

Г. В. Железняков

ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ РУСЕЛ КАНАЛОВ И РЕК



ЛЕНИНГРАД

ГИДРОМЕТЕОИЗДАТ 1981

Рецензент д-р геогр. наук Н. Б. Барышников

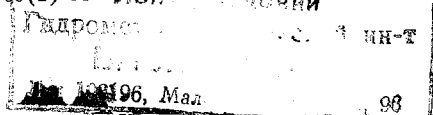
Изложены исследования и расчеты пропускной способности русел каналов и рек. Приведены классификация каналов и рек и основные уравнения движения воды в них. Обобщены данные по кинематической структуре потока и гидравлическим сопротивлениям. Даются способы расчета допускаемых скоростей течения воды в укрепленных и земляных каналах. Дана типизация и анализ связей между расходами и уровнями воды при равномерном, неравномерном и неустановившемся движении. Изложены результаты исследований пропускной способности пойм как естественных водосборов. Исследовано влияние на пропускную способность русел их морфологического строения, водной растительности и ледовых явлений.

Расчитана на специалистов в области гидрологии, гидравлики, гидротехники, гидромелиорации, строительства мостов, а также на аспирантов и студентов высших учебных заведений.

The book by G. V. Zheleznyakov "Discharge Capacity of Channels and River Beds" deals with estimations and research in discharge capacity of channels and river beds. General classification and basic equations of motion are presented. Methods for permissible water velocities calculations in different channels are considered, as well as the influence of river beds morphology, vegetation and ice on the discharge capacity. Different types and analysis of interrelations between discharges water level in conditions of even, uneven and changeable motion.

The book is meant for specialists in hydrology, hydraulics, hydraulic engineering, etc.

Ж 20806-190 50-81. 1903030200
069(2)-81 Ленинградский



© Гидрометеониздат, 1981 г.

315260

ПРЕДИСЛОВИЕ

Большой объем гидротехнического и водохозяйственного строительства требует расширения исследований по инженерной гидрологии и речной гидравлике. Развитие исследований по гидравлике и гидрологии необходимо в связи с тем, что в ближайшее время будут начаты подготовительные работы по переброске части стока северных рек в бассейн р. Волги, а также в связи с тем, что будут продолжены научные и проектные проработки по переброске части стока сибирских рек в Среднюю Азию и Казахстан. Данные о пропускной способности русел рек необходимы и при решении транспортных задач, в числе которых строительство и эксплуатация Байкало-Амурской магистрали, трасса которой пересекает многие водотоки, а на ряде участков проходит вдоль рек, имеющих сложный гидравлический и гидрологический режимы.

В предлагаемой книге сделана попытка обобщить исследования и методы расчетов пропускной способности русел каналов и рек. Способы расчетов пропускной способности каналов систем орошения, осушения, водоснабжения и проч. разработаны главным образом применительно к простейшим формам поперечных сечений, однако в гидротехнической практике используются и каналы сложных форм.

Каналы представляют собой наиболее распространенные гидротехнические сооружения, а реки — самые важные источники пресной воды. Неукрепленные каналы в процессе формирования русла приобретают особенности, свойственные речным потокам. Поэтому целесообразно совместно изучать пропускную способность русел каналов и рек.

Для эффективного использования каналов необходимо, чтобы проектная пропускная способность русел каналов сохранялась в период их эксплуатации в разное время года. Следовательно, необходимо изучать и учитывать влияние различных факторов на пропускную способность каналов. Литература, посвященная изучению каналов и рек, охватывает многие проблемы гидрологии и гидравлики, но главной из них является проблема определения размеров и формы поперечных сечений каналов на

пропуск расчетных расходов воды и определение пропускной способности естественных русел.

В последнее время выполнены значительные исследования по гидроморфологии неукрепленных каналов и рек, поэтому в книге обсуждается вопрос о практическом использовании гидроморфологических зависимостей для определения пропускной способности русел каналов с неактивными русловыми процессами и русел рек, находящихся в динамическом равновесии. Такая возможность открывается в связи с тем, что многие гидроморфологические зависимости могут быть отнесены к типу формул для средней скорости потока, не содержащих коэффициента шероховатости, но включающих диаметр руслоформирующих наносов.

В монографии излагается решение и обратных задач, а именно — определение глубины наполнения русла (отметки поверхности воды) по заданным (расчетным) расходам воды. В отдельных главах помещены краткие сведения о формах движения воды в открытых руслах (глава 2) и кинематической структуре потока (глава 3), так как это дало возможность более компактно расположить материал последующих глав, имеющих в основном прикладное значение.

Автор стремился изложить материал в форме, удобной и для практических работников и студентов вузов, поэтому в ней дано определение всем основным понятиям и терминам, которые встречаются в тексте.

Выражаю благодарность Н. Б. Барышникову за ценные пожелания и замечания по рукописи книги.

КЛАССИФИКАЦИЯ КАНАЛОВ И РЕК

Искусственный открытый водовод в земляной выемке или насыпи называется каналом. Водовод представляет собой гидротехническое сооружение для подвода и отвода воды в заданном направлении. Река — это водоток значительных размеров, питающийся атмосферными осадками со своего водосбора и имеющий четко выраженное русло. Каналы по своему назначению и по другим признакам отличаются большим разнообразием. Их длина изменяется в больших пределах — от десятков метров до нескольких сот километров. Реки подразделяются на большие, средние и малые. В основу такого деления рек (ГОСТ 19179—73) положено расположение бассейна по отношению к географическим зонам и площади бассейна F . Река, бассейн которой располагается в нескольких географических зонах и гидрологический режим ее не свойствен для рек каждой географической зоны в отдельности ($F > 50\,000\text{ км}^2$), считается большой. Река, бассейн которой располагается в одной географической зоне и гидрологический режим ее свойствен для рек этой зоны ($F \approx 2000 \div 50\,000\text{ км}^2$), называется средней. Река, бассейн которой располагается в одной географической зоне и гидрологический режим ее под влиянием местных факторов может быть не свойствен для рек этой зоны, называется малой ($F < 2000\text{ км}^2$). Отметим, что при определении максимальных расходов ливневого стока для проектирования водопропускных сооружений на железных и автомобильных дорогах малыми считаются бассейны, если $F < 100\text{ км}^2$.

Чтобы показать главное отличие между каналами и реками, приведены некоторые данные об изменении формы речных русел по их длине. Классификациям рек на протяжении длительного времени уделялось большое внимание. Их можно разделить на следующие две большие группы.

1. Классификации рек, учитывающие климатические и гидрологические факторы, внутригодовое распределение стока, соотношение между элементами водного баланса. Широко известны в этой области работы А. И. Воейкова, Б. Д. Зайкова, П. С. Кузина, М. И. Львовича и др. Установлено, что в распределении по территории типов рек существует физико-географическая

зональность. Это создало предпосылки для гидрологического районирования территории. В СССР в этом направлении проделана большая исследовательская работа В. А. Троицким и др. Назовем такие классификации рек гидрологическими.

2. Классификации рек, учитывающие гидравлику потока, типы руслового процесса и цели использования водотока. Когда делается акцент на использовании водотока и управлении водными ресурсами, то классификации рек иногда называют гидротехническими. Если в качестве главного фактора для классификации рек принимаются особенности формирования русел, то считается возможным классифицировать реки по типам руслового процесса. Но так как русловые процессы есть результат взаимодействия потока и русла, то термин гидравлическая классификация рек представляется более общим.

Гидрологическая и гидравлическая классификация рек органически связаны между собой, что будет видно из последующего изложения.

1.1. Общая классификация каналов

Классификация каналов в наиболее полном виде дана А. А. Королевым [71] и А. А. Угинчусом [117]. Затем в ряде работ она развивалась, конкретизировалась и излагалась применительно к решению различных задач гидротехники [22, 58, 62, 77 и др.]. Здесь изложена классификация каналов с учетом указанных литературных источников, но в более общем виде. Разнообразие каналов объясняется их большим значением в народном хозяйстве. Основными классификационными признаками каналов являются: их назначение; способ подачи воды; топографические и геологические (грунтовые) условия; конструкция; гидравлический и гидрологический режим. В зависимости от назначения каналы подразделяются на следующие типы.

Гидросиловые или энергетические каналы. Это каналы гидроэлектрических станций (ГЭС). Они предназначены для подвода воды из реки или другого водного объекта к турбинам ГЭС и отвода воды. В гидротехнике широко распространен термин деривация — совокупность сооружений, осуществляющих подвод воды от водозаборного узла ГЭС к стационарному узлу (подводящая деривация) или отвод воды от стационарного узла (отводящая деривация) и создающих напор ГЭС.

Судоходные каналы. Это наиболее распространенные каналы. Они входят в состав воднотранспортных магистралей. Подразделяются на соединительные (пересекают водоразделы и создают условия для движения судов по рекам двух и более бассейнов), обходные (трассируются в обход непригодных для движения судов участков водных объектов) и под-

ходные (соединяют реки с населенными пунктами, промышленными объектами, портами и пр.).

Оросительные каналы. Они предназначаются для подачи воды в оросительные системы и последующего ее распределения по мелиорируемым полям. Оросительная сеть состоит из магистрального канала и его ветвей, междоугодных, хозяйственных, внутрихозяйственных и участковых распределителей различных порядков и временных оросителей. Оросительная сеть может не иметь всех перечисленных видов оросительных каналов.

