волны (например, на р. Иртыше). Все это определенным образом сказывается на интенсивности снижения максимальных расходов по длине бьефа и на скорости распространения гребня волны.

В принятых гипотетических моделях пойма имела поперечный уклон, близкий к нулевому. В естественных условиях такого резкого перехода от основного русла к пойме зачастую не наблюдается. Кроме того, высота поймы, ее ширина и другие морфометрические и гидравлические характеристики русла меняются по длине реки. Поэтому передняя часть волны, распространяющаяся в пределах главного русла, в условиях естественных водотоков может быть менее явно выражена. Однако гипотетические модели русла давали возможность более четко выделить влияние отдельных факторов на величину скорости распространения гребня волн попусков.

Результаты расчетов, проводившихся на гипотетических моделях призматического русла с поймой, могут представлять определенный интерес и для реальных объектов. Следует, однако, отметить, что полученные закономерности могут быть отнесены только к поймам достаточно простого строения, т. е. к поймам, поперечное сечение которых полностью участвует в пропуске расходов воды. Кроме того, не производилось специального моделирования потерь воды на инфильтрацию и заполнение мертвых объемов поймы; поэтому для пойм со сложными условиями затопления полученные результаты могут иметь лишь ориентировочный характер.

ГЛАВА 11

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТОВ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ

§ 1. Общие соображения

При лабораторном исследовании неустановившегося движения воды на участке реки создается гидравлическая модель объекта, позволяющая осветить специфику явления на данном участке при интересующих случаях неустановившегося движения (обычно задаваемых по форме входного гидрографа). Для этого русло моделируется в определенном масштабе.

Лабораторное исследование, дополненное имеющимися данными натурных наблюдений (хотя бы и весьма неполными), может дать материал для разработки регионального эмпирического метода прогноза расходов и уровней воды при неустановившемся движении на моделируемом участке реки.

Кроме режима уровней и расходов при неустановившемся движении, на модели объекта можно исследовать и влияние отдельных сооружений на этот режим, а также изучить скоростную структуру потока и русловые деформации (Розовский, Еременко и Базилевич, 1967).

В данной главе (и вообще в данной работе) рассматриваются только лабораторные исследования, основанные на одномерных представлениях, а также эксперименты, в которых изучается влияние поймы на характер явления. Лабораторные же исследования скоростной структуры и связанные с этим вопросы, изложенные в вышеуказанном труде, выходят за сферу рассмотрения.

Искажение масштабов модели объекта (неравенство горизонтального и вертикального масштабов, причем последний является более крупным), неизбежное при лабораторном исследовании участков рек длиной в десятки километров и более, затрудняет моделирование сил сопротивления. Поэтому для изучения режима расходов и уровней вдоль бьефа приходится обычно создавать искусственную повышенную шероховатость или форсировать расходы, т. е. увеличивать на модели масштаб скоростей и расходов по сравнению с их масштабом, вытекающим из равенства чисел Фруда на модели и в натуре ($m_v = \sqrt{m_н}$) (Розовский и др., 1967). Подбор масштаба расходов при этом выполняется так, чтобы кривые $Q = f(H)$ на модели были возможно ближе к натурным кривым. Форсирование расходов должно быть тем большим, чем больше искажение масштабов.

Граничным условием в створе ГЭС на модели является обычно входной гидрограф $Q = f(t)$. Предпочтительно, чтобы модель охватывала весь участок, течение на котором является собственно медленно изменяющимся неустановившимся движением, т. е., чтобы нижняя граница модели уже относилась к области квазиустановившегося движения; в этом случае там может быть задана зависимость $Q = f(H)$ по условиям установившегося режима, например, с помощью соответствующим образом подобранного водослива. Если модель не имеет достаточной длины, т. е. не охватывает весь участок собственно медленно изменяющегося неустановившегося движения, то для нижней границы модели нужно заранее знать график колебаний уровня. Такой график можно задать с помощью концевого устройства, изменяющего с течением времени свою пропускную способность, например, с помощью качающегося щита.

Как уже указывалось в гл. 6, кроме исследований на модели участка конкретного русла, применяются также лабораторные исследования на гипотетических моделях простейшей формы, обычно в гидравлических лотках. Эти исследования позволяют выяснить характер явления, основные закономерности процесса и влияние на него отдельных факторов «в чистом виде», т. е. при отсутствии осложняющих обстоятельств, могущих играть существенную роль в условиях естественных русел. Исследования на гипотетических моделях проводились как для беспойменных, так и для пойменных русел. Для последних обычно рассматривается только установившееся движение, что позволяет выявить

в простейшем случае кинематический эффект взаимодействия потоков русла и поймы, однако, не дает возможности оценить изменение этого эффекта на различных стадиях прохождения волн попусков или паводков.

Ниже остановимся лишь на тех из многочисленных известных лабораторных исследований, которые представляют интерес с точки зрения задач данной работы.

Сведения о лабораторных исследованиях неустановившегося движения воды имеются, например, в работах И. В. Егиазарова (1937), В. В. Ведерникова (1947), М. И. Кривошей (1965) и И. Л. Розовского, Е. В. Еременко и В. А. Базилевича (1967).

§ 2. Лабораторные исследования в гидравлических лотках

Во многих лабораторных исследованиях рассматривался вопрос о скорости распространения длинных волн в каналах. Очень тщательные для своего времени эксперименты Рассела (Russel, 1840) привели к следующей формуле для скорости распространения положительной волны в спокойной воде:

$$c = \sqrt{g(H+\zeta)}, \tag{11.1}$$

где ζ — высота волны; H — глубина при начальном установившемся режиме.

Эта формула была подтверждена в детальных исследованиях Базена (Bazin, 1863), выполненных в деревянном лотке длиной 600 м. Базен получил также формулу для скорости распространения волн в текущей воде

$$c = \sqrt{g(H \pm \zeta)} \pm v. \tag{11.2}$$

Знак плюс под корнем относится к положительным волнам, минус — к отрицательным.

Огромное количество очень тщательных экспериментов над отрицательной волной излива было выполнено И. В. Егиазаровым (1931 и 1937), который получил формулы для высоты волны и для построения кривой свободной поверхности. Однако анализ богатого экспериментального материала Егиазарова не был доведен до конца.

Подробные опыты были выполнены Фавром (Favre, 1935) в лаборатории проф. Мейер-Петера в Цюрихе. В опытах использовался лоток с гладким дном длиной около 75 м. Рассматривались вопросы разрушения волны (в частности, появление на фоне основной волны четко выраженных вторичных волн — ондуляций), а также отражения волны от закрытого конца, от большой водной поверхности, от створа резкого изменения сечения, от створа разветвления и, кроме того, наложение отраженных волн на прямые и их дальнейшее распространение.

Хортон (Horton, 1938), экспериментируя в лотке длиной 36 м, устанавливал очертание волны в зависимости от формы попуска и интенсивности изменения расхода в створе возмущения. Он указывает, что относительная роль сил инерции (по сравнению с силами трения) возрастает с ростом отношения высоты волны к ее длине. Длинными волнами Хортон называет те, у которых отношение длины волны к ее высоте составляет от 25 000 до 100 000 для реки и от 1000 до 2000 для гидравлического лотка.

Ряд опытных исследований влияния изменений сечения канала на распространение и отражение волн был выполнен Нугаро (Nougaro, 1950, 1956 и 1958). В последней из указанных работ приводятся результаты экспериментов уже не в лотках, а на моделях каналов ГЭС.

Остановимся несколько подробнее на наших экспериментах (Грушевский, 1953) в канале с горизонтальным и наклонным дном, причем в последнем случае волна распространялась против уклона. Для опытов использовался стеклянный лоток длиной около 10 м. Малая длина лотка и необходимость воспроизведения именно длинных волн затрудняли эксперимент, так как приходилось иметь дело с волнами весьма малой высоты (от 0,2 до 1 см). Несмотря на малую высоту, волна полностью сохраняла характер гравитационной волны, оставаясь в этом отношении подобной волнам, наблюдающимся в природных условиях. Силы поверхностного натяжения в корне изменяют характер коротких поверхностных волн при уменьшении их высоты, превращая их в капиллярные волны; экспериментальные же волны имеют сравнительно большую длину, измеряемую метрами, поэтому кривизна их профиля весьма мала и поверхностное натяжение не оказывает на них заметного влияния. Исходя из теории волн малой амплитуды, капиллярными силами можно пренебречь, если длина волны $\lambda \geqslant 1{,}78$ см (Кочин и др., 1948, стр. 437—440), что и имело место в наших опытах.

Волны создавались при помощи вытеснения водонепроницаемым ящиком некоторого объема воды в головной части лотка. Подъем уровня, создававшийся здесь, распространялся вдоль лотка в виде длинной волны. Для сглаживания мелких пульсаций уровня воды, а также для некоторого распластывания волны и более быстрого затухания возмущений после эксперимента служила фильтрующая каменная наброска (габион).

Запись уровней воды производилась электрическим способом с применением датчиков сопротивления и 8-шлейфного осциллографа МПО-2, что давало возможность получать на киноленте синхронную запись колебаний уровня в семи точках (один из шлейфов использовался для нанесения на киноленте постоянной линии отсчета). Датчики состояли из двух параллельных латунных пластинок, частично погруженных в воду, к которым подводился переменный ток. Пластинки датчиков ориентировались по

ходу волны, чтобы не искажать скоростное поле. Такое устройство позволяло получить достаточно точную запись малых колебаний уровня.

Для характеристики волны строился график, на котором по оси абсцисс откладывалось время t, а по оси ординат — объем воды V, вытесненной ящиком в данный момент времени по отношению к начальному горизонту воды. Эксперименты производились с волнами четырех серий. Волны серий I и II получались при опускании и последующем поднятии ящика. При воспроизведении волн серий III и IV опущенный ящик оставался в нижнем положении. Графики возбуждения волн каждой из серий приведены на рис. 11.1. При воспроизведении волн серий I и III ящик, опускаясь, вытеснял в 1 сек. объем, равный 4,52 л. Для волн серий II и IV скорость вытеснения объема ящиком составляла 2,83 л/сек. Каждая волна характеризовалась серией и величиной максимального вытесняемого объема V_0.

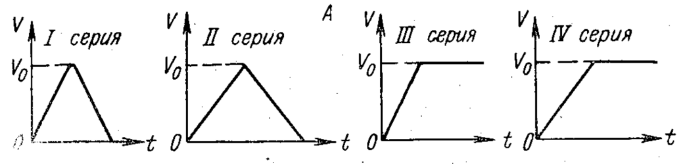


Рис. 11.1. Графики воспроизведения волн.

Применительно к волнам рассматриваемого типа понятие длины приходится вводить как условное. Для наиболее простого случая теоретической одиночной волны за длину волны принимают расстояние между точками, повышение уровня в которых составляет 0,1 от максимального (Сретенский, 1956, стр. 170). В нашем случае, когда профиль волны имеет сложное, неустойчивое очертание, понятие длины волны λ становится еще более условным.

Пользоваться для определения λ мгновенными профилями волн не представляется возможным, так как они строились по ограниченному числу точек. Поэтому приходится обращаться к волнограммам.

Заменим мысленно опытную волну волной, не испытывающей деформации и дающей в сечении, где расположен датчик, ту же волнограмму, что и опытная волна. Для этой схематизированной волны соответствующая волнограмма представляет собой мгновенный профиль в искаженном горизонтальном масштабе, причем роль переходного коэффициента играет скорость c распространения волны в данном сечении. Длина такой волны выражается произведением интервала времени T прохождения волны через это сечение, определяемого по волнограмме, на скорость распространения волны. За время T принималось среднее из

периодов для трех створов; величина c определялась как скорость распространения начала возмущения $c_ф$ от первого до третьего из этих створов.

Крутизну волны k, как и длину волны, приходится определять с помощью волнограмм. Крутизна волнограммы $k_в$ представляет собой осредненную по времени (с учетом искажения масштабов) крутизну волны в точках профиля, проходящих через данное сечение. За интервал осреднения принимался интервал времени между двумя точками на волнограмме, в которых последняя имеет максимальную кривизну. Одна из этих точек расположена в начале подъема уровня, другая — перед максимумом (рис. 11.2). Зная крутизну волнограммы, можно вычислить крутизну волны по формуле

$$k = \frac{k_в}{cm},$$



Рис. 11.2. Определение крутизны волны по волнограммам.

где c — скорость распространения волны; m — отношение длин отрезков на волнограмме, изображающих единицу длины (в см) по оси ординат и единицу времени (в сек.) по оси абсцисс. Крутизна волн в начале канала (в сечении первого датчика), составлявшая в опытах, как показали подсчеты по формуле для k, величину порядка $\frac{1}{150} - \frac{1}{500}$, дает при умножении на c скорость подъема уровня в данном сечении. Понятие крутизны волны также является в некоторой степени условным.

Опыты показывают, что при распространении длинной волны вдоль канала с горизонтальным дном крутизна волны заметно возрастает —обычно в 2—3 раза, а иногда и в еще большей степени (рис. 11.3). С ростом крутизны волны связано возникновение на гребне волны отдельных повышений и понижений уровня — ондуляций, высота которых составляет от десятой части до половины высоты волны.

Мелкие колебания уровня, возникающие на гребне основной волны, имеют довольно четкую периодичность, причем периоды их, малые по сравнению со временем T прохождения основной волны через данное сечение, возрастают с ростом глубины воды. Чем меньше глубина, тем, вообще говоря, меньшее расстояние успевает пройти волна до расчленения гребня.

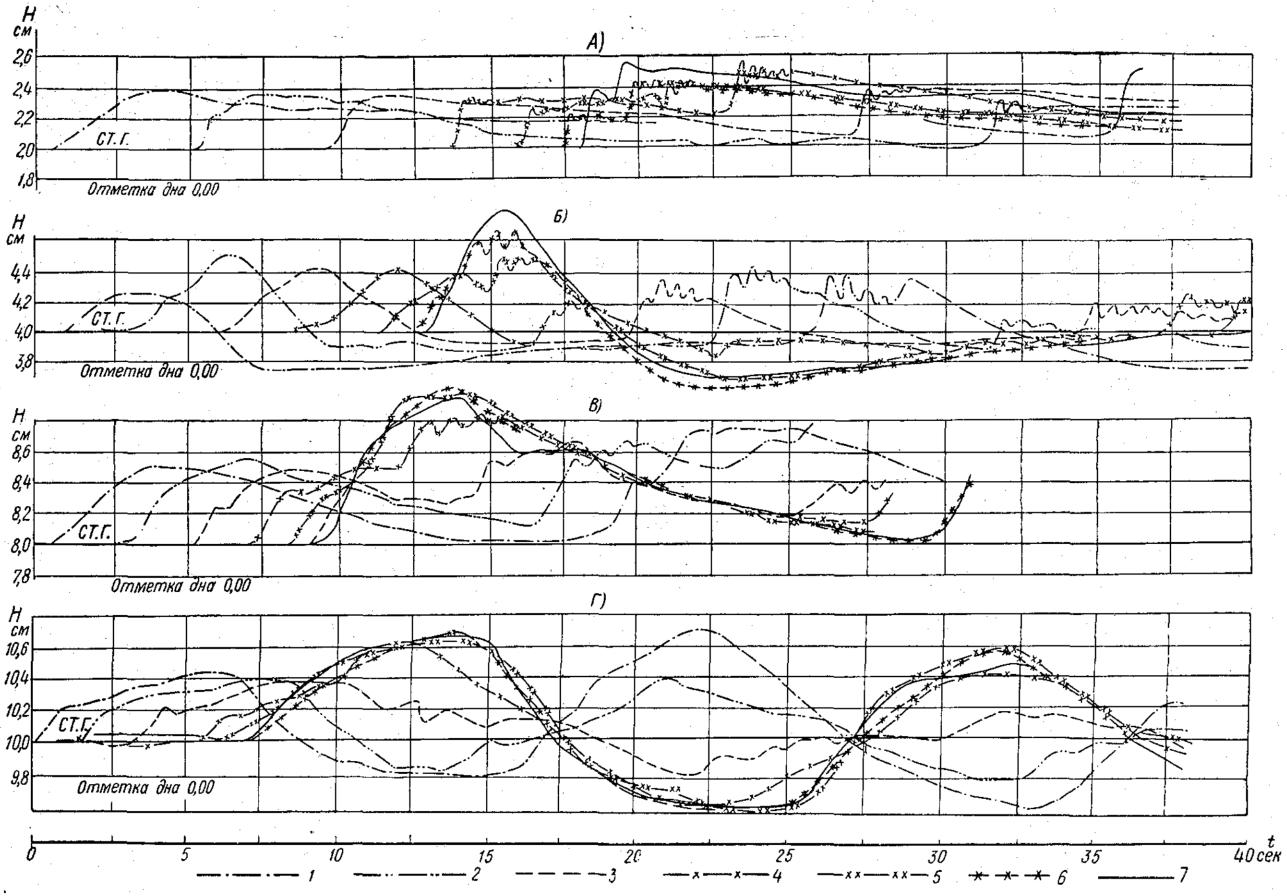


Рис. 11.3. Волнограммы опытных волн в канале с горизонтальным дном.

А — волна серии III, V_0=9,4 л, H=2 см; *Б* — волна серии I, V_0=14,1 л, H=4 см; *В* — волна серии III, V_0=18,8 л, H=8 см; *Г* — волна серии II, V_0=18,8 л, H=10 см; *1* — датчик расположен на расстоянии 0,4 м от начала рабочей части лотка (конца габиона), *2* — то же 1,8 м; *3* — то же 2,8 м; *4* — то же 3,8 м; *5* — то же 4,6 м; *6* — то же 5,2 м; *7* — то же 5,8 м от габиона

Подробные данные о возрастании крутизны волны, месте лотка, в котором начинаются ондуляции, их относительной амплитуде, периоде и длине волны приводятся в работе М. С. Грушевского (1953).

Рассмотрим мгновенные профили волн (рис. 11.4). На профилях отчетливо выражен перемещающийся гребень волны; однако при обратном ходе волны, после отражения от стенки, нет четко выраженного гребня. Так, для глубины $H=2$ см у волны, представленной на рис. 11.4 *А*, гребня не видно на профилях *22* и *24*. При глубине 4 см для волны, мгновенные профили которой изображены на рис. 11.4 *Б*, гребень волны, отчетливо видимый во все остальные моменты времени, отсутствует на профилях *16* и *18*, т. е. при прохождении после отражения от стенки участка длиной около 1,5 м. За это время (примерно в течение 4 сек., от профиля *14* до профиля *18*) явление в половине лотка, прилегающей к стенке, несколько напоминает одноузловую сейшу с узлом при абсциссе $x=7{,}3$ м, т. е. примерно в 1,5 м от стенки. В головной части лотка горизонт в это время почти не изменяется. В дальнейшем перед «узлом» вновь образуется гребень волны, распространяющейся в обратном направлении.

Таким образом, обратный путь волны оказывается более сложным, чем ее прямой путь. Начало обратного распространения волны как бы «исчезает» и заменяется колебанием, похожим на сейшу. При большей глубине (8 см) указанное явление также имеет место, хотя у волн серии III оно и выражено слабее (рис. 11.4 *В*). Аналогичное явление можно наблюдать и на мгновенных профилях других волн, не приведенных здесь.

Это явление объясняется тем, что в указанном интервале времени происходит наложение одной части длинной волны на другую. В сечении, расположенном вблизи стенки, после прохождения гребня волны через это сечение прямая волна вызывает понижение, а отраженная — повышение уровня вплоть до момента прохождения гребня отраженной волны через сечение. Таким образом, в сечениях перед стенкой одновременно действуют два противоположных влияния. Можно рассуждать и несколько иначе, мысленно заменив отражающуюся волну двумя встречными волнами, не испытывающими отражения. В сечении, в котором образуется узел сейши, это одновременное повышение и понижение уровня компенсируется, по-видимому, более полно, чем в других сечениях.

Приведенные рассуждения относятся, разумеется, лишь к указанному интервалу времени продолжительностью около 4 сек. и справедливы только для данного типа волн. В других случаях явление принимает иной характер. Так, короткая одиночная волна дает при отражении явление, рассмотренное в другой работе автора (Грушевский, 1951), — получаются блуждающие

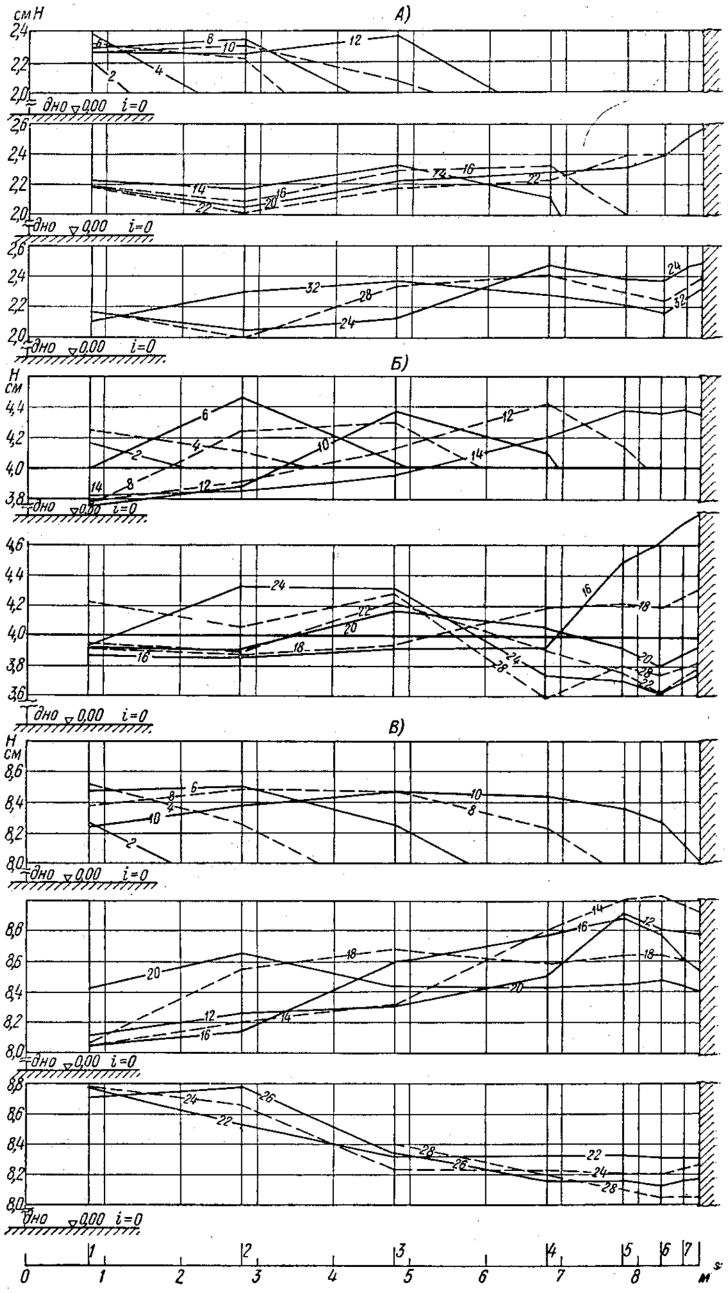


Рис. 11.4. Мгновенные профили волн в канале с горизонтальным дном.

А, Б, В — см. подпись к рис. 11.3. Цифры внизу — см. расшифровку обозначений линий в подписи к рис. 11.3. Числа на профилях — отсчет соответствующего момента времени в сек., нулевой отсчет — в момент начала возмущения в сечении первого датчика (0,4 м от габиона).

волны, переходящие в сейшу лишь в определенных условиях. Периодические синусоидальные волны дают при отражении, как известно, чистую сейшу.

Рассмотрим теперь результаты опытов при распространении волны *против уклона*. В этом случае нет четкого створа отражения, как это наблюдается при наличии стенки, местного подъема дна (в виде ступеньки) и т. п., — отражение является распределенным вдоль всего дна. Существование такого отражения доказывается появлением в зоне, где начинает подниматься дно, отчетливо видимых обратных скоростей в то время, когда волна еще не дошла до конца канала (их скорости там не изменили еще своего направления в этот момент). Волна, набегающая на наклонный берег, отражается затем от него, обнажая часть дна канала. При отражении трудно заметить ярко выраженный гребень волны.

Рассмотрим мгновенные профили волн в канале с наклонным дном, изображенные на рис. 11.5. На профилях отчетливо виден прямой ход волны. Распространение ее в обратном направлении, как и в случае канала с горизонтальным дном, представляет собой более сложное явление. Так, на профилях *18—24*, соответствующих примерно времени распространения гребня волны в обратном направлении на половину пути, этого перемещающегося гребня не видно. В конце лотка в это время наблюдается понижение уровня, более медленное для волн серии III и более быстрое для волн серии I. В головной части лотка горизонт в это время изменяется медленнее. В середине лотка уровень воды почти не меняется, поэтому указанное явление, продолжающееся около 6 сек. (от $t=18$ сек. до $t=24$ сек.), несколько напоминает одноузловую сейшу. В дальнейшем можно заметить гребень волны, распространяющейся в обратном направлении, начиная от середины лотка (профиль *28* на рис. 11.5 *А* и профили *26—32* на рис. 11.5 *Б*). В это время уровень в сечении, соответствовавшем ранее, в известном смысле, узлу сейши, изменяется.

Таким образом, как и в лотке с горизонтальным дном, часть обратного хода волны как бы заменяется сейшеобразным колебанием. Отличие заключается в том, что в лотке с наклонным дном «выпадает» бóльшая часть обратного хода волны, чем в первом случае. Это явление, по-видимому, объясняется так же, как и в канале с горизонтальным дном, но здесь все происходит гораздо сложнее вследствие постепенного отражения волны от дна канала. Высота волны не растет монотонно вдоль наклонного дна и заметно убывает к концу канала, что также объясяется рассредоточенным отражением волны.

Интересные эксперименты были выполнены недавно М. И. Кривошей (1968) в Русловой лаборатории ГГИ. Размеры лотка 100 м×1м×1,2 м. Опыты позволили детально исследо-

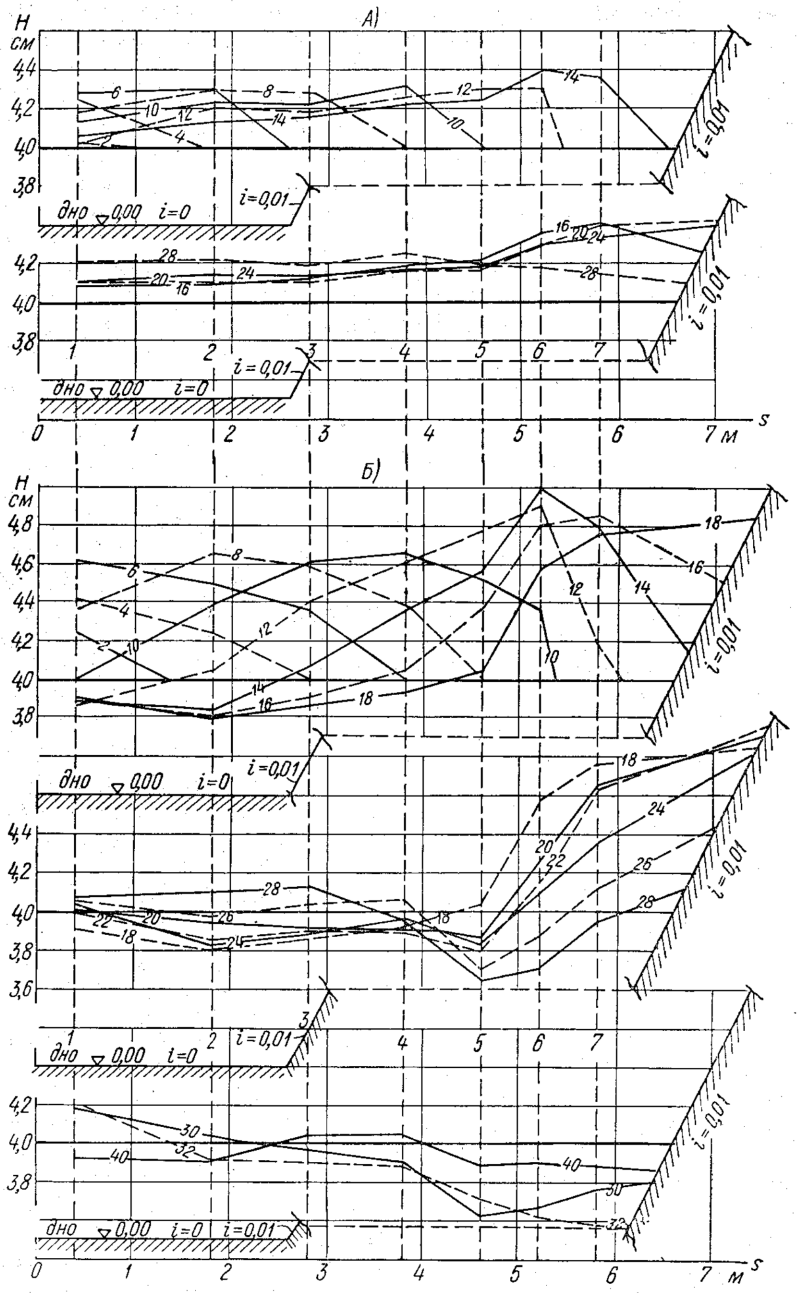


Рис. 11.5. Мгновенные профили волн при наклонном дне с уклоном $i=0{,}01$.

А — волна серии III, V_0=9,4 л; *Б* — волна серии I, V_0=28,2 л. Остальные усл. обозначения см. рис. 11.4.

вать ондуляционный профиль волны на глубокой воде, на мелководье и при выходе на берег.

Длинная положительная волна создавалась истечением из-под щита, который был расположен в 2 м от головной части лотка. Варьируя высоту и длительность подъема щита, можно было создавать волны различных параметров. В 3 м ниже щита была расположена фильтрующая стенка. Уровни воды фиксировались при помощи датчиков сопротивления, скорости — с помощью киносъемки индикаторов (сополимеров). Дно лотка было горизонтальным на расстоянии около 50 м от щита, на следующих 13 м волна распространялась против уклона (i_0=—0,041).

Волна повышения имела несимметричное очертание. Передний склон ее незначительно увеличивал свою крутизну по мере распространения волны вдоль горизонтального дна; высота гребня волны практически не изменялась. Далее на теле волны образовывались вторичные волны (ондуляции). В зоне образования ондуляций происходило отражение длинной волны.

В мелководной зоне ондуляции растут, растет и крутизна волны. При выходе на сухой берег поток теряет волновые свойства — скорость распространения возмущения совпадает со скоростью течения.

В опытах Кривошей получены выводы о физике процесса образования ондуляций и о параметрах последних. Здесь они не приводятся, так как явление выходит за пределы области рассматриваемого нами медленно изменяющегося движения воды. Отметим лишь, что расчет ондуляций и сопоставление расчетных данных с опытными позволили Кривошей высказать положение о том, что ондуляции на теле длинной волны можно рассматривать и рассчитывать как самостоятельные длинные волны. Конечно, этот вывод, основанный на результатах одной серии опытов, нельзя еще считать окончательным.

Лабораторные исследования волны попуска в гидравлическом лотке выполнялись также Г. Ф. Федоровым (1960). На этих исследованиях мы не будем останавливаться не только потому, что они относятся в основном к рассмотрению скоростного поля потока при неустановившемся движении, выходящему за пределы данной работы, но и потому, что выводы автора расходятся с данными наблюдений ГГИ на р. Тверце (Н. Н. Федоров, 1965). Причина этого несоответствия, возможно, кроется в том, что в опытах Федорова фактически рассматривается лишь самая начальная стадия распространения волны попуска, что обусловливается сочетанием относительно малой длины лотка (12 м) и довольно большой высоты волны (3—5 см), значительно большей, чем в наших опытах.

В недавно вышедшей из печати книге Г. Ф. Федорова (1966), кроме указанных опытов, говорится и об экспериментальных

исследованиях изменения формы русла, в основном перекатов, под действием волн попусков. Рассматривается кинематика волн попусков, а также их влияние на условия судоходства в волновых каналах шлюзов.

§ 3. Опыты на моделях конкретных объектов

В 1930—1933 гг. Гибсон изучал высоту бора на модели р. Северн (Allen, 1938). Несмотря на малые размеры модели, Гибсон получил хорошее совпадение скорости распространения волны с натурной.

Дж. Алленом (Allen, 1938) были поставлены эксперименты по распространению волн на р. Мерсей, которые позволили ему сделать следующие выводы:

1) скорость распространения волны зависит от глубины наиболее глубокой части русла (тальвега);

2) скорость волны больше скорости, соответствующей средней глубине, но меньше скорости, соответствующей наибольшей глубине.

На основании опытов в лотках Аллен указывает, что в русле треугольной формы скорость волны должна рассчитываться по средней глубине, а в русле трапецеидальной формы — по глубине, большей, чем средняя. Дж. Аллен не указывает, для какой части волны определялась скорость распространения.

Е. К. Рабкова (1960) исследовала на модели нижнего бьефа Горьковской ГЭС, на которой был воспроизведен участок реки Волги длиной 47 км, влияние параметров суточного регулирования на минимальные уровни в различных створах. Это было необходимо для выбора графиков работы ГЭС, который, соответствуя энергетической нагрузке станции, в то же время обеспечивал бы необходимые судоходные глубины. Горизонтальный масштаб модели равнялся 1 : 400, вертикальный 1 : 60. Масштабные коэффициенты определялись по уравнению Шези—Маннинга, что потребовало форсирования расходов. Сопоставление хода уровней в трех створах на модели с натурным при двух различных гидрографах на ГЭС показало правильность такого пересчета.

Е. К. Рабковой были проведены три серии опытов. В первой серии определялось влияние на минимальные уровни длительности выдерживания базового (минимального) расхода, для чего пропускались гидрографы с разной интенсивностью снижения расходов перед периодом установления минимального расхода. Интенсивность повышения расходов воды после базового периода была одинаковой во всех опытах данной серии. Опыты показали, что при более резком снижении расходов (и, следова-

тельно, большей длительности выдерживания $Q = Q_{min}$) уровни снижались более резко.

Во второй серии опытов гидрографы различались между собой величиной базового расхода при одинаковой длительности его выдерживания, равной 3 час., и одинаковой интенсивности спада расхода до базового периода и подъема расхода после базового периода. Опыты показали, что при росте базового расхода Q_{min} повышаются как минимальные отметки, так и отметки всего графика уровней (последнее, очевидно, связано с увеличением среднесуточного расхода). При этом повышение минимальных отметок было значительно больше, чем подъем уровня, отвечающий (при установившемся режиме) соответствующему увеличению среднесуточного расхода.

В третьей серии опытов воспроизводились гидрографы разной формы в базовый период (близкой к параболической, треугольной и прямоугольной) при постоянном объеме стока. При этом минимальный уровень в различных створах изменялся незначительно; существенным было только изменение непосредственно в нижнем бьефе ГЭС.

Результаты экспериментов позволили Рабковой установить количественную связь между безразмерными характеристиками суммарного стока воды и изменениями уровня воды, а также учесть влияние отдельных факторов на минимальные уровни воды в базовый период. Это позволило прогнозировать минимальные уровни в нижнем бьефе Горьковской ГЭС при различных входных гидрографах. Указанная связь имеет, конечно, только региональное значение.

Серьезные исследования на моделях конкретных участков рек, а также в гидравлических лотках производились в Институте гидромеханики АН УССР (б. Институт гидрологии и гидротехники). Эти исследования изложены в ряде работ Розовского, Еременко, Шабрина, Базилевича, Власенко и в книге Розовского, Еременко и Базилевича (1967). В работах указанных авторов в основном исследуется кинематика потока и деформации русла при неустановившемся режиме (рассматриваются также прерывные волны), поэтому не будем на них подробно останавливаться. Что касается вопросов, связанных с целями настоящей работы, следует отметить, что в указанной книге излагаются результаты сравнения лабораторных данных с натурными и расчетными (по уравнениям Сен-Венана) при форсировании расходов или повышении шероховатости (гл. III, § 2). Опыты показали возможность такого моделирования за пределами концевого участка, условия на котором искажаются влиянием водослива, установленного в конце модели. Для определения длины этого участка проводился специальный расчет — на электронной вычислительной машине находилось численное решение уравнений Сен-Венана с помощью неявной разност-

ной схемы (методом прогонки). Расчет проводился для двух вариантов — для условий эксперимента и для более длинного русла. Сопоставление результатов расчетов для обоих вариантов позволило определить длину участка, на который влияло искажающее воздействие сооружения с однозначной зависимостью $Q(z)$.

На примере одного из гидроузлов, исследованных в лаборатории, рассматривались условия судоходства на участке подхода к нижнему судоходному каналу (гл. III, § 4). Результаты исследований, выполненных на двух жестких гидравлических моделях и деформируемой воздушно-напорной модели (при установившемся режиме), позволили рекомендовать способы улучшения судоходных условий — срезку берега и расчистку русла в соответствующих зонах объекта. Для другого гидроузла аналогичные исследования позволили рекомендовать устройство струенаправляющих дамб.

§ 4. Лабораторные исследования неустановившегося движения воды в русле с поймой

Особенности движения потока в пойменном русле исследовались на схематизированных моделях, на которых можно изучать взаимодействие руслового и пойменного потоков; исследований на моделях конкретных участков рек с поймой, видимо, не производилось. Опыты в основном выполнялись для условий установившего режима.

Впервые эффект взаимодействия был обнаружен Г. В. Железняковым в 1947—1948 гг. при проведении им опытов на моделях русла с поймой различной ширины (Железняков, 1950 и 1963). Во второй из указанных работ говорится о том, что автор получил свидетельство об открытии им этого нового явления («кинематического эффекта»), сущность которого заключается в уменьшении скоростей течения в русле при выходе потока на пойму.

Лабораторное исследование характера изменения местных и средних скоростей потока при затоплении поймы проводилось Агасиевой и Барекяном (1961, 1960). Работы велись на модели длиной 140 м при различных соотношениях как шероховатости, так и ширин русла и поймы. Чем шире пойма, тем резче уменьшается средняя скорость потока при выходе его на пойму. Увеличение n на пойме усиливает снижение как максимальных скоростей потока в русле, так и средних скоростей потока по всему сечению.

Подробное лабораторное исследование взаимодействия руслового и пойменного потоков с параллельными осями было выполнено И. П. Спицыным (1962а, б; 1963). Опыты показали, что наличие значительных градиентов продольной скорости в по-

перечном направлении приводит к возникновению на границе руслового и пойменного потоков вихрей с вертикальной осью вращения, перемещающихся в сторону наибольших скоростей течения. Такой механизм приводит к поперечному массообмену, уменьшающему скорости потока в русле и несколько увеличивающему продольные скорости в прирусловой зоне поймы, а при малой ширине поймы — во всей пойме. Это приводит к некоторому (хотя и неполному) выравниванию профиля средних по вертикали продольных скоростей по ширине поймы.

С ростом глубины средняя скорость течения в основном русле сначала (при выходе потока на пойму) начинает убывать, затем, после достижения при некоторой глубине наименьшего значения, снова возрастает. Аналогично изменяется и средняя скорость всего потока.

И. П. Спицын сравнивал между собой возрастание скорости по глубине в основном русле при наличии и отсутствии поймы (в последнем случае пойма отделялась от русла непроницаемой стеклянной стенкой). Оказалось, что наличие поймы уменьшает пропускную способность русла. Это выражается в том, что при глубинах, превышающих ту, при которой скорость минимальна, дальнейшее возрастание скорости в основном русле происходит значительно медленнее при наличии поймы, чем при ее отсутствии.

Таким образом, пропускная способность взаимодействующих русла с поймой меньше, чем суммарная пропускная способность изолированных русла и поймы при таком же уровне. Это, очевидно, объясняется потерями энергии на преодоление гидравлических сопротивлений, связанных с турбулентным массообменом.

Аналогичные результаты дали и эксперименты Р. Х. Дж. Селлина (Cellin, 1964), проводившиеся на моделях с прямоугольным руслом и симметричной двухсторонней поймой в связи с задачей об экстраполяции кривых расходов в зоне поймы. Р. Х. Дж. Селлин проводил исследования при наличии и отсутствии сплошной стенки между руслом и поймой, а также с проницаемыми стенками. Стенка, составленная из вертикальных цилиндров, увеличивала гидравлические сопротивления в большей степени, чем снижала их за счет создания препятствия кинематическому эффекту. Очень тонкая вертикальная стенка с проницаемостью в боковом направлении около 50% дала примерно такую же пропускную способность, как для русла с поймой при отсутствии стенок.

Уменьшение скорости течения в главном русле при выходе потока на пойму составляло в опытах Железнякова около 50%, у Спицына — до 25%.

В более поздних экспериментах Агасиевой и Барекяна (1965)

на площадке размерами около 36×10 м моделировалось русло с двухсторонней поймой. Были созданы три модели с различной шероховатостью на пойме и различной шириной поймы. Качественная картина выравнивания средних по вертикали скоростей, полученная Спицыным, подтвердилась и в этих опытах. Опыты показали, что ширина поймы практически не влияет на пропускную способность русла. Видимо, это связано с тем, что в массообмене участвует не вся пойма, а лишь часть ее, непосредственно прилегающая к руслу (в данных опытах минимальное значение $B_п : B_р = 0{,}67$).

Картина взаимодействия руслового и пойменного потоков, полученная в экспериментах, подтвердилась натурными наблюдениями Д. Е. Скородумова (гл. 7), несмотря на значительно бóльшую сложность явления в натуре.

ЧАСТЬ IV
ИТОГИ КОМПЛЕКСНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Последняя часть работы состоит из двух глав. В главе 12 приводится попытка обобщения результатов комплексных исследований, изложенных в части III (главы 6—11). Глава 13 содержит некоторые рекомендации по подготовке исходных данных для расчетов и выбору метода расчета (или группы методов), а также по способам учета влияния поймы и зимнего режима на неустановившееся движение воды.

ГЛАВА 12
ОБОБЩЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ КОМПЛЕКСНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Обобщение результатов исследований начнем со случая беспойменного открытого русла. Здесь будут рассмотрены некоторые стороны процесса распространения волн попусков и паводков, затем остановимся на синхронных зависимостях расходов от уровней и на скорости распространения гребня волны. Далее рассмотрим неустановившееся движение воды в русле с поймой, трансформацию волны и скорость ее распространения в пойменном русле. В заключение остановимся на влиянии зимних условий.

Ввиду сложности и многообразия явлений обобщение, конечно, не является исчерпывающим; целый ряд вопросов может быть освещен только при дальнейших исследованиях. По этой же причине разные стороны процесса освещаются более или менее подробно.

§ 1. Беспойменное открытое русло

А. Процесс распространения волн попусков и паводков

При распространении зоны неустановившегося движения воды вдоль реки или канала форма волны изменяется — волна трансформируется. Характер трансформации различен для

положительных и отрицательных волн. Ограничимся для примера рассмотрением прямых волн, представляющих больший практический интерес, чем обратные волны.

При распространении прямой положительной волны вдоль призматического русла в теоретически рассматриваемых условиях отсутствия сил сопротивления (идеальная жидкость) элементы профиля волны, лежащие на более высоких отметках, перемещаются благодаря большей глубине быстрее, чем ниже расположенные элементы профиля. Поэтому волна наполнения делается круче по мере распространения вниз по течению (Ненько, 1940). При достаточно длинном канале или русле волна переходит в прерывную, а затем (когда касательная к переднему склону волны становится вертикальной) волна опрокидывается, наступает разрушение волны.

После разрушения фронт прерывной волны распространяется по законам механики, относящимся к явлениям с рассеянием энергии. Для таких волн характерно образование на фоне основной волны вторичных волн (ондуляций), четко выявляющихся в лабораторных экспериментах (см. гл. 11, § 2). На остальной же части волны течение можно рассматривать как медленно изменяющееся.

Ондуляции, как уже указывалось в гл. 11, § 2, были впервые экспериментально обнаружены Г. Фавром (Favre, 1935). Это явление рассматривалось также в работах Ведерникова (1947), Дж. Сандовера и К. Тейлора (Sandover and Taylor, 1962), Тейлора (1960) и др. Метод расчета высоты первой ондуляции, рассматриваемой как гидравлический прыжок-волна, предложил Дульнев (1961). Следует отметить, что за много лет до этого В. М. Маккавеев рассмотрел прерывную волну как гидравлический прыжок, перемещающийся по течению, и получил таким путем целый ряд формул для различных частных случаев (Маккавеев и Коновалов, 1940, стр. 207—211).

Наиболее полные сведения по имеющимся в литературе представлениям об ондуляциях излагались Е. К. Трифоновым, который отмечает отсутствие в указанных выше работах четкого представления о причинах возникновения ондуляций, о природе и характере сил, воздействующих на поток и создающих ондуляции, об условиях их возникновения. Независимо от происхождения ондуляций, Трифонов считает их свободными колебаниями водных масс.

Уместно сделать одно замечание терминологического характера. С. А. Христианович (1938), а вслед за ним и другие авторы, называют появление вертикальной касательной на волновом профиле *разрушением* волны. В. В. Ведерников (1947) указывает, что удобнее было бы назвать это явление *прерывностью профиля*, а под разрушением понимать появление вертикальной касательной, сопровождающееся образованием пены и опроки-

дыванием гребня волны. М. И. Кривошей (1968) предлагает называть последнее явление *обрушением* волны, а для термина «разрушение» оставить прежнее понятие, дабы не вступать в противоречие с установившейся терминологией.

Прямая отрицательная волна по мере ее распространения вдоль призматического русла (в случае идеальной жидкости) делается все более пологой, поэтому переход такой волны в прерывную и разрушение ее никогда не наступают. В реальной жидкости всегда имеются гидравлические сопротивления, под воздействием которых как положительная, так и отрицательная волна становятся более пологими.

Таким образом, для положительной волны влияние обоих факторов направлено в разные стороны, для отрицательной — их воздействия складываются. Поэтому при небольшой величине гидравлических сопротивлений эффект увеличения крутизны положительной волны по мере ее распространения ослабляется, а при большой — наблюдается обратное явление: уполаживание положительной волны, характерное для естественных рек.

Рассмотрим теперь сложную прямую волну попуска или одномодального паводка, головная часть которой представляет собой положительную, а хвостовая — отрицательную прямую волну.

Если исходить из линейного приближения, можно рассматривать трансформацию положительной и отрицательной волн независимо друг от друга, так как в линейном случае вполне законно использование принципа суперпозиции (гл. 4, § 1). В нелинейном случае такое отдельное рассмотрение волн, вообще говоря, незаконно. Однако если для реки входной гидрограф имеет прямоугольную форму (или другую такую, при которой фаза снижения расходов, создающая отрицательную волну, отделяется от фазы увеличения расходов, создающей положительную волну, ступенью с $Q = Q_{max} = \text{const}$), то такое рассмотрение возможно в пределах некоторого расстояния от створа возмущения, где эти волны еще не взаимодействуют. Для иллюстрации рассмотрим рис. 12.1, на котором изображено изменение вдоль реки гидрографа, имеющего в створе возмущения (створ I) прямоугольную форму. В реках уполаживается как положительная, так и отрицательная волна и трансформация гидрографа начинается со сглаживания угловых точек гидрографа, что приводит, в частности, к уменьшению длительности выдерживания постоянного максимального расхода (створ II). Начиная со створа III, где эта длительность равна нулю, положительная и отрицательная волны взаимодействуют между собой и значение Q_{max} снижается. Отдельное рассмотрение положительной и отрицательной волн допустимо в данном случае на участке между створами I и III.

Имея в виду сделанные оговорки, рассмотрим отдельно трансформацию головной и хвостовой частей волны попуска или одномодального паводка.

При распространении волны вдоль русла, имеющего малые гидравлические сопротивления, возможно увеличение крутизны головной части волны вплоть до превращения ее в прерывную при одновременном уменьшении крутизны хвостовой части волны. Кроме такого перекашивания волны, в канале происходит и увеличение длины волны (распластывание ее), связанное с отставанием хвостовой части волны (ввиду меньшего поверхностного уклона) от ее головной части (Крицкий и Менкель, 1956).

В реках гидравлические сопротивления обычно значительны, поэтому уполаживается и увеличивает свою длину как отрица-

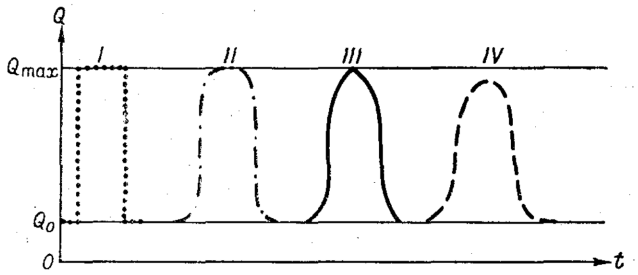


Рис. 12.1 Схема трансформации прямоугольного гидрографа.

Римские цифры — порядковые номера створов.

тельная, так и положительная волна; длина сложной волны возрастает не только за счет отставания хвостовой части волны от головной, как в канале, но и за счет увеличения длины головной части волны.