Осушительные каналы. Они собирают воду с осушаемой территории и отводят ее в водоприемник. В условиях недостатка водного питания сельскохозяйственных культур проектируются осушительные каналы двухстороннего действия, т. е. каналы, отводящие избыток воды в один период времени и подающие воду в другой период времени, когда в этом есть необходимость.

Водопроводные каналы. По этим каналам вода подается для водоснабжения. По трассе каналов питьевого водоснабжения, включая источники забора воды, организуется зона санитарной охраны.

Обводнительные каналы. Совокупность гидротехнических мероприятий по обеспечению водой безводных и маловодных районов для культурно-бытовых и хозяйственных целей называется обводнением. Особо важное народнохозяйственное значение имеет обводнение пастбищ. Каналы, используемые для указанных целей, называют обводнительными. Так как функции водопроводных и обводнительных каналов близки, то их в ряде литературных источников объединяют в одну группу.

Лесосплавные каналы. Эти каналы предназначаются для сплава леса и сооружаются от места лесоразработок до лесосплавной реки.

Рыбоходные каналы. Для пропуска рыбы сооружаются каналы в обход гидротехнических сооружений.

Водосбросные каналы. Их основное назначение — сброс воды из верхнего в нижний бьеф гидротехнических сооружений. Такие каналы имеют малую длину и большой уклон и могут работать в режиме быстротока. Сооружение в виде русла с уклоном больше критического, служащее для сопряжения участков водовода, расположенных на разных уровнях, называется быстротоком.

Продольные каналы (канавы). Они служат для отвода поверхностных вод от полотна железных и автомобильных дорог в сторону ближайшего водопропускного сооружения или понижения местности (ложбины). Эти каналы имеют небольшое поперечное сечение. Разновидностью каналов с малым поперечным сечением являются лотки (чаще железобетонные), широко

применяемые в мелиорации, а также для пропуска воды на переливаемых насыпях автомобильных дорог.

Комбинированные каналы. При комплексном использовании водных ресурсов каналы одновременно выполняют различные функции. Например, они могут быть оросительно-судоходными, обводнительно-энергетическими, судоходно-обводнительными и проч.

В зависимости от способа подачи воды в каналы их подразделяют на самотечные (вода в канал поступает из водного источника самотеком и движется под влиянием силы тяжести) и машинные (вода из источника поступает в канал путем подъема воды с помощью насосных станций). Каналы с механической подачей воды сооружают в тех случаях, когда место потребления воды расположено выше источника воды, например, для орошения высоко расположенных по отношению к реке земель.

К природным факторам, оказывающим большое влияние на выбор типа каналов, относятся: топографические, гидрологические, грунтовые, геологические.

Топографические условия местности обуславливают необходимость трассировать каналы в выемке, в насыпи, в полувыемке-полунасыпи.

В зависимости от геологических условий каналы могут проходить в нескальных и скальных грунтах. Каналы в скальных грунтах сооружают без облицовок откосов (одежд). При этом практически нет ограничений в значении откосов, в то время как для каналов в нескальных грунтах откосы принимают пологими в зависимости от грунта (песок, супесь, суглинок, глина и пр.).

Каналы, сооружаемые в нескальных грунтах, подразделяются на две большие группы.

Необлицованные каналы, т. е. каналы без одежд (без защитных покрытий). Такие каналы проходят в земляных руслах, поэтому их для краткости называют земляными каналами.

Облицованные каналы, т. е. каналы, имеющие защитные покрытия. Облицовка канала уменьшает или устраняет полностью фильтрацию воды из канала, исключает размывы канала и защищает его откосы от воздействия судовых волн. Облицованные каналы отличаются большей пропускной способностью по сравнению с земляными (при одинаковых поперечных сечениях), так как защитные покрытия, если они поддерживаются в хорошем состоянии, создают меньшие гидравлические сопротивления.

Топографические и геологические условия влияют на выбор конструкции канала.

К конструктивным элементам канала относятся: его положение в плане (прямолинейные и криволинейные вставки); форма поперечного сечения, уклон дна и способы облицовок каналов.

При изменении направления трассы канала его прямолинейные участки соединяют криволинейными вставками. Радиус кривизны канала назначают в зависимости от многих факторов: средней скорости течения, ширины канала (или площади поперечного сечения), его назначения, наличия облицовки. Отношение радиуса кривизны R_k к ширине канала по урезу воды B чаще лежит в пределах $R_k/B = 2,5 \div 10$.

Каналы в земляных руслах (без защитных покрытий) могут иметь в плане меандрирующие русла, т. е. как и реки.

Формы поперечных сечений каналов рассмотрены в п. 1.2.

Уклоны дна канала I_0 в подавляющем большинстве принимают прямые, т. е. $I_0 > 0$. Обратные уклоны $I_0 < 0$ могут быть только на переходных участках канала небольшого протяжения. Применяют следующие облицовки каналов (одежды): бетонные, железобетонные (монолитные и сборные), асфальтобетонные, из полимерных материалов, крепления из камня, торкрет — бетонные, грунтоцементные, бетонированные растворы и др.

В зависимости от гидравлического и гидрологического режимов можно выделить следующие типы каналов.

Каналы, работающие в условиях установившегося или неустановившегося движения в них воды. При неустановившемся движении каналы находятся в более сложных условиях эксплуатации.

Каналы необлицованные (неукрепленные) подразделяют на каналы с устойчивым и неустойчивым руслами. В устойчивых каналах форма и размеры русла и его продольный уклон, а также уклон поверхности воды не изменяются во времени. В неустойчивых каналах указанные элементы или некоторые из них изменяются во времени. Эксплуатация каналов с неустойчивым руслом сложнее, так как неустойчивость русла влияет на пропускную способность русла. Вместе с тем необходимо выполнять трудоемкие работы по регулированию русла на больших протяжениях канала.

Различают статически устойчивые каналы и динамически устойчивые каналы.

В статически устойчивых каналах скорости течения воды не должны превышать размывающие скорости, чем обеспечивается стабильность русловых форм. Однако надо иметь в виду, что при эксплуатации таких каналов незначительные деформации русла возможны, но нежелательное их развитие легко устранимо.

В динамически устойчивых руслах скорости течения превышают не только размывающие, но и размывающие скорости. Устойчивость здесь обеспечивается, если соблюдается баланс наносов при движении в канале жидкой и твердой фаз потока. При динамическом равновесии размеры русла и его положение в плане изменяются в сравнительно небольших пределах (при

наличии транспорта наносов). Поток и русло при динамическом равновесии русла являются саморегулирующей системой. Этих вопросов мы коснулись в самом общем виде. Различные количественные оценки статически и динамически устойчивых каналов рассматриваются в главе 5.

В канале, сооружаемом методом саморазмыва, неустойчивость русла проявляется в наибольшей степени в первые моменты времени. Идея метода саморазмыва состоит в том, что начальная (пионерная) прорезь канала создается с помощью землеройных машин, а затем она разрабатывается потоком. С течением времени русло стабилизируется и устанавливается морфологическое соотношение между шириной и глубиной потока в соответствии с гидравлическим режимом и грунтами. Гидроморфология русел рассматривается в главе 7.

На пропускную способность русел каналов, а также и рек влияют биологические и термические факторы. Зарастаемость русел способствует снижению их пропускной способности. Термические воздействия на поток обуславливают развитие ледовых явлений. По исследованиям А. М. Латышенкова, пропускная способность каналов в зимний период может снижаться на 7—10 % по сравнению с летним периодом работы канала (при одинаковых площадях живого сечения) [62]. Учет гидравлических, гидрологических, а также метеорологических факторов позволяет выделить типы каналов, характеризующихся отсутствием и наличием в них водной растительности, отсутствием и наличием ледовых явлений. Эти вопросы рассматриваются в главе 7.

1.2. Классификация каналов по форме поперечных сечений

Каналы в зависимости от формы поперечного сечения подразделяются на полигональные и криволинейные. К полигональным каналам можно отнести прямоугольные, треугольные, трапециевидные и любой другой формы каналы, смоченный периметр которых образован прямыми линиями. Криволинейным формам каналов придается очертание по параболе, окружности и по другим уравнениям [58]. При проектировании каналов форма поперечного сечения принимается в зависимости от грунтовых и геологических условий, а также размеров поперечного сечения канала, чем обуславливается способ производства земляных работ.

Общей формой поперечного сечения канала является полигональное сечение с переменным коэффициентом откоса $m = \operatorname{ctg} \alpha_k$, где α_k — угол наклона боковых сторон канала к горизонту. Такие каналы по своей форме сечения приближаются к речным руслам. При $m_1 = m_2 = m_3 = m$ получаем трапециевидное сечение, а при $b = 0$ — треугольное (рис. 1.1).

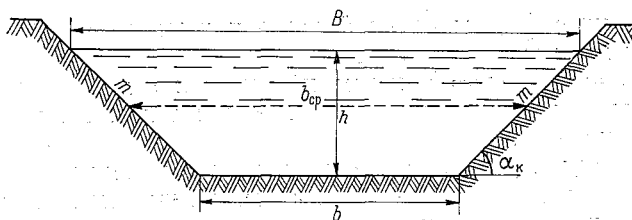


Рис. 1.1. Трапецидальное поперечное сечение канала.

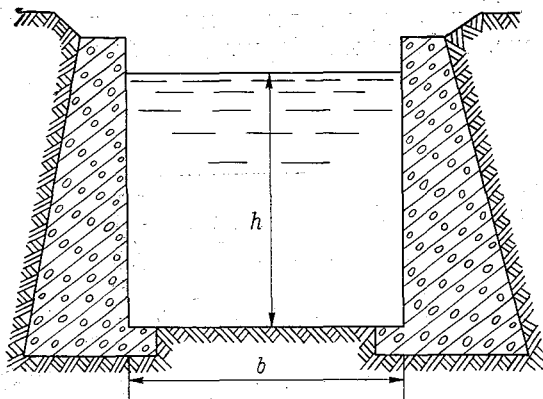


Рис. 1.2. Прямоугольное поперечное сечение канала с подпорными стенками.

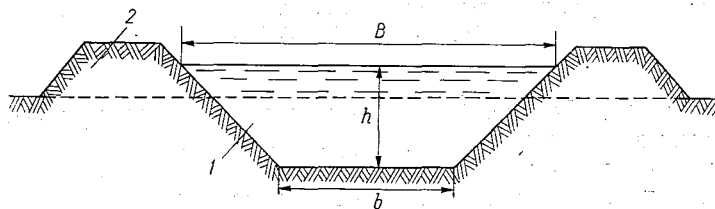


Рис. 1.3. Трапецидальное поперечное сечение канала в полувыемке-полунасыпи.

1 — выемка, 2 — насыпь.

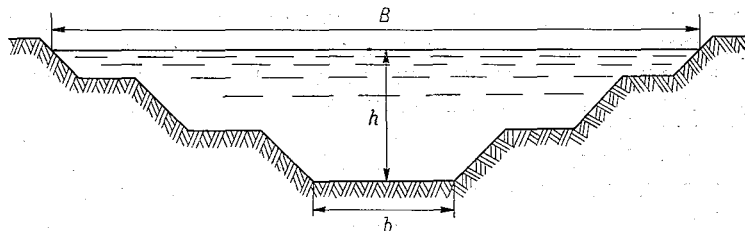


Рис. 1.4. Сложное полигональное поперечное сечение канала в глубокой выемке.

Указанные формы сечений чаще применяются при сооружении каналов в мягких грунтах.

При $b \neq 0$ и $m = 0$ имеем прямоугольное сечение канала. Такие каналы сооружаются в скале или с помощью подпорных стенок (рис. 1.2).

В зависимости от рельефа местности и других причин каналы могут проходить в выемке или в насыпи, или в полувыемке-полунасыпи (рис. 1.3). Если канал проходит в глубокой выемке, то исходя из условий производства работ устраивают бермы, на которых при сооружении канала располагают землеройную технику. Канал в таком случае принимает сложное полигональное очертание (рис. 1.4). Вдоль бермы делают кюветы для отвода

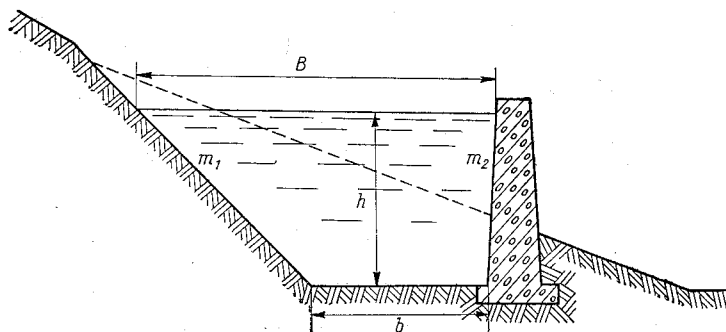


Рис. 1.5. Трапецидальное несимметричное сечение канала на косогоре с бетонной стенкой.

дождевых вод. На рис. 1.4 показан уровень воды, при котором две бермы затоплены. В этом случае возникает сложная форма движения воды, так как резко изменяется относительная шероховатость по ширине потока. Этот вопрос частично рассмотрен в главе 2, а более подробно в главе 5.

При трассировании канала на косогоре отдают предпочтение трапецидальным каналам в полувыемке-полунасыпи. Насыпь на косогоре располагается ступенями.

Во всех, рассмотренных выше случаях канал имеет симметричную форму сечения. Если уклон косогора большой, целесообразно вместо полунасыпи применить бетонную или железобетонную стенку (рис. 1.5). В этом случае форма сечения канала может быть несимметричной с неодинаковой по периметру шероховатостью. Различная по смоченному периметру шероховатость бывает, если дно канала сформировано в естественном грунте, а откосы укреплены полностью или частично, например для защиты откосов от воздействия волн, вызываемых ветром и движением судов.

Из числа криволинейных профилей сечений каналов на рис. 1.6 приведен параболический профиль как близкий к форме поперечных сечений речных русел, сформированных в несвязных грунтах. В связных грунтах в качестве аналога естественных живых сечений иногда используют полукруглую форму поперечного сечения. По предложению Ю. А. Ибад-Заде [58], для проек-

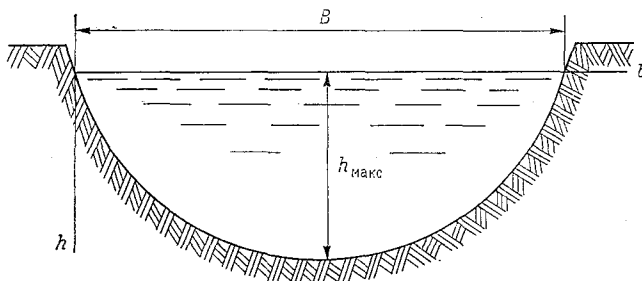


Рис. 1.6. Параболическое поперечное сечение канала.

тирования каналов, смоченный периметр которых очерчен по уравнению окружности, свободная поверхность потока должна быть расположена на уровне, как указано на рис. 1.7. Каса-

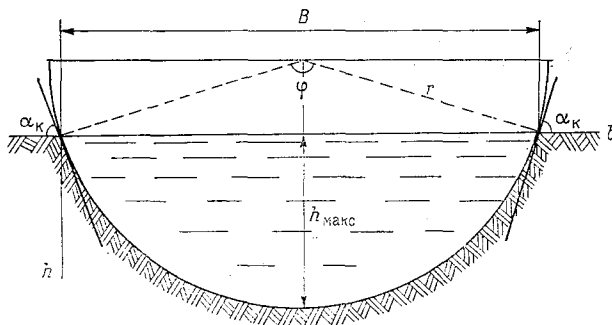


Рис. 1.7. Поперечное сечение канала, очерченное по окружности.

тельные к смоченному периметру должны образовывать с горизонтом угол α_k , меньший угла естественного откоса влажного грунта. Положение плоскости, совпадающей со свободной поверхностью, зависит от грунта русла.

1.3. Изменение формы русел рек по их длине

Степень неравномерности движения воды в реках зависит от изменения по длине потока площадей живых сечений и их формы. Для количественной оценки этих факторов

Н. Б. Барышников и Е. С. Субботина обработали и проанализировали морфометрические характеристики рек [11, 12]. Были подсчитаны для р. Кемь (на участке длиной 12,6 км) и для р. Северной Кельтмы (на участке длиной 13,9 км) следующие безразмерные параметры: $K_\omega = \omega/\bar{\omega}$, $K_h = h_{\text{ср}}/\bar{h}_{\text{ср}}$, $K_B = B/\bar{B}$, где ω , $h_{\text{ср}}$, B — фактические значения в поперечных сечениях реки соответственно площади сечения, средней глубины, ширины; $\bar{\omega}$, $\bar{h}_{\text{ср}}$, $\bar{B}$ — те же величины, не осредненные для участка.

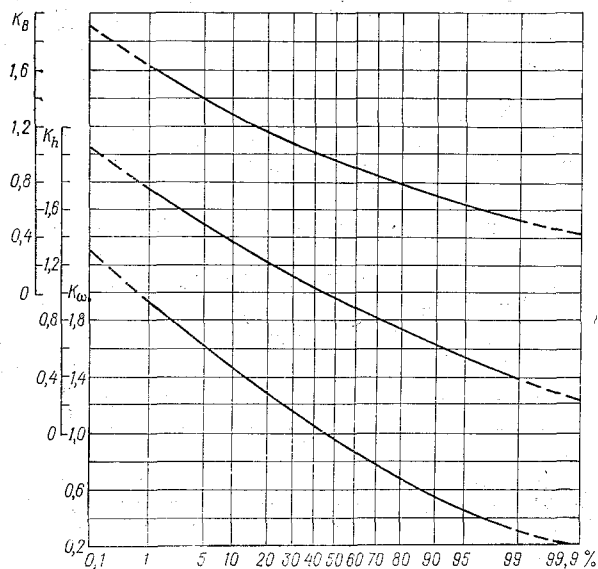


Рис. 1.8. Кривые обеспеченности относительных площади живых сечений K_ω , глубины K_h и ширины K_B участка р. Северной Кельтмы.

В качестве параметров, характеризующих форму поперечных сечений, приняты: параметр, характеризующий неравномерность распределения глубин по ширине потока β_* (см. главы 2 и 5), и параметр (по В. Г. Гончарову)

$$r = \frac{h_{\text{макс}}}{h_{\text{ср}}} - 1,$$

где $h_{\text{макс}}$ — наибольшая глубина в поперечном сечении реки. Вычисления сделаны при уровнях воды для меженистого русла. В работе [11] приведены графики изменения по длине р. Северной Кельтмы перечисленных параметров, кроме β_* , так как колебания β_* и r аналогичны; значения K_ω , K_h и K_B существенно отклоняются от единицы, т. е. от своего среднего значения. Чтобы дать представление об изменчивости этих величин, на рис. 1.8

построены кривые распределения этих безразмерных параметров, заимствованные из [11]. Опытные точки на рис. 1.8 не указаны. Их много и они образуют почти сплошную кривую. Зоны, где нет опытных точек, соответствуют участкам кривых обеспеченности, показанным на рис. 1.8 штриховой линией, т. е. это экстраполированные части кривой обеспеченности. Обращает на себя внимание, что три кривые расположены приблизительно параллельно. Эти кривые дают представление о возможных пределах колебания величин K_ω , K_h и K_B и их вероятности.