Таким образом, в реках паводки и попуски распластываются быстрее, чем в каналах; происходит интенсивное снижение высоты волны и максимального расхода по длине бьефа (имеется в виду отсутствие бокового притока). В результате распластывания волны по мере распространения по бьефу высота ее может уменьшиться до практически неучитываемого значения. Такое явление называется выклиниванием волны.

В непризматических руслах, представляющих основной практический интерес при рассмотрении рек, явление трансформации волны существенно осложняется. Для таких русел высота волн в различных створах (ввиду различия живых сечений в них) уже не является объективным показателем распластывания волны. Основной характеристикой распластывания в этих условиях является снижение максимальных расходов по длине русла. При наличии поймы явление еще более осложняется (см. ниже, § 2).

Рассматривая в первую очередь изменение Q_{max} по длине реки, начнем все же со случая русла, близкого к призматическому. Это позволит проще разобраться в сложном явлении.

Рассматривая процесс снижения максимальных расходов воды по длине призматического русла, С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель (1956) ставили целью выразить влияние основных факторов, воздействующих на этот процесс, аналитически, хотя бы грубо приближенно. Они отбрасывали инерционные члены из уравнений Сен-Венана и принимали форму русла прямоугольной или треугольной, а форму гидрографа — треугольной во всех створах. При этих допущениях была получена следующая зависимость для определения максимального расхода в нижнем створе ($Q_{max\,н}$), расположенном на расстоянии s от верхнего створа, по значению максимального расхода в верхнем створе ($Q_{max\,в}$), объему попуска, уклону дна и коэффициенту шероховатости

$$Q_{max\,н} = Q_{max\,в} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{2Q^2_{max\,в} n^2}{W^2 i_0^2} s}}. \qquad (12.1)$$

Из формулы (12.1) вытекает, что максимальный расход воды уменьшается по мере продвижения волны по реке тем интенсивнее, чем острее гидрограф (больше отношение $\frac{Q_{max\,в}}{W}$), чем больше n и меньше i_0.

Численные эксперименты А. А. Ивановой (см. гл. 10, § 4) подтвердили выводы Крицкого и Менкеля о том, что на интенсивность снижения максимального расхода по длине бьефа в призматическом русле влияют острота гидрографа, гидравлические сопротивления и уклон дна реки. Снижение Q_{max} оказалось тем интенсивнее, чем острее гидрограф, больше сопротивления и меньше уклон. Выводы Крицкого и Менкеля подтверждаются материалами указанных численных экспериментов несмотря на то, что расчеты в них проводились для более общего случая, без отбрасывания инерционных членов и без допущения о треугольной форме гидрографа во всех створах.

Вместо остроты гидрографа в качестве одного из параметров, определяющего интенсивность распластывания волны (снижения Q_{max}) вдоль реки, можно в некоторых случаях (например, при треугольном гидрографе) выбрать степень нестационарности режима в створе возмущения. Простейшей характеристикой степени нестационарности является, конечно, $\left(\frac{\partial Q}{\partial t}\right)_{гэс}$ (для простоты будем считать, что створ возмущения есть створ ГЭС). В. А. Архангельский (1947) использует в качестве характеристики

нестационарности движения параметр $m=\frac{\Delta z_{\text{неуст}}}{\Delta z_{\text{уст}}}$. В монографии Розовского и др. (1967) в качестве параметра нестационарности применяется $\frac{H}{v^2}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}$ (кроме того, вводится параметр неравномерности $\frac{H}{v}\cdot\frac{\partial v}{\partial s}$)[1]. А. А. Иванова (см. гл. 10, § 4) использует параметр

$$N=\frac{\Delta Q_{\text{неуст}}}{\Delta Q_{\text{уст}}}.$$

Как показывают изложенные там же результаты ее численных экспериментов, с этим параметром достаточно хорошо связывается снижение максимальных расходов. При анализе натурных материалов (см. гл. 8, § 1, п. А) она использует более теоретически обоснованный параметр нестационарности $\frac{H}{v^2}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}$.

Говоря о трансформации волн попусков или паводков по длине русла, следует остановиться также на работе В. И. Корня и Л. С. Кучмента (1967а), в которой обобщается опыт использования явных схем для расчетов неустановившегося движения воды в реках. Авторы, в частности, показывают, что при линеаризации уравнений неустановившегося движения относительно некоторого установившегося режима с глубиной H_0 и скоростью v_0 и замене квадратичного закона сопротивления линейным трансформацию волны можно представить в виде совокупности двух типов движения — выравнивания образовавшейся неровности водной поверхности по законам диффузии и перемещения возмущения со скоростью $c=v_0\pm\sqrt{gH_0}$. При пренебрежении инерционными членами и $v_0=0$ получается в чистом виде первый тип движения, который авторы считают характерным для рек с большой шероховатостью русла или при слабо выраженной нестационарности режима. Второй тип (перенос) они считают характерным для водохранилищ. Для неустановившегося движения воды в реках возможно преобладание того или иного типа движения. В рассматриваемой работе излагаются также соображения о влиянии негладкости коэффициентов уравнений Сен-Венана и начальных условий на результаты расчетов и о сглаживании коэффициентов и начальных условий (последнее достигается путем задания в качестве начальных условий фиктивного установившегося режима). Авторы указывают, что при малой величине члена $\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}$ целесообразно отбросить инер-

[1] Эти параметры легко получить, деля соответствующие инерционные члены уравнения неустановившегося движения (3.1) при $\alpha=1$ на квадрат числа Фруда v^2/gH.

ционные члены, так как это уменьшит ошибки расчета, вызываемые ошибками в задании K и F. Рекомендуются несущественно отличающиеся между собой расчетные схемы, предложенные Калининым и Кучментом (1963) и Лайтхиллом и Витамом (Lighthill and Whitham, 1955).

Приведенные соображения непосредственно относились к призматическому беспойменному руслу. В непризматическом русле большое влияние на распластывание волны оказывает еще и форма русла. В русле с поймой существенную, а иногда и решающую роль играет пойменное и грунтовое регулирование (гл. 1, § 6). При сложной пойме существенную роль играют особенности ее затопления, рассмотренные в гл. 8, § 2, п. Г.

Б. Синхронные зависимости расходов и модулей расходов от уровней

В главах 8 и 10 (частично и в гл. 1) много внимания уделялось синхронным зависимостям расходов от уровней при неустановившемся движении воды. Действительно, петлеобразные зависимости являются (при отсутствии переменного подпора) полезными для рассмотрения ряда вопросов характеристиками неустановившегося движения воды, а их изменение по длине реки — показателем трансформации волны попуска или паводка. Наиболее интересно рассмотрение петель попусков, так как если при паводке и половодье неустановившееся движение принимает во многих случаях форму квазиустановившегося вдоль всего бьефа, то при попуске движение переходит в квазиустановившееся лишь на достаточно большом удалении от створа возмущения, а в некоторых случаях (гл. 10, § 4, п. В) собственно медленно изменяющееся неустановившееся движение воды непосредственно переходит в установившееся, минуя стадию квазиустановившегося.

Численные эксперименты А. А. Ивановой (гл. 10, § 4) позволили выявить влияние параметров гидрографа в створе возмущения (J, W, Q_{max}, $T_{Q_{max}}$) и параметров призматического русла (i_0, n) на вид петель попусков непосредственно в нижнем бьефе ГЭС. Общий характер связей, выражающих это явление, по-видимому, сохранится для призматического же русла другой формы.

Для непризматического русла явление будет более сложным, но некоторые соображения о влиянии его параметров и параметров попуска можно будет высказать на основании численного эксперимента в призматическом русле.

Интересные выводы были получены о трансформации петель попусков вниз по руслу и о двух крайних типах этой трансформации. Эти выводы также могут иметь более широкое значение. Было показано, что практически важный вопрос о снижении

Q_{max} по длине реки тесно связан с вопросом о трансформации петель.

При анализе натурных данных (гл. 8, § 1, п. А) рассматривались не только синхронные зависимости $Q=f(z)$, но и синхронные зависимости $K=f(z)$ (Иванова, 1968). Эти последние должны быть, в принципе, более интересны, поскольку ширина петли $K(z)$ характеризует относительную роль инерционных членов в уравнении неустановившегося движения, если полагать, что зависимость гидравлических сопротивлений от глубины одинакова для ускоренного, замедленного и равномерного движения воды в реке. Действительно, если этими членами можно пренебречь, то уравнение (3.1) принимает вид уравнения Шези

$$I=\frac{v^2}{C^2R},$$

откуда

$$K=\frac{Q}{\sqrt{I}}=CF\sqrt{R}.$$

Поскольку коэффициент Шези однозначно зависит от R (например, по формуле Маннинга) и для рек обычно можно принять $R\approx H$, то отсюда вытекает однозначность зависимости $K(H)$ или $K(z)$. Однозначная кривая получилась, например, для р. Тверцы, если строить ее по концам ступеней длительного восьмого попуска, когда движение довольно близко к установившемуся и инерционные члены малы.

Интересно рассмотреть вопрос о том, в каком направлении должны влиять инерционные члены на петлю синхронной зависимости $K_ф(z)$; величину

$$K_ф=\frac{Q}{\sqrt{I}}$$

можно назвать фиктивным модулем расхода при неустановившемся режиме по аналогии с таким же названием для коэффициента Шези, принятым Д. Е. Скородумовым (1965).

Если в уравнении динамического равновесия (3.1) выразить член трения через Q^2/K^2, полагая $v>0$, можно получить (при условии $\alpha=1$) для действительного модуля расхода при неустановившемся режиме

$$K=\frac{Q}{\sqrt{I-\frac{1}{g}\left(\frac{\partial v}{\partial t}+v\frac{\partial v}{\partial s}\right)}}.$$

Из последних двух выражений имеем

$$K_ф=K\sqrt{1-\frac{\frac{1}{g}\left(\frac{\partial v}{\partial t}+v\frac{\partial v}{\partial s}\right)}{I}}.$$

Если сумма инерционных членов положительна, $K_ф<K$, если отрицательна, $K_ф>K$.

В призматическом русле при прохождении прямой волны знаки инерционных членов будут различны (см. гл. 1, § 2) и соотношение K_Φ и K будет зависеть от сравнительной величины этих членов. На большей части фазы подъема $\frac{\partial v}{\partial t} > 0$, в конце фазы подъема и на спаде $\frac{\partial v}{\partial t} < 0$ (максимум скорости в створе наступает, как известно, раньше максимумов расхода и уровня, но позднее максимума уклона поверхности воды). Абсолютное значение $\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$ может быть велико только в непосредственной близости от створа возмущения и только в определенные периоды времени — на резком подъеме и спаде. Член $\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial s}$ в призматическом русле невелик.

В непризматическом русле этот член может играть существенную роль. Сужение увеличивает значение $\frac{\partial v}{\partial s}$, поэтому на спаде он всегда положителен, а на подъеме может иметь любой знак в зависимости от того, что больше влияет — сужение или фаза попуска. Наоборот, при расширении русла член $\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial s}$ всегда отрицателен на подъеме и может иметь любой знак на спаде.

Таким образом, расширение русла уменьшает, а сужение — увеличивает значение этого члена по сравнению с его значением на той же фазе попуска в призматическом русле. Иначе говоря, сужение сдвигает кривую $K_\Phi(z)$ влево, а расширение — вправо от кривой $K(z)$ за счет влияния изменения скорости по длине реки. Интенсификация изменения скорости по времени приводит к расширению петли $K_\Phi(z)$ по сравнению с $K(z)$, причем ветвь подъема идет влево, а ветвь спада — вправо от однозначной кривой, т. е. противоположно расположению ветвей на синхронной связи расходов и уровней.

Все эти рассуждения были бы справедливы, если бы гидравлические сопротивления при неустановившемся движении воды были такими же, как при установившемся. Вопрос о том, правомерно ли такое утверждение, остается пока открытым. Лабораторные исследования Г. Ф. Федорова (1960) и А. И. Шабрина (1963 и 1964) дали различные результаты. Натурные исследования Д. Е. Скородумова (1965) свидетельствуют как будто о неоднозначности зависимости $K(z)$.

Чтобы пролить некоторый свет на эти вопросы, А. А. Иванова (1968) произвела расчеты инерционных членов (путем замены частных производных отношениями конечных разностей) для первых трех гидростворов на р. Тверце и гидростворе I на р. Свири.

Приращения скоростей по времени определялись за минимально возможные интервалы времени. Приращения квадратов скоростей по длине $\Delta(v^2)$ рассчитывались для уклонных постов, скорости на которых определялись как отношение расхода на соответствующем гидростворе к площади живого сечения на ближайшем к посту поперечнике.

Неизбежные погрешности в расчете не позволяют точно оценить вес инерционных членов, однако все же вполне ясно, что, ввиду малости этих членов, их учет не ликвидирует петлю на синхронной зависимости $K = f(z)$ для крутых попусков в рассмотренных створах на р. Тверце. Наибольший вес имеет член $\frac{\Delta(v^2)}{2g\Delta s}$, член же $\frac{\Delta v}{g\Delta t}$ играет незначительную роль только в начале подъема и спада, а в остальное время он пренебрежимо мал. Кривая $K(z)$ остается петлеобразной. Для гидроствора I ветвь подъема сдвигается вправо, так как русло слегка сужается, для гидроствора II — влево вследствие расширения русла. Петли зависимости $K(z)$ для этих створов свидетельствуют о том, что сопротивления здесь при ускоренном движении меньше, чем при замедленном. На гидростворе III член $\frac{\Delta(v^2)}{2g\Delta s}$ становится более значительным и вся петля $K(z)$ сдвигается вправо относительно петли $K_\Phi(z)$.

Влияние инерционных членов на р. Свири более заметно (рис. 8.5), так как здесь меньше уклон дна [если петля $K_\Phi(z)$ имеет разброс точек 60%, то петля $K(z)$ — всего 30%]. По той же причине мала как точность определения K, так и точность расчета инерционных членов. Поэтому данные по р. Свири не дают оснований для каких-либо выводов о гидравлических сопротивлениях при неустановившемся режиме.

Таким образом, вопрос о причинах наличия петли в синхронной связи $K = f(z)$ на р. Тверце остается открытым. Одной из возможных причин изменения гидравлических сопротивлений при неустановившемся движении по сравнению с таковыми при установившемся может быть образование гряд на дне, различных на фазах подъема и спада попуска.

Неточность определения K при малых уклонах, а в ряде случаев и невозможность определения K ввиду отсутствия данных об уклоне I приводят к тому, что возрастает интерес к рассмотрению синхронных связей $Q = f(z)$.

Как показывают натурные данные (гл. 8, § 1, п. А), форма этих связей сложна. Для каждого объекта трудно проанализировать зависимость формы синхронной связи $Q = f(z)$, ее положения относительно кривой расходов и ширины петли от различных факторов.

Отметим, что для случая, когда допустимо пренебрежение инерционными членами, можно сделать следующую оценку раз-

броса точек на этих связях. При некоторой глубине H имеем для установившегося режима (ограничиваемся случаем широкого русла) $Q_у = CF\sqrt{Hi_у}$. Для неустановившегося режима при той же глубине получаем для ветви подъема $Q_п = CF\sqrt{H(i_у + i_д^п)}$, для ветви спада $Q_с = CF\sqrt{H(i_у - i_д^с)}$. Здесь индексы «п» и «с» обозначают добавочные уклоны на ветвях подъема и спада.

Для приближенной оценки разброса точек может служить следующее выражение:

$$r = \frac{Q_п - Q_с}{Q_у} = \frac{\sqrt{i_у + i_д^п} - \sqrt{i_у - i_д^с}}{\sqrt{i_у}} =$$

$$= \sqrt{1 + \frac{i_д^п}{i_у}} - \sqrt{1 - \frac{i_д^с}{i_у}}\ .$$

Если ввести обозначения для относительных величин добавочного уклона

$$\mu_п = \frac{i_д^п}{i_у}, \quad \mu_с = \frac{i_д^с}{i_у}$$

и считать их малыми по сравнению с единицей, то получим

$$r = \sqrt{1 - \mu_п} - \sqrt{1 - \mu_с} \approx 1 + \frac{\mu_п}{2} - \left(1 - \frac{\mu_с}{2}\right) = \frac{\mu_п + \mu_с}{2}\ . \tag{12.2}$$

Таким образом, при малости дополнительных уклонов разброс точек равен среднему относительному значению дополнительных уклонов.

Формула (12.2) объясняет, в частности, необычный результат, полученный для р. Оредежи. Разброс точек в синхронной зависимости $Q(z)$ оказался для ниже лежащего створа больше, чем для выше лежащего, что связано, очевидно, с бóльшим увеличением $\mu_п$ и $\mu_с$ по длине реки за счет снижения i_0, чем с уменьшением этих величин за счет снижения $i_д^п$ и $i_д^с$.

Большая величина r для р. Свири также объясняется малым значением i_0. Правда, не следует забывать и о роли инерционных членов, которые были отброшены при выводе формулы (12.2) и, видимо, играют довольно существенную роль вблизи ГЭС на р. Тверце, обусловливая здесь повышенный разброс точек. С ростом инерционного члена $\frac{\partial v}{\partial t}$ одновременно возрастают и величины $\mu_п$ и $\mu_с$, что также снижает точность вывода формулы (12.2), однако этот фактор, видимо, влияет слабее, чем непосредственно неучет инерционных членов.

С формой петель в створе возмущения и главное с их трансформацией по длине водотока тесно связан и другой вопрос —

о расстоянии, на котором петля обращается в практически однозначную зависимость. Важность этого вопроса ясна из изложенного в гл. 10, § 4, п. А.

Задание граничного условия в виде кривой $Q = f(z)$ для установившегося режима на расстоянии от створа ГЭС, меньшем того, на котором движение действительно ему удовлетворяет, аналогично установке в лабораторном лотке водослива на недостаточном расстоянии от створа возмущения (Еременко, 1964; Розовский, Еременко и Демченко, 1965). При этом возникает подпорный эффект, который вносит заметное искажение в результаты, относящиеся главным образом к створам, близким к границе. Это можно объяснить тем обстоятельством (Иванова, 1967), что искажение в данном створе становится ощутимым лишь по прошествии определенного времени, достаточного для добегания значительных масс воды от него до граничного створа и обратно после отражения. Для створов, удаленных от границы, волна успевает за это время значительно распластаться и уменьшить размеры возмущения, вносимого нестрогим заданием граничного условия.

Как показали изложенные выше в гл. 9 расчеты для конкретных объектов, имеющих относительно большие уклоны дна (Русинова — для Верхней Волги, Дохнадзе — для Оби, Федосеева — для Иртыша), в том случае, когда граничное условие в нижнем крайнем створе не искажает заметно реального движения, изменение этого условия [постоянного уровня на Оби, зависимости $K = f(H)$ — инаковыраженной $Q = f(z)$ — на Иртыше] приводит для таких объектов к заметному изменению хода уровней и расходов лишь в непосредственной близости от этой границы. Если же граничное условие [$Q = f(H)$ или $z = \text{const}$] задано слишком близко, т. е. на таком расстоянии от створа возмущения, где собственно медленно изменяющееся неустановившееся движение воды еще не перешло в квазиустановившееся, то оно может искажать ход расходов и уровней на значительном протяжении от крайнего створа.

Влияние низового граничного условия сказывается и в том, что при задании в крайнем створе условия $z = \text{const}$ колебания расхода здесь оказываются значительно бóльшими, чем в случае задания $Q = f(z)$ (см. гл. 10, § 2, п. Б). Этому факту можно дать следующее объяснение.

Из уравнения неразрывности для призматического русла (без бокового притока)

$$B\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \qquad (12.3)$$

вытекает, что при постоянстве уровня в крайнем створе, т. е. при $\frac{\partial H}{\partial t} = 0$ будет $\frac{\partial Q}{\partial s} = 0$. Иначе говоря, расход в этом случае мало

меняется по длине русла в низовой его части. Поэтому значительные изменения расхода, происходящие выше, не могут заметно сгладиться внизу. В случае же задания в крайнем створе $Q = f(z)$ такое сглаживание расходов вниз по участку возможно (производная $\frac{\partial Q}{\partial s}$ может быть велика в низовой части русла). Другое объяснение этого же явления — условие $z = \text{const}$ в крайнем створе эквивалентно отражению волны от большого водоема. При этом знак волны меняется на противоположный — отражение приводит к образованию обратной отрицательной волны, что связано с увеличением расхода в створе отражения.

Следует отметить, что в последнее время была предпринята попытка замены условия $Q = f(z)$ на границе водотока при недостаточной длине расчетного протяжения бьефа другим граничным условием, меньше искажающим действительную картину течения (Корень и Кучмент, 1967б). Для этого в граничном створе используется специальная разностная аппроксимация, исходящая из условия на прямой характеристике и из уравнения неразрывности. Авторы выполнили расчет по центральной шахматной схеме для нескольких вариантов попуска в гипотетическом прямоугольном канале. Предлагаемый вид задания граничного условия дал лучшие результаты, чем при расчете с заданием $Q = f(z)$, — более близкие к расчету для гораздо более длинного русла. При этом выяснилось, что такой метод может применяться только в случае не слишком короткого участка, когда инерционные члены уравнений Сен-Венана невелики.

Остановимся на вопросе о возможности прогнозирования петель попусков.

Имеются аналитические способы расчета расхода воды при неустановившемся движении при наличии сведений об однозначной кривой и некоторых других данных.

Известна, например, формула Джонса (Гендерсон, 1965)

$$\frac{Q_{\text{неуст}}}{Q_{\text{уст}}} = \sqrt{1 + \frac{1}{i_0 c_Q} \cdot \frac{\partial z}{\partial t}}, \qquad (12.4)$$

где c_Q — скорость распространения данного расхода, по Седдону. Здесь для расчета непрерывной петли необходимо, кроме $Q_{\text{уст}}$, знать c_Q и $\frac{\partial z}{\partial t}$.

Ф. М. Гендерсон показывает, что формула Джонса выведена при пренебрежении снижением высоты гребня, что справедливо только для так называемых «кинематических» волн [по терминологии Лайтхилла и Витама (1955), «квазиустановившегося движения», по нашей терминологии], при которых расчеты можно производить по однозначной кривой. Поэтому Гендерсон

уточняет формулу Джонса, добавляя под корнем слагаемое $\frac{2}{3r^2}$, где $r=\frac{i_0}{i_W}$, и в свою очередь «уклон волны» $i_W=\frac{\zeta_0}{s_0}$. Это слагаемое значительно в пределах района гребня волны, а далее по линейному закону быстро убывает до нуля.

Л. Д. Курдюмов (1965) приводит формулу для расчета средней скорости течения с учетом дополнительного уклона $i_д=\frac{\partial z}{\partial x}$

$$v=C\sqrt{H_0 i_0}\left(1-\frac{0{,}4 i_д}{i_0}\right). \qquad (12.5)$$

Если для расчета по подобным формулам имеется достаточное количество данных, то можно равномерно осветить всю петлю в тех случаях, когда удовлетворяются допущения, принятые при выводе формул. Если таких данных нет, можно попытаться приближенно построить петлю по характерным точкам (см. гл. 10, § 4, п. Г).

В. Скорость распространения гребня волны в беспойменном русле

Вопрос о скорости распространения волны попуска или паводка вдоль реки представляет существенный практический и теоретический интерес. Это нужно как для прогноза уровенного режима, так и для получения времени добегания, которое используется в ряде методов расчета неустановившегося движения воды. Поэтому существует целый ряд формул для определения скорости распространения волны, полученных либо теоретическим путем, либо на основании лабораторных экспериментов и в некоторых случаях на основании натурных данных. Чаще всего рассматривается скорость распространения гребня волны, хотя некоторые авторы не фиксируют внимания на том, о какой именно скорости (см. гл. 1, § 5) идет речь.

Многие формулы для определения c имеются в книге Н. А. Ржаницына (1936). Ниже приведем лишь те из многочисленных формул, которые относятся к наиболее распространенным и будут полезны для дальнейших рассуждений.

В ряде формул скорость распространения волны ставится в зависимости от глубины потока при прохождении волны, а также от начальной глубины и скорости при установившемся режиме. Это относится, в частности, к формуле Лагранжа

$$c=v\pm\sqrt{gH_{ср}} \qquad (12.6)$$

и формуле Сен-Венана

$$c=v_0\pm\sqrt{gH_{ср}}\left(1+\frac{3}{4}\frac{h}{H_{ср}}\right), \qquad (12.7)$$

(где h — высота волны над невозмущенной свободной поверхностью воды; v_0 — скорость течения до прихода волны), полученной теоретически для прямоугольного русла.

В формулах Седдона

$$c = \frac{dQ}{dF}, \tag{12.8}$$

Форхгеймера (формула волнового расхода)

$$c = \frac{1}{B} \cdot \frac{Q_2 - Q_1}{H_2 - H_1}, \tag{12.9}$$

где расход Q_1 отвечает глубине H_1, а расход Q_2 — глубине H_2 для условий установившегося режима, и т. д., величина c зависит от приращения расхода воды и площади живого сечения.