В дальнейшем аналогичную работу Барышников [12] выполнил по материалам р. Оки (на участке длиной 1344 км) и р. Иртыша (на участке длиной 447 км). Было установлено, что коэффициент вариации ширины русла (без учета типа руслового процесса) составляет 0,53, а для поймы 0,48.

1.4. Гидравлическая классификация рек

С гидравлической точки зрения самым распространенным является деление рек на равнинные и горные. Эти понятия конкретизируются, если считать, что равнинные реки — спокойные потоки, а горные реки — бурные потоки. Границей между спокойными и бурными потоками является критическое состояние потока, т. е. такое состояние, при котором число Фруда

$$\frac{\alpha v_k^2}{gh_{cp}} = 1,$$

где α — коэффициент Кориолиса; v_k — средняя критическая скорость потока; g — ускорение свободного падения. Характер изменения чисел Фруда в зависимости от уровня может быть различным.

В результате анализа гидрометрических данных предложена следующая приближенная гидравлическая классификация речных потоков по виду кривых $F_{r_h}(H)$ и $F_{r_B}(H)$ [33]:

$$F_{r_h} = \frac{v^2}{gh_{cp}},$$

$$F_{r_B} = \frac{v^2}{gB}.$$

(Число F_{r_B} введено С. В. Избашем.)

Тип а. F_{r_h} почти не зависит от H (H — уровень воды) или слабо возрастает с увеличением H ; F_{r_B} увеличивается с возрастанием H ; кривая $F_{r_B}(H)$ обращена выпуклостью к оси H .

Тип б. Кривая $F_{r_h}(H)$ и $F_{r_B}(H)$ обращены выпуклостью к оси H .

Тип в. Кривые $F_{r_h}(H)$ и $F_{r_B}(H)$ обращены выпуклостью к оси чисел Фруда.

Тип г. F_{r_h} и F_{r_B} зависят от H линейно.

Тип д. $F_{гh}$ увеличивается с возрастанием H ; $F_{гB}$ не зависит от H или связано с H коррелятивно.

Последний тип соответствует рекам со значительными деформациями дна. Графики функций $F_{гh}(H)$ во многих случаях имеют более простой вид, чем кривые расходов воды.

Приведенная классификация рек имеет энергетический акцент, так как число $F_{гh}$ является мерой удвоенного отношения кинетической энергии потока к потенциальной.

Предложенный Г. В. Железняковым [33] параметр

$$F_{гh} \frac{B}{h_{ср}} = C_{г}$$

также может быть использован для гидравлической классификации рек. Оказалось, что для устойчивых участков рек с мелкозернистыми грунтами в донных наносах $C_{г} \approx 1,5$ [26]. Этому значению $C_{г}$ соответствует $M_{г} = C_{г}^{-0,25} \approx 0,9$ (см. главу 5). Для аллювиальных каменистых участков рек $C_{г} \approx 7,7$ ($M_{г} \approx 0,6$), для скальных участков рек $C_{г} \approx 16$ ($M_{г} \approx 0,5$) [46].

Опыт составления классификации рек на энергетической основе с учетом типов русловых процессов принадлежит И. А. Кузьмину [75]. Запишем выражение для мощности потока, приходящейся на единицу его длины l ,

$$\frac{\gamma Q (z_{в} - z_{н})}{l} = \gamma Q I,$$

где γ — удельный вес воды, H/m^3 ; $z_{в} - z_{н}$ — разность уровней на участке реки длиной l ; I — уклон поверхности воды.

Величина γQ имеет размерность $H/с$. И. А. Кузьмин в своей классификации рек исследовал произведение $Q_0 I_{д}$, выраженное в $m^3/с$, т. е. принял величину, характеризующую мощность потока, где Q_0 — среднемноголетний расход воды, $I_{д}$ — средний уклон долины. Хотя предложенная классификация носит чисто качественный характер, она указывает на связь между мощностью потока и типом руслового процесса. Высоким значениям $Q_0 I_{д} \approx \approx 0,57 m^3/с$ (блуждающие реки) соответствуют большие значения

морфологического параметра В. Г. Глушкова $\Gamma = \sqrt{B}/h_{ср}$, а именно $10-15 m^{-1}$. Для меандрирующих рек $Q_0 I_{д} = 0,02 \div \div 0,18 m^3/с$ и параметр Γ снижается до $2-3 m^{-1}$ [75]. Следовательно, при больших значениях $Q_0 I_{д}$ реки более развиты в ширину, чем в глубину.

Наиболее детальная классификация рек горно-предгорной зоны принадлежит К. Ф. Артамонову [10]. Главная ее особенность состоит в том, что наряду с учетом руслового процесса и хозяйственного использования рек в классификацию введены гидрологические факторы. К ним относятся тип питания и параметр, учитывающий отношение объема стока за вторую поло-

вину лета к объему стока за первую половину периода снеготаяния.

Есть классификации рек, в которых полно представлены параметры потока и руслового процесса. К числу таких классификаций относится классификация С. Т. Алтунина [5]. Она уточнена Н. Ф. Данелия [28]. Особенность ее заключается в том, что она разработана для расходов воды, при которых происходит формирование основных русловых форм. За такие расходы воды приняты расходы при обеспеченности $p = 3 \div 10 \%$, наблюдающиеся в среднем при заполнении основного русла до бровок. Эта классификация приведена в табл. 1.1. Коэффициент Лохтина равен $L = d/I$, где d — средний диаметр частиц донных наносов, мм; I — продольный уклон поверхности воды (в м на 1 км).

Коэффициент L характеризует устойчивость продольного профиля русла. Параметр A входит в формулу Алтунина для определения устойчивой ширины русла в м

$$B = A \frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}, \quad (1.1)$$

где Q в м³/с.

Показатель степени m входит в морфологическую формулу [5]

$$B^m/h_{cp} = K. \quad (1.2)$$

В табл. 1.1 даны значения m при $K = 10$, соответствующие B и h_{cp} в м. При $m = 0,5$ $K = G$. Значения A и m даны для двух типов профилей (схематизированных): а) близкого к прямоугольному с закругленными углами у дна, б) близкого к трапециoidalному. Число Фруда подсчитано по формуле v^2/gh_{cp} .

Для горных рек К. Ф. Артамонов, В. Ф. Талмаза, А. Н. Крошкин разработали классификацию рек (табл. 1.2), используя и другие, кроме указанных выше, параметры. Классификация отличается четкостью и вошла в нормативный документ [84]. Величина $h_{cp}/d_{отм}$ характеризует относительную гладкость русла, где $d_{отм}$ — средневзвешенный диаметр наносов в отмошке русла. В классификацию введены коэффициент Шези C и параметр в параболической формуле распределения скоростей на вертикали (см. пп. 3.2 и 3.3.).

Имеется детально разработанная ГГИ классификация равнинных рек по типам руслового процесса. Она принята в нормативном документе [101] и рекомендована для оценки общих русловых деформаций при строительном (гидротехническом) проектировании. Принципы классификации изложены в ряде исследований Н. Е. Кондратьева, И. В. Попова [95], а также в других литературных источниках. Дано четкое описание типов русловых процессов и их опознавательные признаки; русловые

Ленинградский

18 Таблица 1.1

Классификация участков рек для руслоформирующего расхода 3—10 %-ной обеспеченности, по Алтунину и Данелия

Участок	Характеристика участков рек	Коэффициент Лохтина L	Параметр русла A в формуле (1.1)		Показатель степени m при $K = 10$		Число Фруда F_r
			профили по рисунку				
			a	b	a	b	
1	Высокогорный участок реки Участок зарождения и формирования реки. Стремнинные и сверхбурные потоки	>15	0,5	0,75	1,2	1,0	$\gg 1,0$
2	Горный участок реки Русло скальное или сложенное из обломков скал, булыжника, гальки. Скорости и уклоны близки к критическим	≥ 7	0,75	0,9	1,0	0,8	1,0—0,5
3	Предгорный участок реки Выход реки из гор в долину. Русло сложено из гальки, гравия и песка. Протекание потока спокойное	≥ 6	0,9	1,0	0,8	0,75	0,5—0,2
4	Средний (равнинный) участок реки Русло сложено из крупного, среднего и мелкого песка. Протекание потока спокойное	≥ 5	1,0	1,1	0,75	0,7	0,2—0,04
5	Нижнее течение реки Русло сложено из мелких песков: для рек Волги, Дуная и Сырдарьи для р. Амударьи для р. Риони для р. Куры	>2 >1 $>1,5$ >2	1,1 1,3 1,2 1,1	1,3 1,7 1,5 1,4	0,75 0,60 0,70 0,65	0,7 0,5 0,6 0,6	0,2—0,03 0,3—0,20 0,25—0,10 0,30—0,15

Таблица 1.2

2* Характеристика устойчивых аллювиальных участков рек горной зоны при средних максимальных расходах и более, по Артамонову, Галамза, Крошкину

Участок реки	Тип речного русла	Форма движения наносов	I	$\frac{h_{\text{ср}}}{d_{\text{отм}}}$	$C_{\text{м}^{0,5}/\text{с}}$	m	Fr
Высокогорный	Немеандрирующие с включениям инородных для руслового потока крупных твердых фракций (обломки скал и др.)	Безгрядовая	$>0,1$	1	<10	$>2,5$	1,2
Горный	Немеандрирующие с преобладанием аллювия	То же	0,1—0,02	1—3	10—20	2,5—3,5	1,2—0,9
Горно-предгорный	Немеандрирующие, ограниченное меандрирование	Переходная	0,02—0,002	3—30	20—40	3,5—5,5	0,8—0,3
Предгорно-равнинный	Ограниченное и свободное меандрирование	Переходная, грядовая	$<0,002$	>30	>40	5,5	$<0,3$

деформации; измерители руслового процесса. Б. Ф. Сنيщенко [110] уточнил условия существования типов русла с помощью предложенного им критерия

$$A_d = \frac{I_d}{I} \frac{B_d}{B_6},$$

где I_d — уклон дна долины; I — уклон потока по тальвегу; B_d — ширина дна долины, включающей пойму и русло; B_6 — ширина русла на уровне пойменных бровок.