Как мы видели в гл. 1, § 5, формула Лагранжа относится к скорости распространения фронта волны ($c = c_\Phi$), а формула Седдона — к скорости добегания данного расхода ($c = c_Q$). Формула Форхгеймера фактически является формулой Седдона, записанной в конечных разностях. Формулу (12.7), как и другие формулы этого типа [Буссинеска, Скотт-Рэссела и т. д., см. у Ржаницына (1936)], можно считать относящимися к скорости распространения гребня волны. При достаточно малой высоте волны такие формулы сводятся к формуле Лагранжа.

Для крутых волн перемещения в книге Р. К. Линслея и др. (1962) рекомендуется формула Кинга

$$c = v_0 \pm \sqrt{\frac{gH_2}{2H_1}(H_1 + H_2)}, \tag{12.10}$$

где H_1 и H_2 — соответственно глубины потока до начала попуска и в момент прохождения гребня волны. Эта формула дала удовлетворительное совпадение с натурными данными для скоростей распространения крутых волн на водохранилище Уилер (Wilkinson, 1946).

В некоторых формулах предпринимается попытка учета воздействия трения на скорость распространения волны. Н. М. Бернадский (1933) ввел понятие шероховатости «волны по воде», предполагая, что слой воды, связанный с волной, перемещается по неподвижному слою воды. Опыты, выполненные Ведерниковым и Архангельским, опровергли эту гипотезу, показав, что скорость фронта волны больше скорости частиц и что «волна в своей передней части формируется за счет вытеснения в волну воды, находящейся впереди нее» (Ведерников, 1947, стр. 89). Здесь же указывается, что гипотеза Бернадского опровергается существованием отрицательных волн, которые не могут быть объяснены с точки зрения этой гипотезы. К такому же выводу, как Ведерников, пришел в своих опытах и Г. Ф. Федоров (1960).

Заново проверяя эту гипотезу в лабораторных условиях, Розовский и другие (1967, стр. 17—18) показали, что она верна только для прерывных волн «с обрушенным фронтом» (их терминология).

Формула Бернадского имеет вид

$$c = v_0 \pm \mu \sqrt{g(H+h)}, \tag{12.11}$$

где

$$\mu = \sqrt{\frac{2(H+h)}{2H+h}\left[1+\left(\frac{h}{2H+h}\right)^{\frac{4}{3}}\left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2\right]},$$

n_1 и n_2 — соответственно коэффициенты шероховатости при установившемся режиме и внутри волны.

Наиболее строго учитывал влияние силы трения и инерции Ведерников, который на основании полных уравнений Сен-Венана получил следующую формулу для скорости перемещения гребня волны:

$$c_{\text{г}} = -\frac{1}{2v}\left(\frac{gF}{B} - v^2\right) - \frac{\left[\frac{1}{2v}\cdot\frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} + \frac{1}{F}\cdot\frac{\partial Q}{\partial t}\left(\frac{gF}{C^2R} - \frac{dF}{ds}\right)\right]}{\frac{d^2F}{ds\,dt}}. \tag{12.12}$$

Эта формула, конечно, слишком сложна для практических расчетов.

Формула Лагранжа, выведенная для скорости распространения бесконечно малого возмущения (скорости фронта волны) $c_{\text{ф}}$, а также сводящиеся к ней формулы для $c_{\text{г}}$ могут применяться для практического расчета попусков только в пределах короткого участка вблизи створа возмущения, на протяжении которого ввиду относительно большой величины инерционных членов силы трения еще не оказывают решающего влияния на величину $c_{\text{г}}$. Потери энергии на фронте волны здесь такие же, как и для установившегося режима (Христианович, 1937; Ведерников, 1947), поэтому для реальной жидкости по формуле Лагранжа может определяться лишь скорость распространения фронта волны $c_{\text{ф}}$. Для всего остального протяжения реки, а также везде для волн паводков и половодья основную роль в реках играют силы трения, и формулы этой группы применять нельзя. Это показывают как теоретические соображения (Ведерников, 1947), так и анализ натурных материалов (см., например, гл. 8, § 4).

Поэтому в практических расчетах чаще используется формула Седдона или другие, эквивалентные ей. Несмотря на то что формула (12.8) выведена в предположениях, что зависимость расходов от уровней однозначна («квазиустановившееся движение» или «кинематическая волна» см. выше п. А) и что распласт-

тыванием волны можно пренебречь (по Стокеру (1959), «моноклинальная волна»), данные натурных наблюдений и опыт расчетов показывают, что формула Седдона может довольно широко использоваться для приближенного определения величины $c_г$. Как показал Гендерсон (1965), для пологих паводочных волн в призматических руслах, когда уклон дна i_0 в основном уравновешивается членом трения и заметно больше всех остальных членов уравнения динамического равновесия $\left(\frac{\partial H}{\partial s}\ ;\ \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial s}\ ;\ \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}\right)$, паводочная волна является кинематической и скорость распространения ее гребня $c_г$ близка к вычисленной по формуле Седдона. Если же член $\frac{\partial H}{\partial s}$ достаточно велик для того, чтобы им нельзя было пренебречь по сравнению с i_0 (это имеет место при малых уклонах дна), но в то же время инерционные члены пренебрежимо малы, то в широком прямоугольном русле

$$c_г = \frac{3}{2} v\left(1 + \frac{1}{3r^2}\right)\left(1 - \frac{2}{9r^2}\right), \qquad (12.13)$$

где $r = \frac{i_0}{i_W}$; $i_W = \frac{\zeta_0}{s_0}$ [см. выше, при изложении уточнения Гендерсоном формулы (12.4)]. Если же нельзя пренебречь и инерционными членами, получается

$$c_г = \frac{3}{2} v\left(1 + \frac{1}{9r^2} + \frac{\mathrm{Fr}}{3r^2}\right), \qquad (12.14)$$

где

$$\mathrm{Fr} = \frac{v^2}{gH}$$

— число Фруда.

Формула Седдона дает для широкого прямоугольного русла $c_г = \frac{3}{2}v$ (см. ниже). Если крутизна волны мала, то мала и величина i_W по сравнению с i_0 и, следовательно, можно считать $\frac{1}{r}$ величиной первого порядка малости. Тогда из формул (12.13) и (12.14) следует, что для волны малой крутизны в широком прямоугольном русле формула Седдона верна с точностью до малых второго порядка (для спокойных потоков всегда $\mathrm{Fr} < 1$).

Поскольку для попусков вблизи створа возмущения $c_г \approx c_ф$, а вдали от него $c_г \approx c_Q$, причем $c_ф > c_Q$, можно положить, как

это сделал Корень (1965) на основании численных экспериментов для канала прямоугольного сечения, что

$$c_{\text{г}} = (1-\varphi)c_{\text{ф}} + \varphi c_Q, \qquad (12.15)$$

где φ — параметр, характеризующий соотношение сил трения и сил инерции, находится в пределах между нулем и единицей. Параметр φ возрастает с ростом глубины русла H, убывает с ростом коэффициента шероховатости n и зависит, кроме того, от крутизны волны и уклона дна. Для определения φ Корень приводит соответствующую формулу. Уже при глубине в несколько метров (и средних для рек уклонах дна и шероховатости) $\varphi \approx 1$, т. е. $c_{\text{г}} \approx c_Q$.

Интересна также зависимость $c_{\text{г}}$ от уклона дна i_0, полученная Корнем с помощью численного эксперимента на ЭВМ для прямоугольного русла. С убыванием i_0 скорость гребня сначала также убывает, затем, когда уклон достигнет определенного значения $i_0 = i_0^*$, начинает резко возрастать с убыванием i_0. Уклон i_0^* для широкого прямоугольного русла можно рассчитывать по формуле $i_0^* \approx 7{,}3 \cdot 10^{-5} n^{0{,}4} H^{0{,}5}$. Так, например, при $n = 0{,}04$ и $H = 10$ м $i_0^* \approx 5{,}8 \cdot 10^{-5}$, а при $n = 0{,}04$ и $H = 4$ м $i_0^* \approx 3{,}7 \cdot 10^{-5}$. Отсюда видно, что для больших равнинных рек уклон может быть меньше переходного значения ($i_0 < i_0^*$).

Если выразить среднюю скорость потока по формуле Шези—Маннинга (для случая широкого русла) и положить, что форма живого сечения русла описывается параболой m-й степени $B = aH^m$ (имеется в виду либо призматическое русло, либо величины B и H, осредненные по длине расчетного участка), то формула Седдона (12.8) будет иметь вид

$$c_Q = \frac{dQ}{dF} = v + F\frac{dv}{dF} = v\left(1 + \frac{\frac{2}{3}}{m+1}\right). \qquad (12.16)$$

Так, для прямоугольного русла $m = 0$ и $c_Q = \frac{5}{3}v$, для треугольного $m = 1$ и $c_Q = \frac{4}{3}v$, для параболического второй степени $m = 2$ и $c_Q = \frac{11}{9}v$.

В общем случае $c_Q = kv$, где

$$k = \frac{c_Q}{v} = 1 + \frac{\frac{\partial v}{\partial F}}{\frac{v}{F}} = 1 + \frac{\frac{1}{B}\cdot\frac{\partial v}{\partial H}}{\frac{v}{F}}. \qquad (12.17)$$

Часто полагают $k = \frac{c_{\text{г}}}{v}$, т. е. приравнивают величины $c_{\text{г}}$ и c_Q, что в большинстве случаев допустимо, как указано выше, исключая участки вблизи створа возмущения. Значения k на участках

рек по натурным данным приводились в гл. 8, § 1 и § 2, п. Б, расчетные значения k на гипотетических моделях русла с поймой в гл. 10, § 5. Некоторые общие выводы о значениях k для пойменных рек излагаются в следующем параграфе.

§ 2. Русло с поймой

А. Общие соображения

Некоторые общие положения относительно влияния поймы на неустановившееся движение воды и взаимодействия руслового и пойменного потоков изложены в гл. 1, § 6. Ниже остановимся на отдельных, связанных с этим вопросах. Рассмотрим общую картину течения воды в русле с поймой.

В простейшей умозрительной схеме, когда продольные оси русла и поймы параллельны между собой, а рельеф поймы не является четко выраженным (ее поверхность близка к плоскости[1]), картину явления можно описать следующим образом.

Если бы потоки в русле и на пойме были изолированы друг от друга, волна распространялась бы по пойме значительно медленнее, чем по руслу (ввиду меньших глубин и соответственно меньших скоростей течения на пойме). Поскольку такой изоляции не существует, на фазе подъема паводка или попуска должен образоваться поперечный уклон свободной поверхности воды — от русла к пойме, приводящий к оттоку воды из русла и увеличивающий скорость распространения возмущения вдоль поймы. Так как скорость течения воды в русле при этом меньше, чем она была бы здесь в случае изоляции русла от поймы, то практически должна уменьшиться и скорость перемещения вдоль него заметных объемов воды (см. гл. 1, § 5) по сравнению с той, которая имела бы место при наличии стенки между руслом и поймой. Таким образом, должно происходить некоторое выравнивание скоростей распространения волны в русле и на пойме. При этом тормозящее влияние поймы должно зависеть от градиента продольных скоростей между руслом и поймой. Аналогичное явление получается и на спаде паводка или попуска, с тем лишь отличием, что в этом случае поперечный поверхностный уклон будет направлен от поймы к руслу и объемы воды должны поступать с поймы на опорожняющееся русло.

Картина взаимодействия руслового и пойменного потоков в рассматриваемом схематизированном случае связана не только с фазой (подъема или спада) неустановившегося движения воды. Даже при установившемся движении в условиях высоких уровней (затопленной поймы) взаимодействие ярко выражено,

[1] Кроме того, предполагается отсутствие как крутых изгибов русла и поймы, так и общего поперечного уклона поверхности поймы. Предполагается также, что во входном створе вода подается одновременно в русло и на пойму (если отметка уровня воды выше отметки бровки).

как показывают натурные данные и лабораторные исследования. Сущность этого кинематического эффекта рассмотрена в гл. 1, § 6.

С ростом горизонта воды выше некоторого (критического) уровня различие между русловым и пойменным потоками сглаживается, а скорости течения определяются в основном гидравлическими и морфометрическими характеристиками поймы. При очень малых затоплениях поймы эффект торможения также невелик (Н. Н. Федоров, 1964; Грушевский, 1965; Минаева, 1967).

При неустановившемся движении, особенно при резко выраженных фазах подъема и спада, картина осложняется явлениями, описанными выше.

В природных условиях продольные оси русла и поймы редко бывают параллельными. Обычно русло имеет много поворотов, а пойма состоит из отдельных массивов, располагающихся поочередно по обоим берегам реки (при этом вообще нельзя говорить о продольной оси поймы). Это значительно усложняет и видоизменяет описанную выше картину. При больших расходах вода выходит на пойму и динамическая ось потока спрямляется, что приводит к установлению на пойме большего поверхностного уклона, чем в русле, и к увеличению скоростей течения на пойме, которые даже могут стать близкими к скорости в русле. Это заставляет воду в период прохождения больших расходов течь на отдельных участках от русла к пойме как при подъеме, так и при спаде паводка. При этом и поперечный уклон водной поверхности направлен здесь от русла к пойме [см., например, работу Гордикова и Россомахина (1961)]. На узких участках в низовьях пойменных массивов в этот период наблюдается слив воды в главное русло.

Изложенная выше схема оказывается уже недостаточной для описания всех этих сложных явлений. Поэтому приходится разрабатывать более сложную схему явления, например, такую, как предложил Д. Е. Скородумов — см. гл. 8, § 2, п. Д.

Следует отметить, что во многих случаях поверхность поймы имеет поперечный уклон от русла к коренному берегу долины. В таких случаях у внешнего края поймы может образоваться протока, по которой может проходить значительная часть расхода.

Еще более сложная картина наблюдается при пересеченном рельефе поймы. Такая картина для р. Иртыш рассмотрена в гл. 8, § 2, п. Г.

Сложный рельеф поймы существенно влияет на характер неустановившегося движения воды, в частности, на скорости течения воды. Особенно сильно это влияние при малых глубинах на пойме (максимальные глубины при невысоких половодьях и паводках, фазы подъема и спада уровня при высоких). В этих условиях движение воды существенно неодномерно, поэтому для

описания явления недостаточно ограничения средними скоростями в сечении, надо рассматривать средние скорости течения на вертикалях. Имеют место заметные поперечные составляющие этих скоростей, застой воды в ряде областей и т. д. Наличие прируслового вала, частично изолирующего русло от поймы, может привести к существенному различию в величинах скоростей в русловой и пойменной частях потока.

Некоторые схемы движения воды на пойме при малом ее затоплении приводились на рис. 8.15.

По мере повышения уровня затопления поймы застойные зоны все более вовлекаются в транзитное движение, рукава и протоки выражаются все слабее, увеличиваются продольные и уменьшаются поперечные составляющие скорости, сглаживается различие между скоростями течения в русле и на пойме. Таким образом, поток все более приближается к одноразмерному.

Б. Трансформация волны и скорость ее распространения

Рассмотрим теперь вопрос о характере трансформации волны в русле с поймой.

Как показали натурные данные (гл. 8, § 2), наличие поймы усиливает интенсивность снижения максимальных расходов по длине русла, а также снижает скорость распространения гребня волны. Эти данные подтверждаются и численными экспериментами на гипотетических руслах. М. И. Русинов (1967б, в) обнаружил дополнительное отступание гребня волны при ее распространении вдоль реки (см. также гл. 10, § 5). Это явление можно обнаружить на волнограммах; сущность его заключается в следующем.

Волна, распространяющаяся в призматическом русле с поймой, расчленяется на две части — передняя, перемещающаяся в главном русле со скоростью c_1, и основная часть, идущая по пойме со скоростью c_2 (рис. 12.2). Рассматривая такую схему, Русинов выводит формулы для скорости распространения гребня волны в различных высотных зонах русла с поймой аналогично выводу формулы Седдона в беспойменном русле (Грушевский, 1965). Приведем этот вывод.

Если предположить профиль волны неизменяющимся, то можно написать уравнение баланса воды для передней части волны, перемещающейся со скоростью c_1, в виде

$$(c_1 - v_0) F_0 = (c_1 - v_1) F_1, \qquad (12.18)$$

т. е. расход воды, вовлекаемой в волну из области *1*, равен расходу воды, отстающей от волны и переходящей в область *3*. Здесь имеется в виду, что на основании формулы (12.16) $c_1 > v_0$

и $c_1 > v_1$, так как в пределах основного русла $\frac{dv}{dH} > 0$. При этом скорость гребня отождествляется со скоростью добегания данного расхода ($c_г \approx c_Q$), что справедливо при сделанном предположении о неизменности формы волны. Из формулы (12.18) получаем, имея в виду, что

$$Q_0 = v_0 F_0, \quad Q_1 = v_1 F_1,$$

$$c_1 = \frac{Q_1 - Q_0}{F_1 - F_0}. \tag{12.19}$$

Для основной части волны можно полагать $c_2 < v_1$ и $c_2 < v_2$, так как в некотором диапазоне глубин выше выхода на пойму

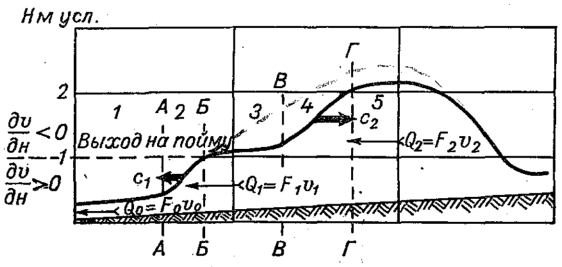


Рис. 12.2. Схематический профиль волны в русле с поймой.

$\frac{dv}{dH} < 0$. Поэтому здесь волна отстает от частиц в областях *3* и *5* (для наглядности скорость c_2 изображена на рис. 12.2 отрицательной). Поскольку расход воды, поступающий в волну из области *5*, равен расходу, уходящему вперед в область *3*, то

$$(v_2 - c_2) F_2 = (v_1 - c_2) F_1,$$

откуда

$$c_2 = \frac{Q_2 - Q_1}{F_2 - F_1}, \tag{12.20}$$

так как $Q_2 = v_2 F_2$.

Если полагать, что расход Q_1 относится к переходу воды через бровку ($Q_1 = Q_{бр}$), а расход Q_2 — к моменту прохождения гребня через данный створ ($Q_2 = Q_г$), можно формулы (12.19) и (12.20) переписать в виде

$$c_{бр} = \frac{Q_{бр} - Q_0}{F_{бр} - F_0}, \tag{12.21}$$

$$c_г = \frac{Q_г - Q_{бр}}{F_г - F_{бр}}. \tag{12.22}$$

Таким образом, скорость распространения гребня волны в призматическом русле с поймой определяется, кроме расхода и площади живого сечения в области гребня, значениями Q и F в передней части волны, идущей по главному руслу (а не перед волной, как это вытекало бы из обычной формулы Форхгеймера).

Сопоставление скорости гребня, вычисленной по формуле (12.22), с соответствующими данными численных экспериментов, показало их совпадение. Оказалось также, что скорость распространения передней части волны хорошо описывается формулой (12.21). Следует, однако, иметь в виду, что такой расчет справедлив только до глубины затопления поймы, при которой $c_г = v_г$ ($k = 1$). При бóльших глубинах $c_г > v_г$ и рассмотренная схема теряет силу. При достаточно больших глубинах можно уже не считаться с наличием основного русла и определять $c_г$ по формуле Седдона.

Таким образом, согласно исследованиям Русинова, призматическое русло с поймой можно разделить на четыре высотные зоны в зависимости от глубины затопления поймы.

В основном русле (зона I) $c_г$ описывается формулой Седдона. Здесь $c_г > v_г$ и $k > 1$.

В наиболее важной в практическом отношении зоне II, соответствующей небольшому затоплению поймы, волна расчленяется на две части. Перемещение передней части волны определяется формулой (12.21), отстающей от нее задней части волны — формулой (12.22). Здесь $c_г < v_г$ и $k < 1$.

В зоне III снова $c_г > v_г$ и $k > 1$, но формула Седдона еще не может применяться, так как сохраняет силу отток воды по главному руслу (более быстрое продвижение передней части волны), поскольку еще $c_г < c_1$. Значения $c_г$ здесь с ростом глубины приближаются к определяемым по формуле Седдона.

Наконец, в зоне IV глубина затопления настолько велика, что движение потока практически полностью определяется параметрами поймы. Более быстрое продвижение передней части волны отсутствует, так как $c_г > c_1$, и можно снова пользоваться формулой Седдона.

Отставание основной части волны в пойменном русле приводит к отставанию ее гребня не только от фронта, но и вообще от передней части волны (области заметного возмущения), т. е. $c_Q < c_з$. Это приводит к обратному перекашиванию волны и усилению ее распластывания, что наглядно видно по гидрографу 1956 г. для водпоста Черлак на р. Иртыше (рис. 10.27). Этот фактор добавляется к распластыванию за счет дополнительного уклона (см. выше, § 1, п. А). Когда же волна снизится настолько, что окажется вся в пределах главного русла, указанный фактор теряет силу и остается лишь распластывание за счет дополнительного уклона.

Процесс отступания гребня, в принципе, должен сказываться на времени прохождения определенной части объема попуска через данный створ, поскольку оно определяется распластыванием волны и изменением ее формы, что отражается на графиках хода уровней и гидрографах (см. гл. 8, § 2, п. А).

В естественных пойменных реках, далеких по форме от призматического русла, полученные формулы для скорости распространения гребня волны представляют, конечно, лишь некоторое приближение, а процесс отставания основной части волны сложнее, чем в приведенной схеме. В реках с поймами этот процесс, возможно, усиливается потерями воды на заполнение пойменных объемов и инфильтрацию. Подобное явление отступания гребня отмечал также Д. Е. Скородумов (1965).

На скорость распространения гребня волн попусков может влиять еще одна особенность пойменных русел, о которой выше уже шла речь — чередование последовательных расширений и сужений. Эта особенность может привести также и к ошибкам в расчетах по строгим методам, когда русло схематизируется в виде ряда участков с закономерно изменяющимся по длине сечением, причем «сечения-ориентиры» выбираются в гидростворах, где имеются кривые расходов и поэтому удобно задавать гидравлические сопротивления русла. Поскольку гидростворы располагаются, как правило, в сравнительно узких сечениях, в которых легче измерять расходы воды, а более широкие сечения приурочиваются к средним частям участков, такая схематизация не учитывает последовательности расширения, а затем сужения русла в пределах расчетного участка. Наличие же больших ширин между гидростворами сказывается при такой схематизации лишь в некотором искусственном увеличении площадей поперечных сечений, задававшихся на границах участков с целью сохранения аккумулирующих емкостей участков при данном наполнении.

Влияние расширенных участков пойменного русла ввиду затраты объемов воды на их заполнение сказывается в снижении максимальных расходов и увеличении продолжительности паводка, что приводит к усилению трансформации волны и к уменьшению скорости распространения волн попусков по длине расчетного участка. Этот вывод совпадает с результатами численного эксперимента, проведенного В. И. Корнем (1967 б) на русле, ширина которого изменялась по синусоидальному закону. Оказалось, что такое русло дает бóльшую трансформацию волны, нежели призматическое русло с теми же русловыми объемами.

Попытка теоретического рассмотрения вопроса о влиянии синусоидальных изменений ширины на установившееся движение воды была предпринята Гендерсоном (Henderson, 1964). Однако

линейная теория Гендерсона, как указывает Корень, дает существенные ошибки при большой амплитуде колебаний ширины канала.

§ 3. Влияние зимних условий

Неустановившееся движение воды в зимних условиях обычно рассматривают только в пределах главного русла, так как зимой уровни воды в реках, как правило, невысоки и пойма не затапливается (хотя и можно найти исключения, например, на реках Белоруссии).

Изучая влияние льда на распространение волн попусков и паводков, можно рассматривать две гидравлические схемы водного потока под ледяным покровом. В более важной схеме, которой можно практически ограничиться при расчетах волн суточного регулирования в зимних условиях (Исследования неустановившегося движения воды на р. Свири, 1963; Рахманов и Круковский, 1939; Шуляковский, 1954) и во многих случаях при расчетах паводочных волн, ледяной покров рассматривается как не связанный с берегами и свободно плавающий, следуя за всеми колебаниями уровня воды. По другой схеме лед рассматривается как примерзающий к берегам; при этом явление приближается к условиям напорного движения. Примерзание наблюдается только при малых колебаниях уровня и сильных холодах (см. гл. 8, § 4), чаще всего для малых рек. В некоторых случаях на различных участках реки и в различные периоды времени могут наблюдаться обе схемы явления. Возможны и случаи частичного примерзания ледяного покрова к берегу.

Ледяной покров, не связанный с берегами, увеличивает смоченный периметр и тем самым повышает гидравлическое сопротивление русла. Это приводит к прохождению данных расходов при более высоких уровнях (и соответственно бóльших живых сечениях и меньших скоростях течения воды), чем при отсутствии ледяного покрова, и поэтому к усилению распластывания волны.

Дополнительное гидравлическое сопротивление, вызванное влиянием ледяного покрова (и соответственно повышение отметки уровня, при которой проходит данный расход в зимних условиях, по сравнению с летней), может быть для данного створа не одинаковым в различные зимы и даже меняться в течение одной зимы (нижняя поверхность льда, имеющая обычно наибольшую в течение сезона шероховатость в начале зимы, затем все время сглаживается как под воздействием текущей воды, так и в результате различной теплопроводности ледяного покрова в плане ввиду неодинаковой толщины его).

При безнапорном движении в зимних условиях (когда ледяной покров не связан с берегами) распределение уклонов водной поверхности вдоль бьефа мало отличается от такового для

летних условий; перераспределение уклонов может быть связано только с большой зашугованностью и сильной торосистостью льда (Белоконь, 1940; Шуляковский, 1964).

В каждом конкретном случае неустановившегося движения воды в зимних условиях нужно учитывать специфику режима. Так, например, при распространении волн попусков в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС в верхней части бьефа наблюдаются рывки при перемещении ледяного покрова, ведущие к изменению хода уровней во времени (Гильденблат и др., 1948). Сравнение натурного и расчетного гидрографов по створу 24,9 км от ГЭС показывает, что при прохождении волны первого попуска (19/I 1939 г.), очевидно, имели место небольшие кратковременные зажоры, что привело к перераспределению стока во времени и некоторому отличию натурного гидрографа от расчетного.

Необходимо подчеркнуть, что расчетная модель для какого-либо объекта, полученная в результате расчетов по имеющейся первоначальной информации и уточнения расчетных параметров путем сопоставления с материалами наблюдений (как, например, для нижнего бьефа Иваньковской ГЭС — см. гл. 9, § 3), не может считаться пригодной для расчетов в течение всего зимнего периода, так как в связи с изменениями ледового режима изменяются и зимние кривые для установившегося режима, определяющие величину модулей расходов. При нерезких изменениях ледового режима и отсутствии заторов и зажоров, усложняющих расчет, корректирование полученной расчетной модели можно производить, основываясь на данных рекогносцировочных обследований и контрольных замеров расходов воды, выполняемых с целью оценить изменения зимних кривых расходов и площадей живого сечения потока. По полученным данным можно корректировать зимние кривые модулей расхода. При наличии же заторов и зажоров проведение расчетов в значительной степени усложняется (Гильденблат и др., 1948), и подобный прием не может быть рекомендован.

ГЛАВА 13

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТАМ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В РЕКАХ

В этой главе приведены рекомендации по расчетам неустановившегося движения воды в реках, которые могут быть сделаны на основании имеющегося опыта расчетов, а также исследований, изложенных в части III данной работы.

Сначала рассмотрим предпосылки к выбору метода расчета, затем — возможные рекомендации по выбору метода или группы

методов, далее остановимся на способах задания расчетных параметров и в заключение — на решении частных задач и на учете влияния поймы и зимних условий.

§ 1. Предпосылки к выбору метода расчета

Ввиду сложности вопросов расчета неустановившегося движения воды в реках, многообразия возникающих задач и отсутствия возможности дать исчерпывающие рекомендации, следует в каждом конкретном случае прежде всего разобраться в специфике явления и поставленной задачи. При этом необходимо выяснить:

а) характер явления — вид неустановившегося движения (попуски, паводки или половодья), его интенсивность, которую можно выразить через интенсивность изменения расхода, отнесенную к какой-то осредненной величине расхода или к его начальному значению (базовый расход в случае суточного регулирования). Косвенным показателем интенсивности неустановившегося движения является также максимальное значение отношения абсолютной величины дополнительного уклона свободной поверхности воды к уклону при установившемся движении (см. гл. 1, § 4);

б) влияние различных факторов естественных русел (поймы, зимнего режима, притоков, фильтрации в почво-грунты, переменного подпора, резких изменений живых сечений, крутых поворотов русла и т. д.);

в) требования к решению задачи — решается прямая или обратная задача (и какая из обратных); нужен полный или частичный расчет и в последнем случае, что именно требуется рассчитать; какая нужна детальность, точность и надежность результатов расчета; каковы сроки расчетов и возможности в смысле наличия вычислительной техники и отлаженных программ (при использовании цифровых вычислительных машин); каковы денежные средства и штаты исполнителей и т. д.;

г) наличие, полноту и надежность исходных материалов для расчета — детальных данных по морфометрии русла (поперечные сечения, план в изобатах, продольные профили) и его пропускной способности (кривые расходов или кривые объемов), материалов наблюдений над уровнями (и расходами) при неустановившемся движении, начальных и граничных условий.

Собрав все указанные сведения, можно решать, какие именно расчетные характеристики подлежат определению и с какой детальностью и точностью их целесообразно вычислять. В соответствии с этим можно выбирать подходящий метод расчета и пользоваться излагаемыми ниже (§ 2) или какими-либо иными общими рекомендациями о выборе метода расчета.

Если речь идет о действующем (а не проектируемом) объекте, одновременно следует решить, не является ли целесообразной постановка специальных натурных наблюдений над неустановившимся режимом (хотя бы над ходом уровней). Такие наблюдения могут быть поставлены как с целью подбора расчетных параметров (см. § 3), так и для проверки тех морфометрических и гидравлических характеристик русла, которые были заложены в проектные расчеты, но могли претерпеть изменения, например, в результате руслового процесса, вызванного влиянием сооружения плотины ГЭС на режим расхода наносов и переформирований русла в нижнем бьефе.

При решении некоторых специальных задач, например, связанных с изучением скоростного поля потока при неустановившемся режиме, следует подумать о целесообразности постановки лабораторных исследований (см. гл. 11). Такие исследования могут также позволить получить некоторые эмпирические зависимости, имеющие практическое значение (см., например, § 4).

Имеются некоторые специфические отличия волн попусков от волн паводков и половодья, могущие влиять на выбор расчетного метода и ход расчета (см. гл. 1, § 3).

§ 2. Выбор метода расчета

Основные рекомендации (табл. 13.1), которые могут быть сделаны по выбору метода (или группы методов) расчета, сводятся к следующим.

1. Если при проектировании ГЭС потребуется рассчитать различные варианты распространения волн попусков и имеются материалы по морфометрии русла и кривые расходов, рекомендуется использование строгих методов расчета, реализуемых на цифровых вычислительных машинах. При отсутствии детальных топографических и гидрометрических данных могут быть выполнены лишь ориентировочные расчеты на базе упрощенных методов. Для отдельных задач, в которых исходные данные для расчетов по строгим методам имеются, но они неполны или недостаточно репрезентативны, однако есть материалы наблюдений над неустановившимся движением, упрощенные методы могут дать лучшие результаты, чем строгие методы, благодаря использованию характеристик, определяемых по этим материалам.

2. При эксплуатации гидроузлов, если имеются данные наблюдений над уровнями в нижнем бьефе (при отсутствии переменного подпора и впадения притоков) и расчеты нужно производить многократно для одного и того же объекта, можно получить достаточную для практических целей точность, применяя упрощенные методы, предпочтительно с использованием аналоговых (или цифровых) вычислительных машин, хотя

возможен и ручной счет. При этом необходимо предварительно, как можно более тщательно, задать расчетные параметры с помощью сопоставления результатов расчетов с материалами наблюдений (§ 3).

Основные преимущества оперативных и прогностических расчетов на аналоговых (или цифровых) машинах по сравнению с ручным счетом заключаются в существенной экономии времени как при таком подборе расчетных параметров, так и при производстве многократных расчетов для одного и того же объекта при различных начальных или (чаще) граничных условиях, например, при различных входных гидрографах. При наличии детальных материалов по морфометрии русла и его гидравлическим сопротивлениям, если при этом отсутствуют наблюдения над уровнями во время прохождения волн попусков, целесообразно использование строгих методов, хотя возможно и применение упрощенных. При наличии также данных об уровнях применение строгих методов целесообразно при повышенных требованиях к точности и детальности расчетов.

3. При расчете паводков и половодий для собственно медленно изменяющегося неустановившегося движения в случаях, когда имеются топографические материалы и кривые расходов, но нет данных наблюдений в период прохождения паводков и половодий, целесообразно использование строгих методов, реализуемых на цифровых машинах, например, схемы института Гидродинамики. При невозможности использования цифровых машин или отсутствии достаточно полных или детальных топографических или гидрометрических материалов рекомендуется использование упрощенных методов.

При наличии данных наблюдений и отсутствии переменного подпора и впадения притоков достаточную для практики точность даст расчет по упрощенным методам на аналоговой (или цифровой) машине или при ручном счете с предварительным подбором расчетных параметров.

4. В зоне квазиустановившегося движения, если для нее имеются данные наблюдений, лучше всего построить графики соответственных уровней и соответственных расходов (одни получаются из других при наличии кривых расходов в обоих связываемых пунктах) и пользоваться ими для расчетов. Данные наблюдений, хотя бы над уровнями, могут помочь и в определении границы между зонами собственно медленно изменяющегося неустановившегося и квазиустановившегося движения. Для каждой из зон, очевидно, надо применять свои методы расчета.

5. Методы соответственных уровней и расходов могут применяться в случаях, когда нет оснований ожидать заметной трансформации волны. Одним из признаков практического отсутствия трансформации может служить малая величина максимального

Таблица 13.1

Сводка рекомендаций по методам расчета

№ п/п	Объект и условия расчета	Детальные топографические и гидрометрические материалы			
		имеются		отсутствуют	
		Наблюдения над уровнями при неустановившемся движении			
		имеются	отсутствуют	имеются	отсутствуют
1	Попуски в нижних бьефах гидроузлов при проектировании	—	Строгие методы (мгновенных режимов, ИГ, характеристик и др.)	—	Упрощенные методы (ручной счет, аналоговые или цифровые машины)
2	Попуски в нижних бьефах гидроузлов при эксплуатации	При особо повышенных требованиях к точности и детальности расчета — строгие методы, при обычных требованиях — упрощенные методы с подбором расчетных параметров по наблюдениям (аналоговые или цифровые машины, ручной счет)	Строгие методы (мгновенных режимов, ИГ, характеристик и др.), а также упрощенные методы (ручной счет, аналоговые или цифровые машины)	Упрощенные методы с подбором расчетных параметров по наблюдениям (аналоговые или цифровые машины, ручной счет)	То же

№ п/п	Объект и условия расчета	Детальные топографические и гидрометрические материалы			
		имеются		отсутствуют	
		Наблюдения над уровнями при неустановившемся движении			
		имеются	отсутствуют	имеются	отсутствуют
3	Паводки и половодье — собственно медленно изменяющееся неустановившееся движение (паводочная петля имеется)	При особо повышенных требованиях к точности и детальности расчета — строгие методы, при обычных требованиях — упрощенные методы с подбором расчетных параметров по наблюдениям (аналоговые или цифровые машины, ручной счет)	Строгие методы (ИГ и др.), а также упрощенные методы (ручной счет, аналоговые или цифровые машины)	Упрощенные методы с подбором расчетных параметров по наблюдениям (аналоговые или цифровые машины, ручной счет)	Упрощенные методы (ручной счет, аналоговые или цифровые машины)
4	Паводки и половодье — квазиустановившееся движение (паводочная петля отсутствует)	Методы соответственных уровней и соответственных расходов	Упрощенные методы	Методы соответственных уровней и соответственных расходов	То же

Примечание. Рекомендации по применению упрощенных методов теряют силу в случаях переменного подпора и впадения притока, расход которого соизмерим с расходом основной реки. В этих случаях рекомендуется пользоваться только строгими методами расчета.

отношения абсолютного значения дополнительного уклона при прохождении паводочной волны к уклону при установившемся режиме (см. гл. 1, § 4). При незначительной, но все же заметной трансформации волны целесообразно использовать переменное время добегания τ, приняв несколько значений τ для разных градаций расходов (уровней). При значительной трансформации волны методы соответственных уровней и расходов могут дать существенные ошибки и поэтому непосредственно неприменимы. Однако и в этих случаях можно использовать указанные методы для приближенного перехода от уровней (расходов) на пунктах, для которых расчеты выполнены более надежными методами, к уровням (расходам) близлежащих пунктов.

6. Для участков с переменным подпором при наличии слияний или других сложных условий, а также в случае, если исходные данные достаточно репрезентативны и требуют лишь небольшой корректировки, а надежных и достаточно полных данных наблюдений не имеется, целесообразно использование строгих методов расчета, несмотря на большой объем подготовительной работы.

§ 3. Задание расчетных параметров

Вопрос о задании расчетных параметров очень важен при проведении практических расчетов. Он вызывает целый ряд трудностей, которые отмечались уже выше. Требования к комплекту и подготовке исходных данных для расчетов излагались в гл. 5. Здесь остановимся дополнительно на некоторых специфических вопросах задания исходной информации, а также на использовании материалов натурных наблюдений над неустановившимся движением воды для уточнения этой информации (подбора расчетных параметров).

При задании морфометрии русла можно использовать следующие рекомендации.

Для методов расчета (и алгоритмов), в которых русло заменяется совокупностью призматических участков, нужно для каждого участка построить осредненный поперечник, характеризующий морфометрию участка, с помощью соответствующего анализа топографических материалов: либо крупномасштабной топографической съемки, либо (при отсутствии таковой — для крупных рек) топографических или лоцманских карт.

Для методов расчета (и алгоритмов), в которых русло разбивается на участки с линейным изменением ширин или площадей поперечного сечения по длине реки, нужно с помощью топографических материалов представить себе общий характер этого изменения (увеличение или уменьшение параметров по длине) и его интенсивность, и, исходя из этого, задать поперечники на границах участка. При этом для одного и того же створа, рас-

положенного на границе двух расчетных участков, могут получиться две разные формы сечения (для нижней границы выше лежащего участка и верхней границы ниже лежащего), хотя такой разрыв и нежелателен. При разбивке русла на призматические участки разрыв сечения на границе неизбежен, если только два призматических участка не объединяются в один общий призматический участок.

Если длина расчетного бьефа недостаточна для задания в замыкающем створе однозначной кривой расходов (участок не охватывает полностью зону медленно изменяющегося неустановившегося движения), можно либо задать граничное условие в нижнем створе бьефа в виде $Q = f(t)$ или $z = f(t)$ по данным наблюдений (если таковые имеются), либо искусственно «удлинить» расчетный бьеф (добавив, например, призматический участок с сечением и зависимостью $Q = f(H)$, соответствующими крайнему граничному створу) и на конце удлиненного бьефа задать $Q = f(H)$. Результаты расчета для добавленной части в этом случае являются фиктивными.

Рассмотрим вопрос о правомерности и способе замены естественного дна фиктивным.

Результаты некоторых расчетов (например, дополнительных расчетов для р. Тверцы) показали, что замена естественного дна, представляющего ломаную линию, осредненным фиктивным дном не сказывается заметным образом на величине скорости распространения волн попусков. Это можно объяснить тем, что наличие характерной для рек плесово-перекатной формы дна не оказывает существенного влияния на трансформацию волн попусков (или паводков), так как плесовые впадины всегда заполнены водой и не происходит дополнительных затрат масс воды на их наполнение.

Во многих случаях линию фиктивного дна проводят параллельно свободной поверхности в меженный период (Васильев и др., 1963), в случае требования большей точности расчета следует использовать не профиль свободной поверхности, а профиль дна, заменяя его ближайшей прямой линией (или ломаной с малым количеством некрутых изломов). При проведении линии фиктивного дна можно использовать условие равенства площадей, расположенных выше и ниже этой линии и заключенных между линиями фиктивного и естественного дна (см., например, гл. 9, § 3 и § 5). Фиктивное дно может иметь разрывы на границах участков, что допустимо (в большинстве методов), хотя и нежелательно. Поэтому лучше постараться избежать разрывов или по крайней мере уменьшить их.

В одном из вариантов расчета для нижнего бьефа Иваньковской ГЭС (Русинов, 1967а) фиктивное дно задавалось очень близким к ломаной линии естественного дна путем задания дополнительных точек внутри участков. Однако такая схематизация

продольного профиля оказалась нецелесообразной, так как в пределах каждого расчетного участка вычисление ширины русла и, что особенно важно, модулей расходов производится путем линейной интерполяции между их значениями на граничных створах. При этом глубина потока, вычисляемая как разность между отметками поверхности воды и линии фиктивного дна, является аргументом для задания ширин русла и модулей расходов. Поэтому при задании в середине участка переката, отметка которого превышает отметки для граничных сечений, получается неоправданный подпорный эффект в пределах всего участка. Как показал расчет, вычисленные отметки уровней воды превышают натурные примерно на величину разности между отметками осредненного фиктивного дна и переката.

При подготовке исходных данных для расчетов следует обратить особое внимание на кривые расходов как вследствие трудоемкости и относительно невысокой точности измерений расходов на реках, так и ввиду важности этих кривых.

Значение кривых расходов для расчетов неустановившегося движения воды заключается в следующем.

А. При использовании строгих методов расчета они позволяют определить член трения $\frac{v|v|}{C^2R}$ $\left(\text{или } \frac{Q|Q|}{K^2}\right)$ в уравнении Сен-Венана без сведений о коэффициенте шероховатости русла, или коэффициенте Шези. Действительно, принимая для установившегося движения как для равномерного

$$C^2R = \frac{Q^2}{F^2 i} \quad \text{или} \quad K^2 = \frac{Q^2}{i}$$

(K — модуль расхода), можно, задавая для двух створов одинаковые значения Q и снимая с кривых расходов соответствующие значения уровня, определить по ним падение на участке и уклон, а также среднюю площадь живого сечения на участке. Это дает возможность получить зависимость C или K от глубины, более надежно учитывающую силы сопротивления в естественном русле, чем при использовании коэффициента шероховатости [1].

Б. Функция $Q = f(z)$ часто представляет собой граничное условие в замыкающем створе зоны собственно медленно изменяющегося неустановившегося движения — там, где оно переходит в квазиустановившееся.

---

[1] Это, по существу, эквивалентно введению в соответствии с предложением Скородумова (1965) вместо реального коэффициента Шези C фиктивного $C_ф$, учитывающего неравномерность движения, а также влияние проекции скорости масс воды, притекающих на русло (из рукава или с поймы) или оттекающих из русла.

В. Кривая расходов позволяет определять скорости распространения различных фаз волны с помощью хронологических отметок на графике зависимости $Q(z)$, указывающих моменты прохождения определенных расходов.

Г. При сложных и накладывающихся друг на друга попусках кривая расходов позволяет рассматривать и отделять друг от друга ветви хронологического хода зависимости расходов от уровней, используя указанные хронологические отметки.

Д. Наконец, вместе с топографическими материалами кривая расходов позволяет получить кривую объемов $W=f(Q)$, а также зависимость модулей расходов от глубины $K=f(H)$.

Обратимся теперь к способам задания этой последней зависимости.

Если расчетные участки русла призматические, зависимость $K=f(H)$ принимается одинаковой для всего участка. При этом получаются разрывы в значениях K на границах участков. Когда русло разбивается на участки с линейным изменением морфометрических характеристик по длине, зависимость $K=f(H)$ также принимается линейно изменяющейся и задается в каждом граничном створе участка. Можно, например, выбрать для обеих границ одно и то же значение Q и по соответствующим глубинам, с одной стороны, определить отметки и падение уровня воды на участке Δz и вычислить

$$K=\frac{Q}{\sqrt{i}}, \tag{13.1}$$

с другой стороны, определить среднее значение H как полусумму значений на концах участка. При этом для участка получается по одному значению K для каждого значения H. Полученную зависимость можно отнести к середине участка. Граничные значения K можно получить, соединяя прямыми линиями на графике $K=f(s)$ значения K для одинаковых значений H на серединах участков. При этом на внешние границы крайних участков переносятся значения K с середин этих участков.

Можно применить и другие способы задания $K=f(H)$ с использованием кривой расходов и формулы (13.1). При отсутствии кривых расходов можно при наличии поперечников и данных о шероховатости русла определять значения K в первом приближении по формуле

$$K=CF\sqrt{R}. \tag{13.2}$$

Поскольку задание модулей расхода производится на границах каждого расчетного участка независимо от соседних участков, то в общем случае значения модулей расхода по обеим сторонам границы двух участков могут различаться между собой

(при одной и той же отметке). Это происходит потому, что при вычислении модуля расхода по формуле (13.1) одно и то же значение Q (соответствующее этому z при установившемся режиме) делится на корень квадратный из разных величин уклонов, принятых за характерные для каждого из смежных участков.

Так как строгие методы расчета неустановившегося движения воды (методы численного интегрирования уравнений Сен-Венана) довольно чувствительны не только к неточностям задания, но и к резким изменениям гидравлических и морфометрических характеристик русла (Калинин и Кучмент, 1963), то наличие разрывов на границах участков в задании функций $K(H)$ и $B(H)$ весьма нежелательно.

Исходя из этих соображений, целесообразнее для вычисления модулей расхода использовать средние уклоны водной поверхности, одинаковые для нижней части предыдущего и верхней части последующего расчетного участка. Это позволяет избежать разрывов и получить более плавное изменение гидравлических характеристик по длине реки.

Задание расчетных параметров, необходимых для проведения расчетов неустановившегося движения воды в реках, во многих случаях затрудняется неполнотой и неточностью имеющихся исходных данных, а иногда и несовершенством способа схематизации русла. При сложности самого явления, вызванной существенным влиянием поймы, зимнего режима и т. д., может быть трудным задание таких расчетных параметров, которые обеспечили бы получение надежных результатов расчета на базе уравнений (3.1) и (3.2), выведенных при определенных допущениях. Поэтому при оперативных и прогностических расчетах целесообразна постановка натурных наблюдений над неустановившимся движением (или использование материалов имеющихся наблюдений) для уточнения первоначально заданных или для подбора расчетных параметров. Это, конечно, невозможно при проектных расчетах, так как для проектируемых ГЭС нет данных наблюдений над режимом нижних бьефов при суточном и недельном регулировании.

Остановимся на вопросе об уточнении первоначально заданных или подборе расчетных параметров с помощью материалов наблюдений над распространением волн попусков и паводков. Этот вопрос, по существу, сводится к решению второй из обратных задач, упомянутых в гл. 2, § 2. Как отмечает Н. А. Картвелишвили (1968, стр. 90), «из существования решения прямой задачи не вытекает существование решения соответствующей обратной задачи».

Действительно, мы не можем представить себе, например, неустановившееся движение воды, при котором гидрограф в некотором створе, расположенном ниже створа возмущения (при

отсутствии боковой приточности), имел бы прямоугольную форму каковы бы ни были морфометрические и гидравлические характеристики русла, так как обязательно имеет место большее или меньшее сглаживание гидрографа вдоль реки, и поэтому по меньшей мере углы прямоугольника окажутся закругленными.

Большинство из задач определения характеристик русла по заданному режиму расходов и уровней в замыкающих створах при заданных начальных условиях являются некорректными, т. е. такими, в которых сколь угодно малые изменения исходных данных могут дать конечные изменения результатов решения этой обратной задачи (характеристик русла) (Картвелишвили, 1968). Резко изменяющиеся по длине реки морфометрические и гидравлические характеристики русла схематизируются (сглаживаются) при решении прямой задачи и способ схематизации мало влияет на результаты расчета. Иначе говоря, большие изменения в характеристиках русла приводят к малым изменениям решения. Наоборот, при решении обратной задачи малые изменения (например, гидрографа в замыкающем створе) соответствуют значительным изменениям искомых характеристик русла. При решении некорректных задач используется особый подход, в частности, ставятся некоторые дополнительные требования к решению задачи. Проблема решения некорректных и вообще обратных задач является одной из наиболее важных в современной вычислительной математике.

Некоторые соображения об использовании теории некорректных задач, разработанной в последние годы советскими математиками А. Н. Тихоновым, В. К. Ивановым и М. М. Лаврентьевым, для решения обратной задачи приводятся в работе Кучмента (1967а). В указанной работе излагается способ определения входного гидрографа по гидрографу в замыкающем створе для линейной модели.