В табл. 1.3 приведены типы русла, значения критерия A_d и оценка его колебаний в виде среднего квадратического отклонения σ_A . Описание типов русловых процессов даны в работах [95, 101 и др.].

Таблица 1.3

Значения критерия A_d

Тип русла	A_d	σ_A	$\frac{\sigma_A}{A_d} \cdot 100$
Свободное меандрирование	36,6	11,5	32
Незавершенное меандрирование	14,6	4,0	36
Пойменная многоруканность	7,93	2,43	31
Ограниченное меандрирование	5,93	1,34	23
Побочный тип	2,60	0,59	23
Русловая многоруканность	1,97	0,63	32

Из данных этой таблицы видно, с какой точностью можно вообще определить тип русла по критерию A_d . Сравнительно невысокая точность объясняется сложностью формирования русла и поймы и изменчивостью руслового процесса во времени.

Попытка составить совместную классификацию русел и пойм принадлежит Л. Д. Курдюмову [76]. В его классификации учитывается отношение крупности наносов к динамической скорости, относительная высота поймы и другие факторы. Отношение возвышения прирусловых участков поверхности поймы над наинижней точкой дна главного русла к наибольшей глубине и живом сечении русла названо относительной высотой поймы.

Исследования в области типизации русел продолжают с привлечением еще большего числа различных качественных и количественных характеристик рек. В недавнее время В. С. Лапшенков предложил детальную типизацию аллювиальных русел [77].

Приведенный обзор гидравлических классификаций рек не является исчерпывающим. Рассмотрены главным образом клас-

сификации, которые наряду с качественными характеристиками содержат параметры потока и руслового процесса. Видно, что работа в области гидравлической классификации рек должна быть продолжена, имея в виду повышение эффективности использования ее результатов при строительном проектировании гидротехнических сооружений и мостов.

Важно, чтобы в последующих исследованиях были установлены условия перехода одного типа руслового процесса в другой. Интересные данные по этому вопросу содержатся в монографии Н. С. Знаменской [56].

ОСНОВНЫЕ УРАВНЕНИЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В КАНАЛАХ И РЕКАХ

Основными формами движения воды в каналах и реках являются следующие.

Установившееся движение — движение жидкости, при котором ее скорость в любой точке занятого жидкостью пространства не изменяется во времени.

Неустановившееся движение — движение жидкости, при котором ее скорость во всех точках занятого жидкостью пространства изменяется по значению и (или) направлению во времени.

Равномерное движение — установившееся движение, при котором скорость частиц жидкости в соответственных точках живых сечений является одинаковой (соответственные точки лежат на одной линии тока).

Неравномерное движение — движение жидкости, при котором скорость ее частиц в соответственных точках живых сечений не является постоянной.

В укрепленных каналах движение жидкости в большинстве случаев равномерное. Оно может стать неравномерным под влиянием многих причин, подробно изучаемых в курсах гидравлики. Назовем некоторые из них: воздействие на поток различных сооружений, располагаемых на каналах; изменения уклона дна канала; формы его сечения по длине; изменения гидравлических сопротивлений по длине, например путем применения искусственной шероховатости или разных способов укрепления дна и откосов канала по его длине.

В каналах с неукрепленным руслом при наличии русловых деформаций движение становится неравномерным.

В реках движение воды неравномерное, а при изменении расходов воды во времени (в период половодий и паводков) — неустановившееся. Следовательно, в реках наблюдается самая сложная форма движения, т. е. неустановившееся движение в непризматических руслах. Речной поток имеет сложное очертание в плане и является двухфазным, так как он транспортирует наносы. Это создает дополнительные трудности при исследовании движения воды в реках. Движение воды в каналах и реках почти, как правило, турбулентное, т. е. движение с пульсацией

скоростей и, следовательно, с перемешиванием ее частиц. Турбулентное движение воды в каналах и реках имеет место при числе Рейнольдса

$$Re = \frac{vR}{\nu} > Re_{кр} \approx 300,$$

где v — средняя скорость потока, R — гидравлический радиус, ν — кинематический коэффициент вязкости; $Re_{кр}$ — критическое число Рейнольдса. Оно может существенно отличаться от приведенного, например, на расширениях и сужениях потока, на искривлениях русла и проч., достигая значений 1200.

В неукрепленных каналах с неактивными русловыми деформациями и на сравнительно прямых участках рек движение воды может считаться равномерным или близким к нему.

Движение воды в каналах и реках почти всегда безнапорное, т. е. движение с открытой (свободной) водной поверхностью. Однако надо иметь в виду, что может быть движение и напорное, т. е. движение, при котором отсутствует открытая (свободная) поверхность. При наличии ледяного покрова может быть напорное движение. В этом случае через лунки вода выходит на поверхность льда. Если вода не выходит через лунки, движение безнапорное. В этом случае лед считается плавающим в воде.

В этой главе приведены те уравнения движения воды в каналах и реках, которые непосредственно используются в последующих главах или необходимы для понимания сущности явлений или содержат постановку решения новой задачи.

2.1. Равномерный поток

Общее уравнение равномерного движения жидкости записывается в виде

$$\tau_0 = \rho g R I, \quad (2.1)$$

где τ_0 — напряжение трения на границах потока (на дне); ρ — плотность жидкости; g — ускорение свободного падения; $R = \omega/\chi$ — гидравлический радиус; ω — площадь живого сечения; χ — длина смоченного периметра; I — уклон поверхности воды, равный при равномерном движении уклону дна потока $I_0 = \sin \alpha_0$; α_0 — угол наклона дна потока; $I = (z_B - z_H)/l = h_l/l$; z_B , z_H — отметки поверхности воды в сечениях, расположенных на расстоянии l ; h_l — потеря удельной энергии (напора) по длине потока.

Формулу (2.1) перепишем в виде

$$\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g R I} = v_*,$$

где v_* — динамическая скорость потока.

Средняя скорость потока v , нормированная по динамической скорости v_* , т. е. отношение v/v_* , называется безразмерным коэффициентом Шези C . Следовательно,

$$\frac{v}{v_*} = \frac{v}{\sqrt{gRI}} = C^*,$$

или

$$v = C^* \sqrt{gRI}. \quad (2.2)$$

Произведение $C^* \sqrt{g} = C$ — есть размерный коэффициент Шези в м^{0.5}/с. Расчетное уравнение равномерного движения применяется в виде (2.2), но чаще в виде

$$v = C \sqrt{RI}. \quad (2.3)$$

Соппротивление движению потока, вызываемое вязкостью и турбулентностью потока, на участке рассматриваемой длины l без учета влияния местных сопротивлений называют гидравлическим сопротивлением по длине. Энергия массы жидкости, отнесенная к ее весу, представляет собой удельную энергию потока. Потери удельной энергии потока на преодоление сопротивлений по длине называют потерей напора по длине h_l . Из формулы (2.3) получим

$$h_l = \frac{v^2 l}{C^2 R}. \quad (2.4)$$

Аналогичная формула часто записывается в виде (в особенности применительно к напорному движению)

$$h_l = \frac{\lambda v^2}{4R \cdot 2g}, \quad (2.5)$$

где $4R$ — гидравлический диаметр (для круглых сечений при напорном движении жидкости он равен диаметру трубы); λ — коэффициент Дарси.

Принципиальных различий между формулами (2.4) и (2.5) нет. Связь между C и λ , как видно из формул (2.4) и (2.5), выражается формулой

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \quad (2.6)$$

или

$$C^* = \sqrt{\frac{8}{\lambda}}.$$

Сравнивая (2.1) и (2.5), а также учитывая, что $I = h/l$, получаем

$$\lambda = \frac{8\tau_0}{\rho v^2} = 8 \left(\frac{v_*}{v} \right)^2. \quad (2.7)$$

Иногда в литературе по гидравлике допускается упрощенное толкование коэффициента Шези, а следовательно, и коэффициента Дарси, акцентируя внимание только на том, что эти коэффициенты определяются по эмпирическим формулам, а следовательно, являются эмпирическими коэффициентами. На самом деле коэффициент Шези имеет глубокий смысл. Из формулы (2.2) следует

$$C^* = \frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{\text{Fr}}{I}}, \quad (2.8)$$

где $\text{Fr} = \frac{v^2}{gR} \approx \frac{v^2}{gh_{\text{ср}}}$ — число Фруда; $h_{\text{ср}} = \omega/B$ — средняя глубина потока.