Трудность непосредственного решения обратной задачи приводит в ряде случаев к целесообразности ее косвенного решения с помощью ряда последовательных приближений при решении прямой задачи. При этом задаются различными значениями морфологических и гидравлических характеристик русла, начальными и граничными условиями, и результаты расчета для каждого комплекта значений характеристик русла сравниваются с имеющимися данными наблюдений. Расчеты повторяются до тех пор, пока не получится достаточно близкое совпадение расчетных гидрографов и графиков хода уровней с наблюденными. Такой подход для случая реки с поймой сложного строения рассматривается В. А. Федосеевым (1968б) (см. также гл. 9, § 5, п. Б). Ниже, говоря об использовании материалов натурных наблюдений, будем иметь в виду именно этот способ решения обратной задачи.

Кроме специфики задачи и объекта, характер и способ задания и уточнения расчетных параметров зависит также от выбора метода расчета и вычислительных средств.

К подбору расчетных параметров приходится прибегать во многих случаях при расчетах неустановившегося движения воды с помощью упрощенных методов. Так для метода Маскингам по материалам наблюдений подбираются расчетные параметры τ и k.

При применении метода Калинина—Милюкова и реализации его на аналоговых вычислительных машинах удобно подбирать два параметра — число N характерных участков на расчетном протяжении бьефа (что соответствует выбору длины характерного участка) и время добегания τ или зависящий от него для данного значения Δt параметр

$$K_1 = 1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau}}. \qquad (13.3)$$

Для этого строится график связи расходов в нижнем створе характерного участка, рассчитанных при различных значениях K_1, с фактическими уровнями в середине участка и выбирается то из значений K_1, при котором эта связь близка к однозначной. Если при каком-то значении K_1 на графике получается петля с фазой подъема, лежащей ниже фазы спада (как это обычно имеет место при построении зависимости между Q и z в одном створе — паводочная петля), то это значение K_1 следует уменьшить; при противоположном расположении фаз — увеличить.

Изложенный способ подбора величины K_1 дает возможность выполнить расчет неустановившегося движения воды в нижнем бьефе ГЭС при отсутствии топографических и гидрометрических данных об участке реки, если имеются только данные хотя бы кратковременных наблюдений над уровнями воды в тех створах, для которых необходим прогноз уровней (Методические указания, 1964).

Вопрос об уточнении расчетных параметров при использовании строгих методов более сложен как по существу, так и с точки зрения практического проведения расчетов. Уточнение на основании сопоставления результатов расчетов с имеющимися материалами наблюдений может быть обосновано только в том случае, когда сомнения вызывает задание лишь одного из расчетных параметров и имеются твердые основания полагать, что остальные расчетные параметры заданы достаточно надежно и погрешности их задания не могут поэтому внести существенную составляющую в суммарное отклонение результатов расчета от натурных данных. Удобно проводить уточнение, располагая данными сопоставления с натурой двух вариантов расчета с различными значениями подбираемого параметра, особенно, если получается «вилка», т. е., если отклонения расчетных дан-

ных от натурных имеют в этих вариантах расчета различные знаки.

Практически обычно наибольшие затруднения вызывает задание зависимостей $K = f(H)$ (Грушевский, 1967а; Васильев и др., 1965; Прейссман, 1965 и т. д.). Это связано, в первую очередь, с тем, что в большинстве случаев нет достаточного количества кривых расходов, построенных по непосредственным измерениям (особенно для рек с поймой).

При наличии кривых расходов можно построить кривую $K(H)$, характеризующую среднее значение пропускной способности русла для расчетного участка. Однако это еще не дает достаточно хорошей характеристики изменения пропускной способности вдоль всего протяжения участка. Такой характеристикой могли бы быть зависимости $K = f(H)$, построенные для границ участка при допущении о линейном законе изменения пропускной способности русла вдоль участка. Однако эти зависимости могут содержать погрешности, связанные с ошибками определения глубин из-за переломов продольного профиля дна от участка к участку, а также с недостаточной надежностью кривых расходов. Поэтому целесообразно уточнять по данным наблюдений зависимости $K = f(H)$ для створов, для которых расчетные уровни заметно отклоняются от наблюденных. Уточнение не должно превышать точности определения исходных кривых модуля расходов (обычно 10—15%). Выполненные расчеты (см. гл. 9) показали, что для объектов с относительно большим уклоном дна некоторое изменение значений K в каком-либо створе практически влияет на ход уровней только в данном створе и на небольших участках выше и ниже него.

Еще менее надежно, чем для открытого русла, первоначальное задание кривых $K=f(H)$ для зимних условий (пересчет от летней кривой $K(H)$ к зимней основывается обычно на графике $K_з=f(Q_л)$, строящемся по наблюдениям). Принципы уточнения расчетных кривых по данным наблюдений здесь остаются теми же, что и для открытого русла. Следует, однако, иметь в виду возможность изменения этих кривых от сезона к сезону и даже в течение сезона. Во избежание неучета таких изменений рекомендуется проводить рекогносцировочные обследования состояния ледяного покрова и контрольные измерения расходов воды подо льдом.

Для расчетов часто задается такой вариант зависимости $K_з=f(Q_л)$, а следовательно, и зависимости $K=f(H)$ для зимних условий, который дает некоторый запас с точки зрения обеспечения соответствующих потребностей народного хозяйства.

Самыми сложными для расчетов неустановившегося движения воды в русле являются случаи относительно широкой поймы сложного строения. Нынешний уровень знаний не всегда дает возможность выполнения расчетов при таких поймах. Вопрос

об условиях, при которых такой расчет возможен на базе существующих методов, требует дополнительного рассмотрения. Некоторые соображения по этому вопросу, а также о подборе расчетных параметров в таких случаях приводятся ниже, в § 5.

§ 4. Рекомендации по решению отдельных задач

Иногда для судоходства и для затопления пойм в целях сельского или рыбного хозяйства нужно решить следующую обратную задачу: создать в створе ГЭС такой специальный попуск (искусственный паводок), чтобы при минимальной затрате воды из водохранилища обеспечить в рассматриваемом створе паводок данной высоты и продолжительности. Высота паводка может характеризоваться номинальным расходом $Q_{ном}$. Получить оптимальный прямоугольный гидрограф (или ход уровней) оказывается невозможным, так как искусственный паводок при распространении вдоль реки распластывается и его форма приближается к характерной для естественного паводка, причем в тем большей степени, чем дальше от ГЭС расположен рассматриваемый створ. Поэтому речь может идти лишь о возможном приближении формы паводка к прямоугольной.

Для обеспечения в рассматриваемом створе предельно крутого подъема следует дать во входном створе в течение короткого времени максимально возможный (с учетом пропускной способности сооружений и по условиям безопасности) начальный расход Q_{max}, который затем должен быть снижен до номинального $Q_{ном}$. В течение некоторого времени в створе ГЭС расход $Q_{ном}$ должен сохраняться, а потом сброс воды из водохранилища может быть прекращен. Практические рекомендации по приближенному расчету входного гидрографа (длительность выдерживания расхода Q_{max}, закон убывания расхода до $Q_{ном}$ и т. д.), исходящие из понятия о кривой добегания, приводятся в работе Г. П. Калинина (1963).

Для решения многих практических вопросов достаточно рассчитать распластывание волны попуска или паводка, т. е. снижение максимальных расходов по длине реки. Изложим кратко сущность рекомендаций по расчету снижения Q_{max}, подробнее описанных в работе Н. С. Нечаевой (1960).

При определении распластывания паводка на бесприточном участке реки основную роль играет отношение регулирующей емкости русла W (соответствующей превышению объема воды в паводок в пределах всего участка между входным и выходным створами над объемом при установившемся движении) к объему паводка, выражаемому в виде $\Delta t \Sigma Q'$ [1]. Участок между

[1] Обычно объем паводка представляют в виде суммы значений расходов с интервалом через единицу времени (сутки, час) за весь период прохождения

входным и выходным створами делится на характерные участки (по методу Калинина—Милюкова). Если можно схематизировать входной и выходной гидрографы в виде треугольника и предположить, что регулирующие объемы на всех характерных участках одинаковы, то расчет снижения расходов можно провести по приближенной формуле

$$\gamma = \frac{Q''_{\max}}{Q'_{\max}} = \left(1 - \frac{W}{N\,\Delta t \sum Q'}\right)^N, \qquad (13.4)$$

где N — число характерных участков. При $N > 5$ дальнейшее увеличение числа характерных участков практически не играет роли. При малом отношении $\frac{W}{\Delta t \sum Q'}$ ($\leqslant 0{,}2$), что обычно имеет место для больших равнинных рек, влияние N характерных участков будет практически таким же, как и влияние одного участка, т. е. в формуле (13.4) можно положить $N=1$. Если форма гидрографов далека от треугольной, в расчет вводятся соответствующие поправки (Нечаева, 1960).

Распластывание волны п о п у с к а определяется по формуле

$$\frac{Q''_{\max}}{Q'_{\max}} = 1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau}}\left[1 + \frac{\Delta t}{\tau} + \frac{1}{2!}\left(\frac{\Delta t}{\tau}\right)^2 + \right.$$
$$\left. + \ldots + \frac{1}{(N-1)!}\left(\frac{\Delta t}{\tau}\right)^{N-1}\right], \qquad (13.5)$$

где τ — время добегания вдоль одного характерного участка (по существу, коэффициент пропорциональности между объемом воды на участке и расходом в его замыкающем створе); Δt — расчетный интервал времени (в течение которого входной расход принимается постоянным).

В случае когда приходится многократно проводить расчет максимальных и минимальных уровней для участка реки, расположенного в нижнем бьефе ГЭС, для которого имеются данные наблюдений, целесообразно построить по этим данным с учетом времени добегания эмпирические зависимости максимальных (минимальных) уровней в интересующем створе либо от максимальных (минимальных) уровней непосредственно в нижнем бьефе ГЭС, либо от максимальных (минимальных) нагрузок ГЭС (Методические указания, 1964). В последнем случае лучше принимать в качестве аргумента средние нагрузки за несколько часов (например, для Волжской ГЭС им. XXII

паводка, т. е. принимают $\Delta t = 1$. Однако исключить величину Δt из формул для расчета $Q_{\max}$, как это обычно делают (Нечаева, 1960), неправильно, так как при этом нарушаются размерности составляющих величин.

съезда КПСС за 3—4 часа), так как экстремальные уровни определяются не только величинами, но и продолжительностью экстремальных нагрузок ГЭС.

Часто в интересах судоходства возникает задача определения минимальных глубин и уровней при попусках в нижнем бьефе ГЭС. Характер влияния на минимальный уровень (для данного створа реки) определяющих его параметров типового гидрографа в створе ГЭС (величина и длительность стояния минимального расхода, интенсивность изменения расходов, форма гидрографа в период прохождения малых расходов) был выявлен в лабораторных исследованиях Е. К. Рабковой (см. гл. 11). Полученные результаты могут быть использованы при разработке рекомендаций по составлению графиков работы ГЭС, обеспечивающих необходимые судоходные глубины.

§ 5. Учет влияния поймы

При наличии затопляемой поймы для решения вопроса об учете ее влияния следует сначала по имеющимся материалам (топографические данные, аэрофотосъемки разливов и т. д.) составить общее представление о характере поймы и общей картине неустановившегося движения (см. гл. 1, § 6 и гл. 12, § 2) и о границах затопления.

При этом следует иметь в виду, что одноразмерные уравнения неустановившегося движения непосредственно не учитывают всю картину явления. Даже в относительно простой и не встречающейся в природе в чистом виде умозрительной схеме параллельности продольных осей русла и поймы и простого рельефа последней (гл. 12, § 2, п. А) приходится считаться с кинематическим эффектом взаимодействия руслового и пойменного потоков. Этот эффект может быть учтен соответствующим заданием гидравлических сопротивлений по глубине, однако вопрос о величине этих сопротивлений в зоне глубин непосредственно выше бровки меженного русла требует дальнейших исследований. В более сложных случаях русла с поймой возможность и целесообразность применения одномерной расчетной модели требует еще более осторожного рассмотрения (Федосеев, 1967а и б). Методика расчетов распространения волн попусков и паводков в русле с поймой к настоящему времени не разработана, поэтому для каждого конкретного случая вопрос должен решаться особо. Для общей ориентировки можно дать лишь отдельные рекомендации, вытекающие из имеющегося опыта расчетов и логических соображений и излагаемые ниже.

При наличии поймы нельзя уже просто отсчитывать продольную координату по динамической оси русла или его фарватеру (гл. 1, § 1), так как приходится учитывать спрямление потоком пути, которое в ряде случаев может быть весьма значительным.

Для частиц воды, выходящих на пойму и проходящих на отметках, заметно превышающих отметки бровки, расстояние между створами будет меньшим, чем для частиц воды, текущих по меженному руслу. Поэтому чтобы не исказить скорость и время добегания волны, в расчет приходится вводить какую-то средневзвешенную длину расчетного участка $L_{ср.\ взв}$, тем меньшую, чем более затоплена пойма. При этом во избежание завышения аккумулирующих емкостей следует проводить поперечники, с которых снимаются площади F или ширины B живых сечений, перпендикулярно принятой в расчете (и имеющей длину $L_{ср.\ взв}$) продольной оси русла с поймой. Если приходится использовать поперечники, составляющие острый угол с этой осью (например, нормальные к живым сечениям меженного русла), то значения F или B, отвечающие разным глубинам, должны быть умножены на соответствующие коэффициенты, меньшие единицы (косинусы углов между этими поперечниками и нормалями к продольной оси русла). Иногда может быть целесообразным пользоваться поперечниками, проектирующимися на горизонтальную плоскость в виде ломаной линии (см. рис. 8.17). Некоторые соображения по этому вопросу приводятся в книге Н. А. Картвелишвили (1968).

Относительно более простыми являются случаи, когда пойма имеет сглаженный микрорельеф, в основном не выходит за пределы полосы меандрирования и имеет поперечный уклон, направленный в сторону русла (Грушевский, 1967а). При определенных уровнях выше бровки затопленная часть поймы примыкает здесь непосредственно к руслу. В этих случаях особенно важно учесть характер изменения живого сечения по длине. Поэтому здесь предпочтительно применять методы расчета (и алгоритмы), в которых русло разбивается на непризматические расчетные участки с изменением по длине по заданному закону поперечного сечения или ширины реки. При этом желательно располагать границы расчетных участков в тех створах, где по длине реки увеличение поперечного сечения сменяется его уменьшением (расширение сменяется сужением), или наоборот, иначе говоря, в створах, где живые сечения (ширины) экстремальны (см. гл. 9, § 4).

Более сложными являются случаи, когда пойма во много раз шире русла, выходит за пределы полосы меандрирования, имеет пересеченный рельеф, повышенную прирусловую часть, много бессточных (в направлении оси долины) понижений и т. д. (Федосеев, 1968а). В этих случаях обычный расчет дает более или менее приемлемые результаты лишь для высоких половодий, когда практически вся пойма затоплена и существует единый транзитный пойменный поток, направленный вдоль оси долины, и при малых уровнях, когда вода почти не выходит на пойму.

Наиболее сложен расчет при средних уровнях, когда пойма затапливается лишь частично и на небольшую глубину. Учет влияния поймы при средних уровнях существенно затрудняется отсутствием четкого представления о картине явления и явно недостаточным количеством информации. В связи с этим к настоящему времени не разработана методика расчета в таких условиях. Одним из возможных способов приближенного учета влияния поймы в таких случаях может быть искусственное временное уменьшение при расчете действующего (аккумулирующего) объема по сравнению с полученным непосредственно по топографическим данным. Вопрос о величине такого уменьшения весьма сложен и требует специального изучения. При этом, чтобы не возникало несоответствие расчетных аккумулирующих емкостей натурным, следует задать в период повышения уровней отток воды из реки для затопления «отсеченных» объемов, а при понижении уровней — соответствующий обратный приток воды в реку с учетом уменьшения объема на ту его часть, которая остается в бессточных понижениях рельефа. Так, например, если живые сечения задаются в виде зависимостей $B=f(H)$, можно при малых глубинах на пойме задавать искусственно уменьшенные ширины. Аналогичные изменения вносятся в исходные данные и в тех случаях, когда морфометрия русла задается через кривые объемов. Удобно задать отток и впоследствии приток воды в виде дополнительного объема, сосредоточенного в каком-либо створе и зависящего от уровня воды. Такая возможность предусмотрена в алгоритме расчетов по методу Института гидродинамики (ИГ) (см. гл. 4).

Критерием правильности выбора величины временного «отсечения» объема может быть (при наличии данных наблюдений) совпадение расчетной скорости распространения гребня волны с наблюденной. Сохранение натурных русловых объемов (точнее, площадей поперечного сечения) вдоль расчетного бьефа имеет важное значение для получения правильных величин средних скоростей потока, а значит, и скорости распространения волны.

В работе Федосеева (1967б) рассмотрены вопросы расчета неустановившегося движения воды в реке со сложной поймой для различных случаев строения поймы и диапазона уровней, при которых наблюдается изоляция главного русла от поймы, иначе говоря, для случаев отсутствия воды на пойме, наличия там воды без транзитного ее движения и для разных случаев транзитного движения воды вдоль поймы. Приводятся рекомендации по первоначальному заданию расчетных параметров и по их уточнению с помощью сопоставления с материалами наблюдений, т. е. путем косвенного решения обратной задачи расчета неустановившегося движения воды в реках (см. выше, § 3).

§ 6. Учет влияния ледяного покрова

При необходимости расчета неустановившегося движения воды в зимних условиях нужно прежде всего разобраться в имевшей место или предполагаемой ледовой обстановке и влиянии ее на распространение волн попусков и паводков (см. выше, гл. 12). Отдельные участки, на которых ледяной покров примерзает к берегам (это, по-видимому, может иметь место лишь в суровые зимы на малых и средних реках), а также участки с зажорами и заторами должны рассматриваться особо. Полынья (майна) выделяется в самостоятельный участок, расчеты для которого ведутся по условиям открытого русла (Рахманов и Круковский, 1939 и др.). Длина полыньи при оперативных расчетах назначается по данным наблюдений, при проектных расчетах выбирается по результатам специальных ледотермических расчетов для холодных зим (Гильденблат, 1956). Остальная часть бьефа, на которой лед находится на плаву, также разделяется на участки, каждый из которых характеризуется более или менее одинаковыми вдоль участка ледовыми условиями (толщина льда, количество шуги и т. д.). Предполагается, что ледовая обстановка не изменяется в течение всего периода времени, для которого производится расчет.

Расчеты неустановившегося движения при наличии ледяного покрова (имеется в виду полный расчет с использованием строгих методов [1]) выполняются по тем же формулам, что и для открытого русла, но в расчеты вводится зимний коэффициент $K_з=\frac{Q_з}{Q_л}$, меняющийся с величиной расхода $Q_л$. Здесь $Q_з$ и $Q_л$ — соответственно расходы воды подо льдом и при открытом русле (зимний и летний расходы), отвечающие одному и тому же уровню.

В ряде случаев можно строить зимние кривые расходов, поднимая летние кривые параллельно себе на некоторую высоту Δz, определяемую по наблюдениям как разность отметок уровней зимой и летом при одинаковых расходах. Это соответствует принятию допущения о равенстве уклонов водной поверхности в зимний и летний периоды [Русинов (1967а), а также см. гл. 9].

Предпочтительнее, конечно, вычислять зимние модули расходов тем же способом, что и летние кривые $K=f(H)$, используя «елочку расходов» для зимних условий (Архангельский, 1947). Это позволяет точнее учесть изменения уклонов водной поверхности в зимних условиях на различных расчетных участках. Однако такие зимние «елочки» редко имеются в наличии,

[1] Имеются и предложения по использованию для такого расчета метода Калинина—Милюкова (Гофштейн, 1965).

так как для этого нужно предварительно неоднократно измерять различные расходы при ледяном покрове.

При решении уравнения неразрывности учитывается уменьшение площади живого сечения за счет льда, находящегося в потоке. При отсутствии кривой расходов можно проводить расчеты без использования $K_э$, но с введением в формулу Маннинга [для определения коэффициента Шези в уравнении (3.1)] приведенного коэффициента шероховатости n, выраженного через коэффициент шероховатости русла n_1 и коэффициент шероховатости нижней поверхности ледяного покрова n_2 [в работе Нежиховского (1964) используется, по существу, более точный термин «шуголедяной покров»] по формуле Белоконя-Сабанеева

$$n = 0{,}63 n_1 \left(1 + \alpha^{1{,}5}\right)^{2/3}, \tag{13.6}$$

где $\alpha = \frac{n_2}{n_1}$.

Практически те же результаты дает более простая формула

$$n = \frac{n_1 + n_2}{2}. \tag{13.7}$$

В течение зимнего периода коэффициент n_2 постепенно убывает. Его величину можно рассчитать по формуле

$$n_2 = 0{,}01 + \left(n_{2_{\text{нач}}} - 0{,}01\right) e^{-\varkappa T}, \tag{13.8}$$

где T — число дней после ледостава; $\varkappa$ — параметр, зависящий от суровости зимы и количества полыней в ледяном покрове; 0,01 — среднее конечное значение коэффициента n_2. Рекомендации по заданию значений $n_{2_{\text{нач}}}$ в зависимости от начальной толщины шуголедяного покрова и его состава (из рыхлой или промерзшей шуги или льда) и по заданию $\varkappa$ даны в работе Нежиховского (1967) и приводятся также в Пособии по расчетам неустановившегося движения воды в реках (1967).

Имеются также рекомендации по определению приведенного коэффициента шероховатости, основанные на лабораторных исследованиях (Рось, 1965; Синотин и Генкин, 1966). Авторы последней работы рекомендуют использовать формулу

$$n = \sqrt{n_1 n_2}, \tag{13.9}$$

причем

$$n_2 = \frac{0{,}11}{n_1}\left(\frac{v_*}{v_{\max}}\right)^{2{,}3}. \tag{13.10}$$

В формуле (13.10) $v_{\max}$ — максимальная скорость, находящаяся на расстоянии H от дна; $v_* = \sqrt{gHi}$ — динамическая скорость.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящей работе изложены исследования неустановившегося движения воды в реках, выполненные в течение ряда лет автором и группой руководимых им сотрудников Отдела русловых процессов ГГИ. Основное содержание и результаты исследований можно сформулировать в следующих пунктах.

1. Рассмотрена общая физическая картина неустановившегося движения воды в различных специфических условиях естественных русел и проведено упорядочение ряда понятий (попуски, паводки и половодья, различные понятия скорости и времени добегания волны).

2. Рассмотрены задачи, методы и практические возможности расчетов неустановившегося движения воды, требования к комплекту и подготовке исходных данных для расчетов. Дана принципиальная постановка задачи о схематизации исходных данных (морфометрические и гидравлические характеристики объекта, начальные и граничные условия).

3. На этой базе обоснована необходимость выполнения комплексных исследований неустановившегося движения воды в реках, т. е. исследований, включающих постановку натурных наблюдений и анализ материалов наблюдений, лабораторный эксперимент и численный эксперимент на электронных вычислительных машинах как для конкретных участков рек, так и для гипотетических русел простейшей формы. Изложены возможности, преимущества и недостатки каждого из указанных видов исследований, дополняющих друг друга.

4. Охарактеризовано значение натурных наблюдений как первоосновы исследований. Выделены виды наблюдений, которые могут быть использованы при исследованиях распространения волн попусков и паводков в реках. Приведены сведения об имеющихся материалах детальных наблюдений, выполненных ГГИ и Гидропроектом, а также о других натурных данных.

Изложены результаты анализа натурных материалов для ряда участков рек (Верхняя Волга, Тверца, Иртыш, Свирь). Этот анализ позволил осветить целый ряд сторон процесса в условиях рек без поймы и с поймой, а также при наличии ледяного покрова. В частности, получены данные о распластывании волн попусков, паводков и половодий, о скорости добегания гребня волны, о синхронных связях расходов и модулей расходов с уровнями при нестационарном режиме и т. д.

5. Сформулированы различные аспекты численных экспериментов для конкретных участков рек. Изложена постановка и результаты численных экспериментов для участков Верхней Волги, Тверцы, Иртыша, Оредежи, Свири, Оби. На основе этих расчетов и сопоставления с соответствующими материалами наблюдений получен ряд выводов, относящихся к рекам без

поймы и с поймой при наличии и отсутствии подпора, в летних и зимних условиях, и касающихся как сущности физических явлений, так и способов задания расчетных параметров для тех или иных специфических условий.

6. Приведены сведения о постановке и результатах численных экспериментов, выполненных для гипотетических русел простейшей формы и позволивших вскрыть в чистом виде некоторые стороны процесса. Выяснены особенности распространения воли попусков в призматическом русле как в нижнем, так и в верхнем бьефах в зависимости от формы гидрографа и интенсивности изменения расходов в створе возмущения, а также от вида граничного условия вдали от этого створа. В частности, получены циклы из четырех волн, рассмотрены случаи перехода волны в прерывную, обнаружены слабовыраженные явления резонанса. Сопоставлены результаты расчетов для аналогичных задач по методу Института гидродинамики СО АН СССР и по методу характеристик. Проанализированы синхронные связи расходов волны с уровнями, полученные при численном эксперименте, в зависимости от параметров русла и гидрографа попуска в створе возмущения. Обнаружены два вида трансформации этих связей («петель попусков») по длине русла, рассмотрены возможности построения петель по имеющимся кривым расходов для установившегося режима, и наоборот. По данным численных экспериментов исследовано влияние параметров русла и поймы на скорость распространения гребня волн попусков в условиях призматического русла с поймой. Описана физическая картина процесса распространения волн в таких условиях.

7. Рассмотрены данные лабораторных исследований распространения длинных волн в призматическом русле без поймы и с поймой, а также на моделях конкретных объектов. Описаны изменение профиля волны по мере ее распространения вдоль призматического русла, возникновение на теле основной волны вторичных волн (ондуляций), кинематический эффект взаимодействия руслового и пойменного потоков с параллельными осями и т. д.

8. Выполнено обобщение результатов всех видов комплексных исследований с учетом также опубликованных данных и сформулированы основные черты и некоторые особенности неустановившегося движения воды в беспойменном русле, русле с поймой и в зимних условиях. Для условий беспойменного русла это относится к процессу распространения волн (в частности, к снижению максимальных расходов по длине реки), к синхронной зависимости расходов и модулей расходов от уровней, к влиянию на результаты расчетов недостаточной длины участка, в конце которого задана однозначная зависимость расходов от уровней, к скорости распространения гребня волны. Приводятся соображения о влиянии поймы на неустано-

вившееся движение воды. Получена общая картина трансформации волны в призматическом русле с поймой: выделены четыре специфические зоны по глубине затопления поймы, выведена и апробирована с помощью численных экспериментов формула для скорости распространения гребня волны в русле с поймой, являющаяся обобщением формулы Седдона, и рассмотрен физический смысл полученной формулы.

9. Подытожены полученные в результате всех выполненных исследований рекомендации по расчетам неустановившегося движения воды в реках, включающие выбор метода расчета, способы задания расчетных параметров в различных условиях, соображения о решении отдельных задач и об учете влияния поймы и ледяного покрова. Такие рекомендации, как и изложенные выше исследования, естественно, не могли быть исчерпывающими.

Комплексные исследования распространения волн попусков и паводков в реках, выполненные за последние годы в Государственном гидрологическом институте, и другие работы в этой области позволили выяснить многие стороны сложного процесса, разобраться во влиянии на него и взаимодействии различных факторов — параметров русла, его гидравлических сопротивлений, формы гидрографа во входном створе, начальных условий и т. д. Это дало возможность предложить целый ряд рекомендаций по заданию расчетных параметров для разных случаев и задач расчета неустановившегося движения воды, по выбору методов или группы методов расчета. Принципиальное значение при этом имело то обстоятельство, что исследовались возможности, точность и границы применения одномерной модели — классических уравнений неустановившегося движения воды (уравнений Сен-Венана). Эта одномерная модель, конечно, не описывает всех особенностей, всей сложности натурного явления, однако позволяет во многих случаях схематизировать его с достаточной для практических целей точностью. Это относится прежде всего к неустановившемуся движению воды в беспойменных открытых руслах. В других случаях, например, при наличии поймы или для зимних условий, дело обстоит сложнее.

Надо иметь в виду, что одномерная модель, основанная на осреднении скоростей по всему сечению, не позволяет непосредственно исследовать такие явления, как кинематический эффект на границе русла и поймы, затопление поймы сложного строения, гидравлические сопротивления при заторах и зажорах и т. д. Однако и в таких случаях часто удается получить удовлетворительное совпадение расчетных данных с натурными с помощью соответствующего учета этих явлений или ценой некоторого ограничения области, где можно применять такое решение, например, при исключении уровней, отвечающих малой глубине затопления поймы.

Для поймы сложного строения или для некоторых явлений, связанных с зимним режимом рек, в ряде случаев удается найти подход к расчету даже в условиях, когда допущения, положенные в основу уравнений Сен-Венана, явно не выдерживаются: именно — эти обстоятельства удается учитывать путем соответствующего задания расчетных параметров. Такие случаи, конечно, требуют дальнейшего детального изучения.

Существенный интерес, с точки зрения понимания таких возможностей и пределов применения одномерной модели к реальным объектам, представляют, с одной стороны, сопоставление с натурными данными результатов расчетов для этих объектов при различном задании расчетных параметров, с другой стороны, численные эксперименты на гипотетических руслах, позволяющие выделить в чистом виде качественное влияние этих параметров. При этом набор полученных решений позволяет уточнить границы применения существующих приближенных формул или получить новые, более точные зависимости. Оба эти направления нашли широкое развитие, особенно при исследовании неустановившегося движения воды в реке с поймой.

Еще не являются вполне ясными и представляют как теоретический, так и практический интерес многие вопросы неустановившегося режима в беспойменных открытых руслах. Это относится, например, к синхронным связям расходов с уровнями, важным с точки зрения гидрометрии и расчетов неустановившегося движения воды, а также к синхронным связям модулей расходов с уровнями, характеризующим гидравлические сопротивления при неустановившемся режиме. Анализ таких связей раскрывает новые стороны процесса и позволяет делать выводы, имеющие более общее значение и применимые к более сложным условиям, например, к пойменным руслам и к зимним условиям.

Попытаемся сформулировать некоторые вопросы, связанные с проникновением в сущность процессов неустановившегося движения воды в реках и требующие дальнейшего изучения. При этом мы ясно отдаем себе отчет в том, что перечень может оказаться неполным и что возможны многочисленные, в значительной степени отличающиеся друг от друга точки зрения в этом отношении.

Отметим прежде всего, что для решения ряда задач следует идти дальше допущений, положенных в основу вывода уравнений Сен-Венана. Как показывают результаты соответствующего анализа, принятие члена сопротивления в виде $\frac{Q|Q|}{K^2}$ или $\frac{v|v|}{C^2R}$ в условиях неустановившегося движения не всегда оправдано. Поэтому возникает проблема исследования изменения гидравлических сопротивлений в условиях неустановившегося режима по сравнению с таковыми для режима установившегося. Эти изменения должны, видимо, рассматриваться отдельно для стадий

увеличения и уменьшения расходов, для открытого русла и зимних условий, для наличия растительности и т. д.

Несмотря на сложность этой проблемы, решение ее еще не дает полной уверенности в успехе расчета для любых природных условий, поскольку во многих случаях происходят явления, не укладывающиеся в одномерную схему, например, при пойме сложного строения. В таких случаях в принципе перспективен переход к двумерной модели, учитывающей изменение скорости по ширине потока — от вертикали к вертикали — или (например, для зимних условий) по глубине русла. Здесь не случайна оговорка «в принципе», так как задание исходной информации для двумерных моделей является делом очень трудным, а в ряде случаев практически неразрешимым.

Особая проблема — учет взаимодействия руслового и подруслового потока (пойменного регулирования). Здесь уже приходится иметь дело не только с топографическими и гидрометрическими, но и с гидрогеологическими данными.

Мы не говорим здесь о вопросах, связанных с прерывными волнами, распространением длинных волн по сухому руслу, с неустановившимся движением в бурном потоке при наличии кавитации, с напорным неустановившимся движением и т. д., поскольку все эти вопросы выходят за пределы основной проблемы, рассматриваемой в книге.

Кроме проблем, связанных с дальнейшим обобщением уравнений Сен-Венана, возникает и ряд важных проблем использования этих уравнений (в частности, задания расчетных параметров) для более широкого класса случаев. Это относится к неустановившемуся движению при наличии поймы сложного строения (о чем в книге идет речь), разветвленной гидрографической сети и т. д.

Наконец, далеко еще не все ясно и при описании явления и расчетах для относительно простых случаев. Здесь возникает проблема решения задачи о схематизации объекта и краевых условий, т. е. о требованиях к аппроксимации расчетных параметров. Не менее важна задача дальнейшего наведения порядка в большом количестве методов расчета (кое-что в этом отношении сделано, в частности, в ГГИ и Гидрометцентре). Речь идет об апробации области применения того или иного метода, точности и надежности получаемых результатов и т. д. Апробация эта может быть основана как на теоретических соображениях, так и на практических расчетах (и сопоставлении результатов расчетов с материалами наблюдений), а также на численном эксперименте.

Изложенное показывает, что целый ряд проблем требует дальнейших исследований распространения волн попусков и паводков в реках. На этом пути нас ждут новые интересные и полезные результаты.

ЛИТЕРАТУРА

Агасиева С. И. и Барекян А. Ш. 1965. Результаты лабораторных исследований русла водоприемника при выходе потока на пойму. Тр. ВНИИГиМ, т. XLIII. Гидротехника.

Агасиева С. И. и Барекян А. Ш. 1961. Изменение средних скоростей главного русла и коэффициента Шези при прохождении паводка. Метеорология и гидрология, № 9.

Аполлов Б. А., Калинин Г. П., Комаров В. Д. 1960. Гидрологические прогнозы. Гидрометеоиздат, Л.

Архангельский В. А. 1947. Расчеты неустановившегося движения в открытых руслах. Изд. АН СССР, М.—Л.

Архангельский В. А. 1940. Графоаналитический метод расчетов неустановившегося течения в бьефах речных гидроустановок при суточном регулировании. Изв. ВНИИГ, вып. 27.

Балуева А. С. 1956. Неустановившееся движение жидкости в открытых руслах. Тр. ЛГМИ, вып. 4.

Барекян А. Ш. 1960. О пропускной способности отрегулированных русел рек и их пойм при прохождении паводков. Торфяная промышленность, № 3.

Белоконь С. Н. 1940. Инженерная гидравлика потока под ледяным покровом. Госэнергоиздат, М.—Л.

Березин И. С. и Жидков Н. П. 1962. Методы вычислений, т. 2, Физматгиз, М.

Бернадский Н. М. 1933. Речная гидравлика, ее теория и методология, т. 1. Общие формы речного течения. Госэнергоиздат, М—Л.

Бобылев Д. 1898. Очерк теории водяных течений, выработанный Буссинеском. Изд. Ин-та инженеров путей сообщения, Спб.

Большаков В. А. 1966. Анализ современных направлений изучения неустановившегося движения воды в открытых руслах. Гидравлика, вып. 2. «Наукова думка», Киев.

Браславский А. П. 1950. Приближенный способ расчета колебаний уровня при неустановившемся движении воды. Тр. ГГИ, вып. 26.

Будак Б. М. [и др.]. 1963. Решение задачи о неустановившемся движении воды в водохранилище с помощью электронной вычислительной машины. Метеорология и гидрология, № 12.

Васильев О. Ф. [и др.]. 1963. Численный метод расчета распространения длинных волн в открытых руслах и приложение его к задаче о паводке. ДАН СССР, т. 151, № 3.

Васильев О. Ф., Квон В. И. 1966. О влиянии нестационарности при движении открытого потока жидкости. Журнал прикладной механики и технической физики, № 1.

Васильев О. Ф., Темноева Т. А., Шугрин С. М. 1965. Численный метод расчета неустановившихся течений в открытых руслах. Изв. АН СССР, Механика, т. 2.

Ведерников В. В. 1947. Волны попусков реальной жидкости. Сб. «Неустановившееся движение водного потока в открытом русле». Изд. АН СССР, М.
Виноградова Е. А., Кононкова Г. Е. 1965. Экспериментальное исследование трансформации попусковой волны на модели водохранилища речного типа. Метеорология и гидрология, № 10.
Воеводин А. Ф. [и др.]. 1965. Расчет неустановившегося движения на р. Тверце с помощью электронной вычислительной машины. Тр. ГГИ, вып. 121.
Гелета И. Ф. 1965. Опыт применения методов мгновенных режимов и Г. П. Калинина и П. И. Милюкова к расчетам неустановившегося режима р. Водлы. Вестник ЛГУ, № 12.
Гендерсон Ф. М. 1965. Паводочные волны в призматических руслах. Сб. переводных статей под ред. М. С. Грушевского и Л. С. Кучмента. «Электронные вычислительные машины в гидрологии». Гидрометеоиздат, Л.
Гильденблат Я. Д. 1956. Некоторые вопросы, связанные с расчетами неустановившегося движения и оценкой располагаемых по напору пиковых мощностей гидроэлектростанции. Сб. «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6.
Гильденблат Я. Д., Макулов В. В. и Семиколенов А. С. 1948. Неустановившийся режим нижнего бьефа гидростанции. Сб. «Проблемы регулирования речного стока», вып. 2. Изд. АН СССР, М.
Годунов С. К. и Рябенький В. С. 1962. Введение в теорию разностных схем. Физматгиз, М.
Горбунов Ю. В. 1965. Прогноз расходов и уровней р. Ангары у Братской ГЭС с помощью электронного моделирующего устройства. Тр. ЦИП, вып. 141.
Гордиков А. В. и Россомахин М. В. 1961. Поперечные уклоны водной поверхности затопленной поймы (на примере р. Иртыша). Тр. ГГИ, вып. 88.
Гофштейн Л. С. 1965. Применение методики Г. П. Калинина — П. И. Милюкова для расчета неустановившегося движения воды в зимних условиях. Тр. ЦИП, вып. 141.
Грин Г. Б. 1966. Исследование проблемы попусков из водохранилищ в нижние бьефы гидроузлов. Автореферат дисс. МГУ, М.
Грушевский М. С. 1968. Комплексные исследования неустановившегося движения воды в реках, выполненные в ГГИ. Тр. ГГИ, вып. 161.
Грушевский М. С. 1967а. Некоторые вопросы расчетов неустановившегося движения воды в реках. Тр. ГГИ, вып. 140.
Грушевский М. С. 1967б. Влияние поймы на распространение паводочных волн вдоль реки. Международный симпозиум по паводкам и их расчетам 15—22 августа 1967 г. Изд. ГГИ, Л.
Грушевский М. С. 1966. Численный эксперимент как метод исследования неустановившегося движения воды в естественных руслах. Тр. ГГИ, вып. 136.
Грушевский М. С. 1965. Некоторые вопросы неустановившегося движения воды в естественных руслах и водоемах. Тр. ГГИ, вып. 121.
Грушевский М. С. 1964а. Некоторые особенности распространения волн попусков в призматическом русле (по расчетам на электронных цифровых машинах). Тр. ГГИ, вып. 117.
Грушевский М. С. 1964б. О влиянии пойм на распластывание волн попусков (по материалам натурных исследований ГГИ на р. Тверце). Тр. ГГИ, вып. 117.
Грушевский М. С. 1962а. Использование электронной цифровой машины для расчета неустановившегося движения воды в призматическом русле. Тр. ГГИ, вып. 94.
Грушевский М. С. 1962б. Расчет попуска на р. Иртыше для орошения поймы. Тр. ГГИ, вып. 94.

Грушевский М. С. 1961. Лабораторные исследования динамики ленинградских наводнений. Тр. Океанографической комиссии, вып. XI.
Грушевский М. С. 1953. Распространение длинной волны в прямоугольном канале с горизонтальным и наклонным дном. Тр. ГГИ, вып. 40 (94).
Грушевский М. С. 1951. О свободных колебаниях воды в мелководных бассейнах. Тр. ГГИ, вып. 28 (82).
Грушевский М. С. и Иванова А. А. 1965. Машинные расчеты неустановившегося движения воды по неявной разностной схеме и сопоставление их с расчетами методом характеристик. Тр. ГГИ, вып. 121.
Грушевский М. С., Русинов М. И., Федосеев В. А. 1965. Расчеты затопления поймы р. Иртыша. Тр. ГГИ, вып. 121.
Грушевский М. С. и Эриксон В. А. 1968. Исследование волн попусков в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС. Тр. ГГИ, вып. 161.
Гутсон М. Г. 1961. Расчет неустановившегося режима в нижнем бьефе гидроэлектростанции на быстродействующей цифровой машине. Тр. ВНИИЭ, вып. XIII, Госэнергоиздат.
Демидович Б. П., Марон И. А., Шувалова Э. З. 1963. Численные методы анализа. Физматгиз, М.
Дохнадзе Г. П. 1967. Исследование распространения волн попусков на р. Оби в зимних условиях методом численного эксперимента. Тр. ГГИ, вып. 140.
Дульнев В. Б. 1961. Гидравлический прыжок-волна. Изв. ВНИИГ, т. 67.
Егиазаров И. В. 1937. Неустановившееся движение в длинных бьефах. Изв. НИИГ, т. 21.
Егиазаров И. В. 1931. К суточному регулированию гидроэлектрических станций. Экспериментальные исследования отрицательной волны излива в длинном потоке. Изв. науч.-мелиорат. ин-та, № 23.
Егиазарян Б. О. 1956. Приближенный расчет неустановившегося движения воды в нижнем бьефе при суточном регулировании. Гидротехническое строительство, № 7.
Еременко Е. В. 1966. Уравнения плоского движения открытых нестационарных потоков. Гидравлика и гидротехника, № 3. Изд. «Техника», Киев.
Железняк И. А. 1965. Регулирование паводочного стока. Гидрометеоиздат, Л.
Железняков Г. В. 1963. Относительный дефицит средней скорости неустановившегося открытого потока. Тр. ИИЖТ, вып. 176.
Железняков Г. В. 1961. Некоторые особенности движения потока при выходе его на пойму. Сб. «Управление поверхностными подземными водными ресурсами и их исследование». Изд. АН СССР, М.
Железняков Г. В. 1957. Исследование скорости движения паводочных волн. Вопросы гидрологии. Географический факультет. Изд. МГУ.
Железняков Г. В. 1950. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. Изд. АН СССР, М.—Л.
Залуцкий Э. В. 1966. О потерях энергии в турбулентных неравномерных открытых потоках. Сб. «Исследования турбулентных одно- и двухфазных потоков». Изд. «Наукова думка», Киев.
Знаменский В. А. 1966. Модельные исследования гидродинамики и санитарного состояния Невской губы. Тр. ГГИ, вып. 136.
Иванова А. А. 1968. Анализ натурных данных по измеренным расходам воды и гидравлическим сопротивлениям при неустановившемся движении воды. Тр. ГГИ, вып. 161.
Иванова А. А. 1967. Анализ связей расходов воды с уровнями при распространении волн попусков в призматическом русле (численные эксперименты). Тр. ГГИ, вып. 140.
Иванова А. А. 1966. Изменение связи расходов с уровнями по длине призматического русла при распространении волн попусков (численный эксперимент). Тр. ГГИ, вып. 136.

Иванова А. А. и Рупперт М. Л. 1966. Расчет распространения волн попусков на р. Свири в зимних и летних условиях и сопоставление его с натурными данными. Тр. ГГИ, вып. 136.

Исследования неустановившегося движения воды на реке Свири в зимних и летних условиях. 1963. Под ред. Кондратьева Н. Е. и Урываева В. А. Гидрометеоиздат, Л.

Исследования неустановившегося движения воды на реках Тверце и Оредеж. 1961. Под ред. Кондратьева Н. Е. и Урываева В. А. Гидрометеоиздат, Л.

Историк Б. Л. 1967. Принципы и некоторые особенности расчетов неустановившегося движения воды в речных руслах по методу мгновенных режимов на цифровых электронных вычислительных машинах. Автореферат дисс. ВНИИГ им. Веденеева, Л.

Историк Б. Л. 1964. Расчет неустановившегося движения воды в открытых водотоках на электронных вычислительных машинах. Тр. Гидропроекта, сб. 12, М.

Калинин Г. П. 1963. О гидрологическом обосновании формы искусственных паводков. Тр. ЦИП, вып. 117.

Калинин Г. П., Жидиков А. П. 1964. Расчет уровней и расходов воды ниже ГЭС. Тр. ЦИП, вып. 133.

Калинин Г. П., Кучмент Л. С. 1963. О численных методах решения уравнения Сен-Венана для расчета неустановившегося движения воды в реках. Метеорология и гидрология, № 6.

Калинин Г. П., Кучмент Л. С., Корень В. И. 1964. Численные эксперименты в гидрологии. Метеорология и гидрология, № 11.

Калинин Г. П., Милюков П. И. 1958. Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс. Тр. ЦИП, вып. 66.

Картвелишвили Н. А. 1968. Неустановившиеся открытые потоки. Гидрометеоиздат, Л.

Картвелишвили Н. А. 1961. Волновой режим нижних бьефов гидроэлектростанции при суточном регулировании. Тр. ВНИИЭ, т. XIII. Госэнергоиздат.

Колмогоров А. Н. и Фомин С. В. 1954. Элементы теории функций и функционального анализа. Вып. 1. Метрические и нормированные пространства. Изд. МГУ.

Корень В. И. 1967а. Исследование устойчивости некоторых явных разностных схем при интегрировании уравнений Сен-Венана. Метеорология и гидрология, № 1.

Корень В. И. 1967б. Неустановившееся движение в прямоугольном канале с периодически меняющейся шириной. Тр. ГМЦ, вып. 2.

Корень В. И. 1965. Особенности некоторых разностных схем численного интегрирования уравнений Сен-Венана при расчетах неустановившегося движения воды для случая слияния рек (на примере прямоугольных русел). Тр. ЦИП, вып. 141.

Корень В. И., Кучмент Л. С. 1967а. Численное интегрирование уравнений Сен-Венана по явным схемам при расчетах неустановившегося движения воды в реках. Тр. ГМЦ, вып. 8.

Корень В. И., Кучмент Л. С. 1967б. К постановке граничных условий при численном интегрировании уравнений Сен-Венана. Метеорология и гидрология, № 6.

Кривошей М. И. 1968. Лабораторное исследование трансформации длинной волны. Тр. ГГИ, вып. 147.

Кривошей М. И. 1965. Обзор лабораторных исследований неустановившегося движения воды в открытых руслах. Тр. ГГИ, вып. 121.

Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф. 1956. О распластывании волны высоких вод при продвижении по призматическому руслу. Сб. «Проблемы регулирования речного стока», вып. 6.

Крицкий С. Н. и Менкель М. Ф. 1968. Водное хозяйство СССР и задачи инженерной гидрологии. Тр. ГГИ, вып. 148.

Курант Р., Гильберт Д. 1945. Методы математической физики, т. 2. Гостехтеориздат, М.

Курдюмов Л. Д. 1965. К вопросу о движении паводка в транзитном призматическом русле. Сб. «Вопросы гидрологии», вып. 2. Изд. МГУ.

Кучмент Л. С. 1967а. Решение обратных задач для линейных моделей стока. Метеорология и гидрология, № 4.

Кучмент Л. С. 1967б. О расчетном интервале времени в методах расчета неустановившегося движения воды в реке по кривым объемов. Тр. ГМЦ, вып. 2.

Кучмент Л. С. 1967в. Расчеты неустановившегося движения воды в нижних бьефах ГЭС. В кн. «Комплексное использование водных ресурсов и режимы Волжско-Камского каскада гидроэлектростанций». Изд. «Энергия».

Кучмент Л. С. 1965. Линейные модели расчета неустановившегося движения воды в реке. Тр. ЦИП, вып. 141.

Кучмент Л. С. 1963. Расчеты неустановившегося движения воды с помощью электронных вычислительных машин непрерывного действия. Тр. ЦИП, вып. 117.

Кучмент Л. С. и Нечаева Н. С. 1965. Совместное использование электронных цифровых и моделирующих машин в гидрологических прогнозах. Метеорология и гидрология, № 6.

Левин А. Г. 1967. Прогнозы паводков по данным о расходах воды малых рек. Тр. ГМЦ, вып. 2.

Левин А. Г. и Борщевский Е. Н. 1966. Подбор параметров функций влияния с помощью аналоговой вычислительной машины. Метеорология и гидрология, № 8.

Левин А. Г. и Жидиков А. П. 1961. Предвычисление хода уровней р. Волги ниже Волгоградской ГЭС методом электромоделирования. Метеорология и гидрология, № 8.

Линслей Р. К., Колер М. А., Паулюс Д. Д. 1962. Прикладная гидрология. Пер. с англ. Гидрометеоиздат, Л.

Маккавеев В. М. и Коновалов И. М. 1940. Гидравлика. Речиздат, Л.

Математика в современном мире, 1967. Изд. «Мир», М.

Мелещенко Н. Т. 1940. Применение теории длинных волн малой амплитуды к вопросам суточного регулирования. Изв. ВНИИГ, т. 28.

Мелещенко Н. Т. и Якубов М. С. 1948. Методика расчетов неустановившегося движения воды в открытых руслах по методу акад. Христиановича. Изв. ВНИИГ, вып. 38.