Для широких речных потоков $\chi \approx B$, поэтому $R \approx h_{\text{ср}}$. Число Фруда представляет собой важнейший критерий динамического подобия потоков в автомодельной области, широко используемый в речной гидравлике. Так как в формулу (2.8) входит еще уклон I , то приходится считать, что коэффициент Шези более содержательный критерий, чем число Фруда. Из формулы (2.5) получим

$$\lambda = \frac{8I}{\text{Fr}}, \quad (2.9)$$

т. е. коэффициент λ также выражает соотношение между уклоном и числом Фруда.

При исследовании движения воды в каналах и реках наряду с безразмерным коэффициентом Шези для всего потока C^* используется безразмерный коэффициент Шези на вертикали $C_v^* = C_v / \sqrt{g}$, где C_v — коэффициент Шези (размерный) на вертикали. Формула средней скорости на вертикали записывается в виде

$$u_v = C_v^* u_* = C_v^* \sqrt{ghI}, \quad (2.10)$$

или

$$u_v = C_v \sqrt{hI}. \quad (2.11)$$

Аналогичные формулы для потока записаны в виде (2.2) и (2.3). В формуле (2.1) τ_0 — по существу среднее касательное

напряжение на дне потока. Чтобы определить локальное касательное напряжение τ'_0 , необходимо в формулу (2.1) ввести локальный гидравлический радиус $R' = \frac{d\omega}{dx}$. С учетом такого замечания формулу для τ'_0 запишем в виде

$$\tau'_0 = \rho g I \frac{d\omega}{dx}.$$

Методика определения локальных гидравлических радиусов пояснена в п. 3.2. Если построить эпюру распределения локальных гидравлических радиусов по смоченному периметру, то площадь, ограниченная этой эпюрой, должна быть равна площади живого сечения. Для широких русел $\frac{d\omega}{dx} = h$, поэтому выраже-

ние для динамической скорости на вертикали было записано в виде (2.10). Понятие локального гидравлического радиуса широко использовано в монографии [116].

Известно, что форма живого сечения потока, в особенности речного, существенно влияет на пропускную способность русла. Гидравлический радиус R и средняя глубина потока лишь частично характеризуют морфометрию живого сечения потока. Одному и тому же R и $h_{\text{ср}}$ может соответствовать большое число форм смоченного периметра. По отношению к реке $h_{\text{ср}}$ дает даже лучшее представление о пропускной способности русла, чем R , на что обратил внимание М. А. Великанов.

Вопрос о влиянии на расход воды формы живого сечения не возникает, если определяется расход через элементарную площадь $d\omega = h db$. Отсюда возникла идея, первоначально сформулированная Великановым, применения формулы Шези для вертикалей. Следовательно, $dQ = u_b h db = C_b \sqrt{hI} h db$; принимаем

$$C_b = \frac{1}{n} h^y, \quad (2.12)$$

где n — коэффициент шероховатости; y — переменный показатель, методика определения которого изложена в главе 4.

Выражение для расхода Q запишем в виде

$$Q = \int_0^B \frac{\sqrt{I}}{n} h^{3/2+y} db. \quad (2.13)$$

Если считать $\sqrt{I}/n$ независимым от b , получим

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \int_0^B h^{3/2+y} db. \quad (2.14)$$

Введем параметр

$$\beta_* = \frac{1}{h_{\text{ср}}^{3/2+y} B} \int_0^B h^{3/2+y} db, \quad (2.15)$$

учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока. Интеграл этого выражения равен площади, ограниченной зеркалом воды и эпюрой $h^{3/2+y}(b)$. Так как $h_{\text{ср}}^{3/2+y} B = \omega \sqrt{h_{\text{ср}}} h_{\text{ср}}^y$, формулу (2.15) запишем в виде

$$Q = \frac{\beta_*}{n} h_{\text{ср}}^y \omega \sqrt{h_{\text{ср}}} I. \quad (2.16)$$

Формулу (2.16) запишем в виде

$$Q = \beta_* C \omega \sqrt{h_{\text{ср}}} I, \quad (2.17)$$

или

$$Q = K \sqrt{I},$$

где

$$K = \beta_* C \omega \sqrt{h_{\text{ср}}} = \frac{Q}{\sqrt{I}}. \quad (2.18)$$

Исходя из формулы (2.3),

$$K = C \omega \sqrt{R}. \quad (2.19)$$

Отношение расхода Q в русле заданного живого сечения к корню квадратному из уклона I называется расходной характеристикой. Расходная характеристика имеет размерность расхода потока.

Обращаясь к формуле (2.17), видим, что на расход воды Q влияет неравномерность распределения глубин в живом сечении. Ниже будет показано, что при резких изменениях глубин по ширине потока (при выходе его на пойму) возникает явление, называемое кинематическим эффектом безнапорного потока, что будет рассматриваться ниже.

Рассмотрим некоторые частные выражения β_* . При $y = 1/8$ формула (2.15) принимает вид

$$\beta_* = \frac{1}{h_{\text{ср}}^{5/8} B} \int_0^B h^{5/8} db. \quad (2.20)$$

Если принять выражение для коэффициента Шези C в целом для всего потока, и считать уклон I мало изменяющимся по ширине потока, формулу для Q можно записать в виде

$$Q = C \sqrt{I} \int_0^B h^{3/2} db. \quad (2.21)$$

Соответствующее выражение в этом случае для β_* в формуле (2.17) принимает вид

$$\beta_* = \frac{1}{h_{cp}^{3/2} B} \int_0^B h^{3/2} db. \quad (2.22)$$

Эта формула имеет самостоятельное значение и будет получена еще другим способом в главе 3. Она получается также из (2.15) при $y = 0$, однако это не означает, что при вычислении C , входящего в формулу (2.21), надо принимать $C = 1/n$. Методика определения β_* для каналов и рек рассмотрена в главах 4 и 5.

2.2. Неравномерный установившийся поток

Дифференциальное уравнение неравномерного движения запишем в виде

$$-dz = d\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) + \frac{Q^2}{K^2} dl, \quad (2.23)$$

или

$$-dz = d\left(\frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}\right) + \frac{Q^2}{K^2} dl. \quad (2.24)$$

После деления на dl получим

$$I = -\frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \right) + \frac{Q^2}{K^2}, \quad (2.25)$$

где α — коэффициент Кориолиса; K — расходная характеристика в данном сечении; I — уклон поверхности воды; z — отметка поверхности воды.

При решении уравнения (2.23) могут быть выделены два основных случая.

1. Движение воды в каналах. Уклон дна потока I_0 на заданной длине потока может быть принят за постоянную величину и площадь живого сечения может быть выражена в зависимости от длины потока и глубины, т. е. $\omega = \omega(l, h)$. Для призматических русел $\partial\omega/\partial l = 0$, для непризматических $\partial\omega/\partial l \neq 0$. В результате решения уравнения может быть введена глу-

бина потока h , изменяющаяся по его длине. Связь между уклоном поверхности воды I и уклоном дна I_0 выражается уравнением

$$I = I_0 - \frac{dh}{dl}. \quad (2.26)$$

При неравномерном движении

$$d\omega = \left(\frac{\partial \omega}{\partial l} dl + \frac{\partial \omega}{\partial h} dh \right). \quad (2.27)$$

Учитывая (2.26) и (2.27), после преобразований формулу (2.25) запишем в виде

$$\frac{dh}{dl} = \frac{I_0 - \frac{Q^2}{K^2} \left(1 - \frac{\alpha K^2}{g \omega^3} \frac{\partial \omega}{\partial l} \right)}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}}. \quad (2.28)$$

Коэффициент Кориолиса α представляет собой безразмерную величину, равную отношению кинетической энергии массы жидкости, протекающей в единицу времени через данное живое сечение, к кинетической энергии массы жидкости, вычисленной в предположении, что скорости во всех точках живого сечения равны средней скорости потока v . Общее выражение для α записывается в виде

$$\alpha = \frac{1}{v^3 \omega} \int_{\omega} u^3 d\omega. \quad (2.29)$$

Если известно распределение скоростей в живом сечении и построены изотакхи, то коэффициент α с высокой точностью определяется по формуле

$$\alpha = \int_0^1 \left(\frac{u}{v} \right)^3 \frac{d\omega_u}{\omega}, \quad (2.30)$$

где ω_u — площадь, ограниченная изотакхой.

Интеграл формулы находят графическим способом, для чего необходимо построить трансформированную тахиграфическую кривую [44]. Площадь, ограниченная этой кривой и осями координат, численно равна коэффициенту Кориолиса. При отсутствии измеренного поля скоростей α может быть подсчитано по формуле Железнякова

$$\alpha = 1 + 0,88 \left(0,34 + \frac{1 + \sqrt{\frac{I}{Fr}}}{2,3 + 0,3 \sqrt{\frac{Fr}{I}}} \right)^2, \quad (2.31)$$

где

$$Fr = \frac{v^2}{gR} \approx \frac{v^2}{gh_{cp}}$$

— число Фруда.
Учитывая, что

$$\sqrt{\frac{Fr}{I}} = \frac{C}{\sqrt{g}},$$

формула записывается в виде

$$\alpha = 1 + 0,88 \left(0,34 + \frac{1 + \frac{\sqrt{g}}{C}}{2,3 + 0,3 \frac{C}{\sqrt{g}}} \right)^2. \quad (2.32)$$

В зависимости от того, какие известны исходные данные о потоке, используется формула (2.31) или (2.32). Ниже приведены значения α , которые подсчитаны по формуле (2.32):

C м ^{0,5} /с	5	7,5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	100
α	1,75	1,55	1,49	1,39	1,33	1,27	1,23	1,21	1,20	1,18	1,17	1,16

Знаменатель правой части уравнения (2.28) может быть записан в другой форме, учитывая, что

$$\frac{\alpha Q^2}{g\omega^2} \frac{B}{\omega} = \frac{\alpha v^2}{gh_{cp}} = Fr.$$

По сравнению с предыдущим здесь в число Фруда входит коэффициент α .

Для призматического русла уравнение (2.28) упрощается

$$\frac{dh}{dl} = \frac{I_0 - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - Fr}. \quad (2.33)$$

Перепишем эту формулу в виде

$$\frac{dh}{dl} = I_0 \frac{1 - \frac{Q^2}{I_0 K^2}}{1 - Fr}.$$

Величина $Q/\sqrt{I_0} = K_0$ представляет собой расходную характеристику при равномерном движении. Назовем ее нормаль-

ной расходной характеристикой. Последняя формула принимает вид

$$\frac{dh}{dl} = I_0 \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - Fr}, \quad (2.34)$$

где K — расходная характеристика при неравномерном движении.

Нормальная расходная характеристика входит в уравнение (2.34) в качестве гидравлического параметра движения. Она вычисляется при элементах потока, соответствующих глубине равномерного потока. Глубина потока при равномерном движении жидкости называется нормальной глубиной потока.

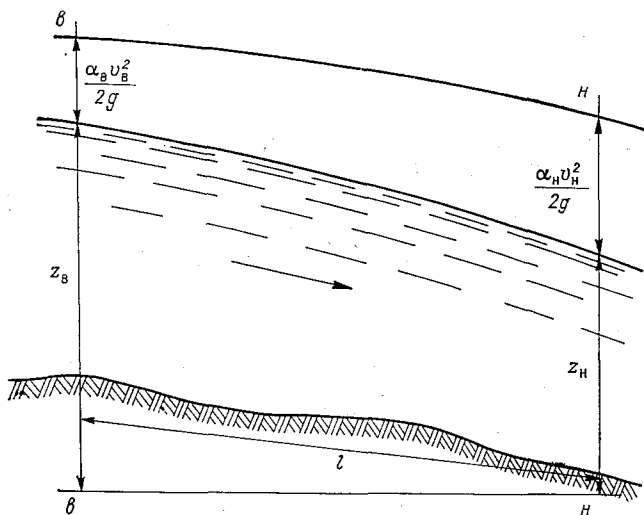


Рис. 2.1. К выводу уравнения неравномерного движения воды в реках.

2. Движение воды в реках. Уклон дна потока сложно изменяется по его длине, может быть как прямым ($I_0 > 0$), так и обратным ($I_0 < 0$). Только на сравнительно большом протяжении реки можно определить осредненное по длине положительное значение I_0 . Функция $h = h(l)$ не может быть выражена строго математически. Все это приводит к необходимости применять уравнение в разностной форме и вводить в уравнение не глубины потока, как это в (2.28), а отметки поверхности воды.

Запишем уравнение (2.23) в конечных разностях (рис. 2.1)

$$-(z_H - z_B) = \frac{\alpha_H v_H^2}{2g} - \frac{\alpha_B v_B^2}{2g} + \int_0^l \frac{Q^2}{K^2} dl, \quad (2.35)$$

где z_n, z_b — отметки поверхности воды в нижнем $n-n$ и верхнем $b-b$ сечениях; $v_n = Q/\omega_n$, $v_b = Q/\omega_b$ — средние скорости потока соответственно в сечениях $n-n$ и $b-b$; ω_n, ω_b — площади живых сечений в нижнем и верхнем сечениях; α_n, α_b — коэффициенты Кориолиса в сечениях $n-n$ и $b-b$.

Интеграл в правой части уравнения (2.35) выражает потерю удельной энергии на трение от верхнего до нижнего сечения. Представим его в виде

$$\int_0^l \frac{Q^2}{K^2} dl = \frac{Q^2}{\bar{K}^2} \int_0^l dl = \frac{Q^2 l}{\bar{K}^2} = h_l,$$

где $\bar{K}$ — средняя расходная характеристика на длине l . Считаем, что

$$\bar{K}^2 = 0,5(K_n^2 + K_b^2). \quad (2.36)$$

Расход Q вынесен за знак интеграла, так как рассматривается установившееся движение жидкости. Уравнение (2.35) перепишем в виде

$$z_b - z_n = -\frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\omega_n^2} - \frac{1}{\omega_b^2} \right) + \frac{Q^2}{\bar{K}^2} l, \quad (2.37)$$

или

$$z_b - z_n = -\frac{\alpha_b v_b^2}{2g} + \frac{\alpha_n v_n^2}{2g} + h_l, \quad (2.38)$$

где $z_b - z_n = \Delta z$ — разность уровней воды в сечениях, расположенных на расстоянии l (рис. 2.1), называемая падением водотока.

Учитывая, что $(z_b - z_n)/l = I$ — уклон поверхности воды, формулу (2.38) запишем в виде

$$\frac{h_l}{l} = I_r = I + \frac{\frac{\alpha_b v_b^2}{2g} - \frac{\alpha_n v_n^2}{2g}}{l}, \quad (2.39)$$

где I_r — гидравлический уклон.

При $\alpha_b = \alpha_n = \alpha$ имеем

$$I_r = I + \frac{\alpha \left(\frac{v_b^2}{2g} - \frac{v_n^2}{2g} \right)}{l}. \quad (2.40)$$

Гидравлическое уравнение неразрывности при неравномерном установившемся движении записывается в виде

$$Q = \omega_B v_B = \omega_H v_H. \quad (2.41)$$

При равномерном движении $\omega_B = \omega_H$ и $v_B = v_H$. При $v < 1,0-1,5$ м/с, особенно, если

$$\frac{\omega_B - \omega_H}{0,5 (\omega_B + \omega_H)} \cdot 100 \% < 25 \%,$$

уравнение (2.37) можно упростить, отбросив первый член в правой части,

$$z_B - z_H = \frac{Q^2 l}{\bar{K}^2}, \quad (2.42)$$

или

$$\Delta z = \frac{Q^2 l}{\bar{K}^2}. \quad (2.43)$$

Это есть основное уравнение неравномерного движения воды, которое широко применяется для проектирования формы свободной поверхности в реках с использованием кривых расходов воды $Q = Q(z)$. По своему внешнему виду оно напоминает уравнение равномерного движения, но нельзя забывать, что в (2.42) входит расходная характеристика, определяемая по формуле (2.36), т. е. учитывается изменение по длине сложной величины $K = C \omega \sqrt{R}$.

Если пользоваться для решения уравнения (2.42) кривыми расходов, построенными по натурным данным, то косвенно учитываются и местные гидравлические сопротивления (расширения, сужения и изгибы русла), хотя в исходном уравнении (2.35) они не нашли отражения.

Запишем уравнение (2.42) в виде

$$\frac{\Delta z}{Q^2} = \frac{l}{\bar{K}^2}. \quad (2.44)$$

Отношение падения Δz на длине участка водотока (реки) к квадрату расхода воды Q называется модулем сопротивления участка русла реки. Как видно из формулы (2.43), может быть дано и другое определение этому понятию, а именно: отношение длины l участка реки к квадрату осредненной по длине его расходной характеристики $\bar{K}$.

Изобразим на участке продольного профиля реки (рис. 2.2) два положения свободной поверхности воды — при разных расходах воды Q_1 и Q_2 , а следовательно, и при разных падениях

Δz_1 и Δz_2 . Очевидно, должны выполняться неравенства: $Q_2 > Q_1$; $\Delta z_2 > \Delta z_1$. Однако, как показали исследования, выполняется равенство

$$\frac{\Delta z_1}{Q_1^2} \approx \frac{\Delta z_2}{Q_2^2}, \quad (2.45)$$

т. е. модули сопротивления равны, хотя уклоны поверхности воды и расходы изменяются. Выражение, остающееся постоянным при определенном преобразовании переменных параметров (величин), входящих в это выражение, называют инвариантом.

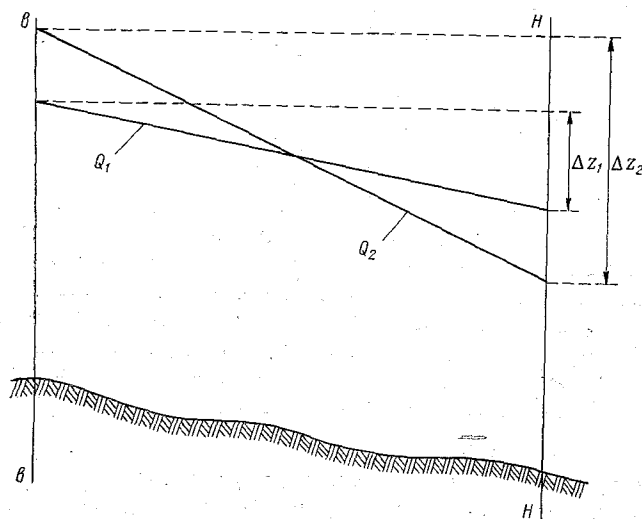


Рис. 2.2. К пояснению сущности постулата инвариантности модуля сопротивления.