Методические указания. 1964. Разработка методики прогнозов расходов и уровней воды на участках рек ниже ГЭС для условий открытого русла. Под ред. Левина А. Г. Изд. ЦИП, М.

Минаева Г. Н. 1967. Влияние поймы на распространение волн половодья вдоль реки Иртыш. Тр. ГГИ, вып. 140.

Наставление гидрометеорологическим станциям и постам. Вып. 6, ч. 1, 1957.

Нежиховский Р. А. 1966. Анализ и обобщение кривых объемов воды. Тр. ГГИ, вып. 136.

Нежиховский Р. А. 1964а. Методы построения кривых объемов воды. Тр. ГГИ, вып. 118.

Нежиховский Р. А. 1964б. Коэффициенты шероховатости нижней поверхности шуго-ледяного покрова. Тр. ГГИ, вып. 110.

Ненько Я. Т. 1940. Перемещение паводочной волны речного потока. Тр. ХГМИ, т. III. Сб. трудов за 1939 г.

Нечаева Н. С. 1961. Расчет трансформации максимальных расходов паводков в речных руслах. Автореферат дисс. Изд. ЛГМИ.

Нечаева Н. С. 1960. Определение критерия распластывания паводочных волн и волн попусков. Тр. ЦИП, вып. 105.

Нечаева Н. С. и Кучмент Л. С. 1967. Расчет паводочных волн на крупной речной системе. Международный симпозиум по паводкам и их расчетам 15—22 августа 1967. Изд. ГГИ, Л.

Носков В. Г. 1964. К вопросу о формировании ленинградских наводнений (лабораторные исследования). Тр. ГГИ, вып. 117.

Обрезков В. И. 1963. Применение вычислительной техники в гидроэнергетических расчетах. Госэнергоиздат, М.—Л.

Пособие по экстраполяции кривых расходов воды до наивысших уровней (составлено Д. Е. Скородумовым). 1966. Гидрометеоиздат, Л.

Прандтль Л. 1951. Гидроаэромеханика. ИЛ, М.

Прейссман А. 1965. Распространение волновых возмущений в каналах и реках. Пер. с франц. В сб. «Электронные вычислительные машины в гидрологии». Под ред. Грушевского М. С. и Кучмента Л. С. Гидрометеоиздат, Л.

Прусов В. М. 1954. Точное интегрирование уравнений неустановившегося медленно изменяющегося движения жидкости в некоторых параболических руслах. Уч. зап. Карело-Финского ун-та, т. III, вып. 4.

Рабкова Е. К. 1960. Лабораторное исследование влияния суточного регулирования на режим уровней в нижнем бьефе ГЭС. Тр. ЦНИИЭВТ, вып. 19.

Расчеты неустановившегося движения воды в реках, 1967. Практическое пособие (составлено М. С. Грушевским). Изд. ГГИ.

Рахманов А. Н. 1941. О неустановившемся движении в нижних и верхних бьефах речных гидроустановок. Изв. НИИГ, т. 30.

Рахманов А. Н. и Круковский М. Я. 1939. Экспериментальное исследование неустановившегося движения под ледяным покровом в нижнем бьефе Нижне-Свирской установки. Изв. НИИГ, т. 25.

Ржаницын Н. А. 1936. Речная гидравлика. Часть II. ОНТИ НКТП.

Розенберг Л. И. 1968. Особенности расчета неустановившегося движения воды в условиях подпора. Тр. ГГИ, вып. 161.

Розенберг Л. И. и Русинов М. И. 1967. Особенности схематизации пойменных русел при расчетах неустановившегося движения воды. Тр. ГГИ, вып. 140.

Розовский И. Л. и Еременко Е. В. 1964. Изучение неустановившегося движения в нижнем бьефе ГЭС на гидравлических моделях. Сб. «Труды координационных совещаний по гидротехнике», вып. XV. Изд. «Энергия», М.—Л.

Розовский И. Л., Еременко Е. В., Базилевич В. А. 1967. Неустановившееся движение водного потока ниже гидроэлектростанций и его влияние на русло. Изд. «Наукова думка», Киев.

Розовский И. Л., Еременко Е. В., Демченко Л. Н. 1965. Расчет с помощью ЦВМ неустановившегося движения воды в открытом прямоугольном канале при наличии в нем водослива. Сб. «Исследования по прикладной гидродинамике». Изд. «Наукова думка», Киев.

Рось У. С. 1965. О положении уровня максимальной скорости течения на вертикали в период ледостава. Метеорология и гидрология, № 9.

Руководство по гидрологическим прогнозам. 1964. Вып. 1. Краткосрочные прогнозы расходов и уровней воды на реках. Гидрометеоиздат, Л.

Рупперт М. Л. 1965. Влияние ледяного покрова на распластывание волн попусков. Тр. ГГИ, вып. 121.

Рупперт М. Л. 1964. Влияние ледяного покрова на скорость распространения волн попусков (по материалам наблюдений ГГИ на р. Свири). Тр. ГГИ, вып. 117.

Русинов М. И. 1968. Приближенная зависимость для скорости распространения волны в призматическом русле с поймой. Тр. ГГИ, вып. 161.

Русинов М. И. 1967а. Расчеты распространения волн попусков с помощью ЭВМ (на примере нижнего бьефа Иваньковской ГЭС). Тр. ГГИ, вып. 140.

Русинов М. И. 1967б. Влияние некоторых параметров призматического пойменного русла на скорость распространения гребня волн попусков (численный эксперимент). Тр. ГГИ, вып. 140.

Русинов М. И. 1967в. Особенности распространения волн попусков в пойменном русле (численные эксперименты на ЭЦВМ). Автореферат дисс. Изд. ГГИ, Л.

Русинов М. И. 1966. Исследование неустановившегося движения воды в гипотетическом русле с поймой методом численного эксперимента. Тр. ГГИ, вып. 136.

Сапожников В. И. 1961. Прогнозы стока в бассейне Волги по русловым запасам воды и притоку в речную сеть. Гидрометеоиздат, М.

Синотин В. И., Генкин З. А. 1966. Гидравлический расчет потока под ледяным покровом. Метеорология и гидрология, № 12.

Скородумов Д. Е. 1965. Вопросы гидравлики пойменных русел в связи с задачами построения и экстраполяции кривых расходов. Тр. ГГИ, вып. 128.

Скородумов Д. Е. 1962. Общие понятия о неустановившемся движении. В кн. «Учет стока на крупных гидроэлектростанциях». (Конспекты лекций на семинаре работников управлений Гидрометслужбы, проведенном в ГГИ 2—21/X 1961 г.) Изд. ГГИ, Л.

Соколов Ю. Н. 1967. О взаимодействии руслового и пойменного потоков при непараллельности их динамических осей. Метеорология и гидрология, № 6.

Спицын И. П. 1963. Взаимодействие потоков основного русла и поймы при условии параллельности их осей. Автореферат дисс. Изд. ЛГМИ.

Спицын И. П. 1962а. О механизме взаимодействия потоков основного русла и поймы. Тр. ЛГМИ, вып. 13.

Спицын И. П. 1962б. О взаимодействии потоков основного русла и поймы. Метеорология и гидрология, № 10.

Сретенский Л. Н. 1936. Теория волновых движений жидкости. ОНТИ, Л.—М.

Стокер Дж. Дж. 1959. Волны на воде. Пер. с англ. Под ред. М. А. Лаврентьева и Н. Н. Моисеева. ИЛ, М.

Танагоз И. С. 1964. Аналитический метод расчета неустановившегося движения воды в нижнем бьефе гидроэлектростанций (метод превышений). Тр. Ленгидропроекта, вып. 1.

Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. 1948. Деривационные каналы гидроэлектростанций. Часть вторая. Приложение 3. М. Д. Чертоусов. Гидравлический расчет каналов при неустановившемся движении. Госэнергоиздат, М.—Л.

Трифонов Е. К. 1952. Методика расчета точек характеристик на границах двух участков в координатах u, λ по методу акад. С. А. Христиановича. Изв. ВНИИГ, т. 48.

Федоров Г. Ф. 1966. Волновые явления и особенности плавания в нижних бьефах гидроузлов. Изд. «Транспорт», М.

Федоров Г. Ф. 1960. Изучение кинематики волны попуска. Тр. ЦНИИЭВТа, вып. XIX.

Федоров Н. Н. 1967. Влияние неустановившегося движения воды на распределение осредненных скоростей по вертикали (по материалам натурных исследований ГГИ на р. Свири). Тр. ГГИ, вып. 140.

Федоров Н. Н. 1966. Исследование пульсации скоростей в открытом потоке. Тр. ГГИ, вып. 136.

Федоров Н. Н. 1965. Влияние неустановившегося движения воды на распределение осредненных скоростей по вертикали (по материалам натурных исследований ГГИ на р. Тверце). Тр. ГГИ, вып. 121.

Федоров Н. Н. 1964. Скорость распространения гребней волн попусков и влияние на ее величину пойменных участков русла. Тр. ГГИ, вып. 117.

Федоров Н. Н. и Шаршукова Н. П. 1964. Исследование закономерностей пульсации скоростей при наличии ледяного покрова (по материалам наблюдений ГГИ на р. Свири). Тр. ГГИ, вып. 117.
Федосеев В. А. 1968а. Возможности использования одномерной модели при расчете неустановившегося движения в реках со сложной поймой. Тр. ГГИ, вып. 147.
Федосеев В. А. 1968б. Одномерная модель при расчетах неустановившегося движения воды в реках со сложной поймой. Тр. ГГИ, вып. 161.
Форхгеймер Ф. 1935. Гидравлика. ОНТИ, М.—Л.
Христианович С. А. 1938. Неустановившееся движение в каналах и реках. Сб. «Некоторые вопросы механики сплошной среды». Изд. АН СССР, М.
Чеботарев А. И. 1964. Гидрологический словарь. Гидрометеоиздат, Л.
Чеботарев А. И. 1960. Общая гидрология. Гидрометеоиздат, Л.
Чемеренко Е. П. 1964. Расчет гидрологического режима Куйбышевского водохранилища при помощи электронных вычислительных машин. Метеорология и гидрология, № 1.
Чертоусов М. Д. 1957. Гидравлика. Спец. курс. Госэнергоиздат, М.—Л.
Шабрин А. Н. 1964. Неразмывающие скорости при неустановившемся движении потока. Сб. «Гидротехника и гидромеханика». Изд. «Наукова думка», Киев.
Шабрін А. Н. 1963. Швидкісна структура відкритих потоків при неусталеному руслі. Доповіді АН УРСР, № 10.
Шестакова Р. А. 1963. Определение расходов воды при высоких уровнях по уклону водной поверхности и коэффициенту формулы Шези. Тр. ГГИ, вып. 106.
Шугрин С. М. 1964. Поведение разностной схемы для уравнений мелкой воды. Сб. «Численные методы решения дифференциальных и интегральных уравнений и квадратурные формулы». Изд. «Наука», М.
Шуляковский А. Г. 1954. О подсчете зимнего стока нешугоносных рек. Метеорология и гидрология, № 2.
Электронные вычислительные машины в гидрологии, 1965. Сб. пер. под ред. Грушевского М. С. и Кучмента Л. С. Гидрометеоиздат, Л.
Яненко Н. Н. 1967. Метод дробных шагов решения многомерных задач математической физики. Изд. «Наука», Новосибирск.
Allen L. 1938. Experiments on water waves of translation in small channels. Philos. Mag. (London), v. 25.
Bazin H. 1863. Experience sur les ondes et la propagation des remous. Acad. Sci. (Paris). Comptes rendus, v. 55 and v. 57.
Boussinesq M. I. 1897. Théorie générale des régimes graduellement varies dans l'écoulement tourbillonant des liquides: formules de première approximation. Comptes rendus de l'Académie des Sciences, Paris, tome 124, p. 1261.
Boussinesq M. I. 1877. Essai sur la téorie des eaux courantes. Mémoires a l'Académie des Sciences, tome 23.
Carter R. W. and Godfrey R. G. 1960. Storage and flood routing. Geol. Surv. Water-Supply Paper, No. 1543—B.
Cellin R. H. I. 1964. A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood plain. La Houille Blanche, 19, No. 7.
O'Donnel T. 1960. Instantaneous unit-hydrograph derivation by harmonic analysis. Int. Ass. Sci. Hydrology. Comm. of Surface Water, Publ. 51.
Dooge J. C. 1965. Analysis of linear systems by means of Laguerre functions. Journal Siam Control, Ser. A, v. 2, No. 3.
Edson C. 1951. Parameters for relating unit hydrograph to watershed characteristics. Trans. AGU, v. 32.
Favre H. 1935. Etude téoretique et experimentale des ondes de translation dans les canaux découverts. Dunod., Paris.
Flamant. 1909. Hydraulique. Paris.

Henderson F. M. 1964. Steady flow in sinusoidally varying channels. Hydraulics and flood mechanics. Proc. of the 1st Australasian Conference held at the University of Western Australia on 6th to 13th December, 1962. Pergamon Press.

Horton K. E. 1938. Channel waves subject chiefly to momentum control. U. S. Dept. Agric. Soil Conservation Service, t. p. 16.

Isaacson E., Stoker J. J. and Troesh. 1956. Numerical solution of flood prediction problems. Report III. New York University. New York.

Lawler C. A. 1964. Flood routing. "Handbook of Applied Hydrology (Editor-in-Chief Ven Te Chow". McGraw-Hill Book Co.

Lighthill M. I. and Whitham G. B. 1955. On kinematic waves. I — Flood movements in long rivers. Proc. Roy. Soc. London. Ser. A, v. 229, No. 1178.

Nash I. E. 1960. A unit-hydrograph study, with particular reference to British catchments. Proc. Inst. Civ. Engrs, v. 17, No. 5.

Nougaro I. 1956. Influencia de una singularidad de un canal, sobre la propagation de intuscencias. Boletin de la Facultad de Ingeneria y Agrimensure de Montevideo (Urugway), v. 5, No. 14.

Nougaro I. 1950. Reflection et transmission d'une intumescense à un changement de section dans un canal découvert. Acad. Sci. (Paris). Comptes rendus, v. 243.

Nougaro I. and Duffour P. 1958. Recherches experimentales sur les intumescences dans les canaux de section quelconcue. Application de la methode graphique pour le calcul de la propagation des intumescences. Acad. Sci. (Fr). Comptes rendus, v. 247.

Russel I. S. (Scott), 1840. Experimental researches into the laws of certain hydrodynamic phenomena that accompany the motion of floating bodies, and have not previously been reduced with the known laws of the resistance of fluids. Royal Soc. (Edinbougrh). Philos. Trans., v. 14.

de Saint-Venant B. 1871. Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. Acad. Sci. (Paris). Comptes rendus. Tome 73, p. 147, 237.

Sandover J. A. and Taylor C. 1962. Cnoidal waves and bores. La Houille Blanche, No. 3.

Seddon A. James. 1900. River hydraulics. Trans. ASCE, v. 43, June.

Taylor C. 1960. Undular surge waves in prismoidal channels. Ph. D. Theses. University College.

Velocity-Head Coefficients in Open Channels, 1966. Ed. by Harry Hulsing, Winchell Smith and Ernest D. Cobb. Geological Survey Water-Supply Paper 1869-C. Washington.

Wilkinson I. H. 1946. Translatory waves in natural channels. Proceedings of the ASCE, v. 72.

Yevdjevich Vujica M. 1964. Bibliography and discussion of flood routing methods and unsteady flow in channels. Geological Survey Water-Supply Paper 1690. United States. Government Printing Office. Washington.

168 + 29 = 197

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение 3

Часть I. Общие положения 10

Глава 1. Основные сведения о неустановившемся движении воды в открытых потоках и специфика распространения волн попусков и паводков в сложных условиях естественных русел . . . . . —

§ 1. Виды движения воды в открытых потоках . . . . . —
§ 2. Типы волн при неустановившемся движении воды в открытых потоках 14
§ 3. Характеристика попусков, паводков и половодий 17
§ 4. Зависимость расходов от уровней при неустановившемся движении 19
§ 5. Скорость и время добегания волны 21
§ 6. Влияние поймы на неустановившееся движение воды . . . 24

Глава 2. Практическое значение расчетов неустановившегося движения воды и постановка различных задач 26

§ 1. Практическое значение расчетов . . . . . —
§ 2. Постановка различных задач 29

Часть II. Методы расчета неустановившегося движения воды в открытых руслах 32

Глава 3. Дифференциальные уравнения неустановившегося движения воды в открытых руслах . . . . . —

Глава 4. Основные сведения о методах расчета неустановившегося движения воды в открытых руслах 36

§ 1. Строгие и упрощенные методы . . . . . —
§ 2. Некоторые строгие методы 39
§ 3. Некоторые упрощенные методы 60
§ 4. Использование современных вычислительных машин для расчетов неустановившегося движения воды в открытых потоках 69

Глава 5. Требования к комплекту и подготовке исходных данных для расчетов 70

§ 1. Разбивка реки на расчетные участки. Выбор расчетных интервалов времени и шагов по длине 71
§ 2. Морфометрические характеристики русла 74
§ 3. Гидравлические сопротивления русла. Кривые расходов. Кривые объемов . . . . . —

§ 4. Начальные и граничные условия 78
§ 5. Общая постановка вопроса о схематизации исходных данных для расчетов 79

Часть III. Комплексные исследования неустановившегося движения воды в реках 83

Глава 6. Постановка задачи и составные части комплексного исследования . . . . . —

Глава 7. Натурные исследования волн попусков и паводков 91

§ 1. Общие положения . . . . . —
§ 2. Детальные натурные исследования 94
§ 3. Постановка специальных натурных исследований для расчетов распространения волн попусков 100
§ 4. Использование сетевых натурных исследований и изысканий, проводимых в связи с проектированием гидроузлов 101

Глава 8. Анализ материалов натурных исследований 104

§ 1. Беспойменное открытое русло 106
§ 2. Влияние поймы на неустановившееся движение воды . . . 126
§ 3. Влияние зимних условий на неустановившееся движение воды в нижнем бьефе Нижнесвирской ГЭС 154

Глава 9. Численные эксперименты на природных объектах 155

§ 1. Общие соображения 156
§ 2. Формы и способы задания исходной информации для расчетов по методу Института гидродинамики 157
§ 3. Расчеты распространения волн попусков в нижнем бьефе Иваньковской ГЭС 160
§ 4. Расчеты распространения волн попусков на р. Тверце . . 169
§ 5. Расчеты неустановившегося движения воды на р. Иртыше 174
§ 6. Расчеты распространения волн попусков в нижнем бьефе Белогорской ГЭС 181
§ 7. Расчеты распространения волн суточного регулирования вдоль р. Свири 183
§ 8. Расчеты распространения волн суточного регулирования в нижнем бьефе Новосибирской ГЭС (в зимних условиях) 186
§ 9. Выводы по выполненным расчетам 190

Глава 10. Численные эксперименты на гипотетических руслах . . . 196

§ 1. Общие соображения . . . . . —
§ 2. Расчеты распространения волн попусков в призматическом русле методом характеристик 197
§ 3. Первые расчеты распространения волн попусков в призматическом русле методом ИГ и сопоставление их с расчетами методом характеристик 224
§ 4. Анализ связей расходов воды с уровнями при распространении волн попусков в призматическом русле 227
§ 5. Влияние параметров призматического пойменного русла на скорость распространения гребня волн попусков 243

Глава 11. Лабораторные исследования для расчетов неустановившегося движения воды 258

§ 1. Общие соображения . . . . . —
§ 2. Лабораторные исследования в гидравлических лотках . . 260
§ 3. Опыты на моделях конкретных объектов 270
§ 4. Лабораторные исследования неустановившегося движения воды в русле с поймой 272

Часть IV. Итоги комплексных исследований 275

Глава 12. Обобщение результатов комплексных исследований . . —

§ 1. Беспойменное открытое русло . . . . . —
§ 2. Русло с поймой 293
§ 3. Влияние зимних условий 299

Глава 13. Рекомендации по расчетам неустановившегося движения воды в реках 300

§ 1. Предпосылки к выбору метода расчета 301
§ 2. Выбор метода расчета 302
§ 3. Задание расчетных параметров 306
§ 4. Рекомендации по решению отдельных задач 314
§ 5. Учет влияния поймы 316
§ 6. Учет влияния ледяного покрова 319

Заключение 321

Литература 326

Грушевский Михаил Соломонович

ВОЛНЫ ПОПУСКОВ И ПАВОДКОВ В РЕКАХ

Отв. редактор Г. А. Алексеев
Редактор З. М. Кожина
Художник Ф. В. Равдоникос
Худ. редактор В. А. Евтихиев
Техн. редактор Г. И. Ивкова
Корректор В. С. Игнатова

Сдано в набор 17/X 1968 г. Подписано к печати 5/II 1969 г. М-16075. Формат бумаги 60×90¹/₁₆. Бумага типографская № 1. Бум. л. 10,625+1 вкл. Печ. л. 22,0. Уч.-изд. л. 23,14. Тираж 1150 экз. ГЛ-271. Тип. зак. № 756. Цена 1 руб. 61 коп.
Гидрометеорологическое издательство.
Ленинград, В-53, 2-я линия, д. 23.

Ленинградская типография № 8 Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР
Ленинград, Прачечный пер., д. 6

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО

предлагает вниманию читателей следующие книги по гидрологии:

Попов Е. Г., д-р техн. наук. **Основы гидрологических прогнозов.** Цена 82 коп.

В книге излагается методика составления основных видов прогнозов водного и ледового режима рек, дается характеристика материалов, используемых при составлении гидропрогнозов, и способы их обработки. Приводятся сведения о существующих формах обеспечения народного хозяйства гидрологическими прогнозами и информациями.

Книга является учебником для гидрометеорологических техникумов, а также может быть практическим пособием для инженеров гидрологов, работников речного транспорта и гидроэлектростанций, а также лиц, связанных с эксплуатацией водных ресурсов.

Тем. план 1967 г., № 40.

Железняков Г. В., д-р техн. наук. **Теоретические основы гидрометрии.** Цена 1 р. 40 коп.

В книге обобщены и развиты вопросы теории гидрометрии. Большое внимание уделяется гидравлическому обоснованию способов производства гидрометрических работ на реках и каналах. Дан гидромеханический анализ показаний приборов для измерения скоростей движения воды.

Рассчитана на специалистов в области гидрологии, гидравлики, гидротехники, строительства мостов и тоннелей, а также на аспирантов и студентов старших курсов высших учебных заведений.

Тем. план 1968 г., № 64.

Корзун В. И., канд. геогр. наук. **Сток и потери талых вод на склонах полевых водосборов.** Цена 85 коп.

В работе рассмотрено влияние малоизученных факторов — даны и экспозиции склона — на формирование, ход и величины стока талых вод на склонах (необлесенных) водосборов. Проанализированы особенности весеннего склонного стока на почво-грунтах различных типов.

В работе использованы материалы наблюдений и экспериментальных исследований Валдайской научно-исследовательской гидрологической лаборатории ГГИ за 1950—1964 гг.

Рассчитана на гидрологов и агрометеорологов.

Тем. план 1968 г., № 69.

Заказы просим направлять по адресу: г. Ленинград, В-53, 2-я линия, дом 23, Гидрометеоиздат.

Книги будут высланы наложенным платежом через отдел «Книга — почтой» магазина № 15.

ГИДРОМЕТЕОИЗДАТ

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО

готовит к выпуску в 1969 г. монографии по гидрологии:

Гришанин К. В., проф. д-р техн. наук **«Динамика русловых потоков».** Объем 20 л. Цена 1 р. 50 к. (в перепл.).

Тем. план 1969 г., поз. № 68.

Кузин П. С. д-р. геогр. наук. **«Циклические колебания стока рек Северного полушария».** Объем 10 л. Цена 70 коп.

Тем. план 1969 г., поз. № 72.

Мезенцев В. С., проф. д-р геогр. наук, Карнацевич И. В., канд. техн. наук. **«Увлажненность Западно-Сибирской равнины».** Объем 12 л. Цена 85 коп.

Тем. план 1969 г., поз. № 73.

Нефедов К. Е., канд. геол.-мин. наук., Попова Т. А., доц., канд. биол. наук. **«Дешифрирование грунтовых вод по аэрофотоснимкам».** Объем 10 л. Цена 70 коп.

Тем. план 1969 г., поз. № 74.

Попов И. В., д-р геогр. наук. **«Деформации речных русел и гидротехническое строительство».** (Изд. 2-е, доп. и перераб.). Объем 23 л. Цена 1 р. 80 к. (в перепл.).

Темплан 1969 г., поз. № 75.

Заказы просим направлять по адресу: г. Ленинград, П-101, Большой пр., д. 57, магазин № 15 Ленкниги.

ГИДРОМЕТЕОИЗДАТ