Допущение о независимости модуля сопротивления от уклона поверхности воды называют постулатом инвариантности модуля сопротивления русла. Его использование в гидравлических расчетах имеет большое практическое значение. Кривые расходов воды, полученные для водотоков в их естественном состоянии, т. е. без регулирования стока водохранилищами, могут быть использованы для проектирования кривых свободной поверхности подпорных потоков. Уклоны последних существенно меньше уклонов водотоков, находящихся в естественном состоянии, и это не является препятствием для применения постулата инвариантности модуля сопротивления.

В точке пересечения кривых свободной поверхности (рис. 2.2) получаем среднюю отметку уровня на участке реки длиной l

$$\bar{z} = 0,5 (z_b + z_n). \quad (2.46)$$

Введем для краткости обозначение $F = \Delta z / Q^2$. Обращаясь к приведенным выше формулам для расхода воды и учитывая, что $Q = Q(z)$, приходим к выводу, что модуль сопротивления зависит от средней отметки уровня на участке реки, т. е. $F = F(\bar{z})$.

Длины участков назначаются таким образом, чтобы на них были приблизительно однородными формы живых сечений, шероховатости русла и уклоны поверхности воды.

2.3. Неустановившийся поток

Прежде чем рассмотреть уравнения неустановившегося движения жидкости в открытых руслах, дадим качественное его описание, учитывая, что это одна из самых сложных форм движения воды в реках и каналах. Вместе с тем сделана попытка систематизировать соответствующую терминологию. Неустановившееся движение воды в реках и каналах проявляется в форме волн, перемещающихся в продольном направлении потока. Эти волны в отличие от волн, возникающих на поверхности воды под влиянием ветра (ветровые волны), переносят большие массы воды. Поэтому их называют волнами перемещения. Нарушение первоначального установившегося движения воды в открытых руслах происходит под влиянием: изменения расхода в каком-нибудь створе, например, в створе ГЭС; неравномерного притока или оттока воды по длине русла, т. е. примерно по нормали к оси русла. В результате гидравлические элементы потока изменяются во времени и по его длине.

Волновые движения жидкости отличаются большим разнообразием. Классификация волн и соответствующая ей терминология разработаны Л. Н. Сретенским. За классификационные признаки принято: положение волн относительно свободной поверхности жидкости; силовой фактор волнообразования и др. Типы волн при неустановившемся движении воды в реках и каналах в этой классификации не нашли отражения. Классификация волн в открытых потоках приведена в работе [27 и др.].

Дадим определение основным типам волн перемещения, а затем отметим особенности неустановившегося движения в реках, которые обычно не рассматриваются в общих курсах гидравлики, но есть в некоторых монографиях [27].

Волна перемещения, распространяющаяся по течению потока, называется прямой. Волна перемещения, распространяющаяся вверх по течению, называется обратной. Волна перемещения, вызывающая возрастание уровня потока, называется

положительной, а вызывающая понижение уровня — отрицательной. Прямые волны иначе называются нисходящими, а обратные — восходящими. Положительные и отрицательные волны могут быть как прямыми, так и обратными. В речных руслах чаще всего бывают волны прямые положительные, называемые волнами напоя. Они вызывают увеличение уровня и расхода вниз по течению. Обратная положительная волна называется волной подпора. Она вызывает повышение уровня потока и уменьшение его расхода вверх по течению.

Самая высокая точка поверхности волны называется вершиной волны. Самая верхняя часть волны вблизи ее вершины называется гребнем волны. Геометрическое место точек свободной поверхности жидкости, отделяющее в данный момент времени покрытую волной часть этой поверхности от остальной невозмущенной ее части, называется фронтом волны.

Волны, возникающие на свободной поверхности жидкости, обладающей трехмерным движением, называются пространственными. Волны, возникающие на свободной поверхности жидкости, обладающей плоскопараллельным движением, называются плоскими.

Скорость распространения (добегания) гребня волны C_r определяется делением расстояния между створами на разность моментов времени, в которые уровень воды в створах имеет наибольшее значение.

Скорость распространения фронта волны C_f , иначе называемая скоростью распространения возмущения, определяется делением расстояния между створами на разность моментов времени, соответствующих началу наступления возмущения в створах. Скорость C_r не совпадает со скоростью C_f , так как по мере движения волны происходит ее трансформация.

В реках, где силы сопротивления движению воды велики, крутизна переднего склона волны уменьшается, поэтому $C_r < C_f$. В речной гидравлике введено еще понятие скорости добегания данного расхода; ее гидравлический смысл и методика определения рассматривается ниже. При медленном изменяющемся неустановившемся движении волны имеют малую крутизну свободной поверхности. Волны, характеризующиеся резким изменением формы (уровня) свободной поверхности, называются прерывными. Чередование волн различных типов вызывает сложные волны.

Волны в речных руслах могут быть естественные, вызываемые половодьями и паводками, и искусственные, вызываемые пусками из водохранилища. Периодическая или эпизодическая подача воды из водохранилища для регулирования расхода или уровня воды на нижележащем участке водотока или уровня в самом водохранилище называется пуском. Резкие по-

пуска при малых глубинах воды в нижних бьефах сооружений ЛЭС могут вызвать первые волны. Наибольшую опасность представляют первые волны, образующиеся при разурении плотин. К прерывным волнам следует также отнести селевые потоки, представляющие собой двухфазные волны, состоящие из смеси воды и рыхлообломочных пород.

Фаза водного режима реки, ежегодно повторяющаяся в данных климатических условиях в один и тот же сезон, характеризуется наибольшей водностью, высоким и длительным подъемом уровня воды, и вызываемая снеготаплением или совместным таянием снега и ледников, называется пологим.

Фаза водного режима реки, которая может многократно повторяться в различные сезоны года, характеризуется интенсивным, обычно кратковременным увеличением расходов и уровней воды и называется ложным или снеготаплением во время оттепелей называется пологом.

Во время половодья и наводков вода поступает в русла реки с водосбора, следовательно, она распределена по длине реки, поэтому створ возмущения, т. е. створ нарушения установившегося движения, не выражен четко. В этом заключается отличие паводковых волн от попусковых, где створ возмущения всегда четко зафиксирован, например створ ЛЭС. Если таяние снега или выпадение дождей происходит одновременно на значительном протяжении водосбора реки, то волновые явления в русле выражены слабо, хотя наблюдается повышение и понижение уровней в створах по длине реки. Можно себе представить синхронное повышение и понижение уровней воды в реке, на большом протяжении реки, без образования волнового движения в реке. Главным признаком возникновения волн в речном русле является асинхронность наступления максимальных уровней в створах по длине реки. Если длина волны неизмеримо больше глубины потока, то такие волны называют длинными. Волны пологий и паводков, как правило, длинные. При неустановившемся движении воды в реках и каналах нарушается однозначность связи между расходами и уровнями воды. Кривая расходов принимает форму петли, называемой паводочной петлей. На подъеме половодья (паводка) уклоны поверхности воды больше, чем на спаде. Это приводит к тому, что при одинаковом уровне расходов воды больше на подъеме, чем на спаде. На подъеме уровень живое сечение русла отличается большей пропускной способностью, чем при установившемся движении, а тем более на спаде уровней. Паводочная петля является классическим примером истерезиса в гидравлике. Для рек встречаются случаи, когда на кривых расходов воды ветвь подъема располагается левее ветви спада [12]. Это объясняется морфологическим строением поймы и ее аккумулятивной способностью, а также особенностями взаимодействия руслового и пойменного потоков.

Уравнение неразрывности:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial l} = 0. \quad (2.49)$$

Учитывая, что $Q = v\omega$, уравнение (2.49) принимает вид

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + v \frac{\partial \omega}{\partial l} + \omega \frac{\partial v}{\partial l} = 0.$$

Уравнение неразрывности выражает связь между изменением живых сечений ω во времени t и по длине l с изменением средней скорости v по длине потока, а следовательно, и с расходом воды Q . Уравнение (2.49) в более общей форме для речных потоков записывают в виде

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial l} = q. \quad (2.50)$$

В результате решения системы уравнений (2.47) и (2.49) получают $Q = Q(t, l)$ и $z = z(t, l)$. Зная Q и z , находят ω , $h_{\text{ср}}$, v . При фиксированной длине l получают хронологический график колебания уровней воды $z = z(t)$ и гидрограф $Q = Q(t)$. При фиксировании времени t получают график $Q = Q(l)$ и график $z = z(l)$, описывающий продольный профиль волны.

Методы расчета неустановившегося движения разделяют на две группы: 1) строгие (условный термин) и 2) упрощенные.

Строгие методы основаны на решении дифференциальных уравнений (2.47) и (2.49). Возникающие при решении этих уравнений математические трудности преодолеваются разными путями, в связи с чем предложено несколько строгих методов решения уравнений. В практической практике широкое распространение получил метод мгновенных режимов Н. М. Бернадского (уравнения для расчетных участков водотока записываются в конечных разностях). При этом в динамическом уравнении не учитываются инерционные члены. В настоящее время строгие методы реализуются на ЭВМ. Существует программа счета по этому методу, разработанная под руководством О. Ф. Васильева в Институте гидродинамики Сибирского отделения АН СССР и другие программы.

В упрощенных методах динамическое уравнение заменяется каким-нибудь другим выражением, например связью между расходом и объемом воды на расчетном (характерном) участке [27]. В практике расчетов неустановившегося движения наряду с использованием скорости добегания гребня волны широко используется понятие скорости добегания данного расхода в русле. В удалении от створов возмущения считается возможным принимать $C_r \approx C_n$ [27].

Так как при неустановившемся движении $Q = Q(l, t)$, то

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial l} dl + \frac{\partial Q}{\partial t} dt,$$

откуда

$$\frac{dQ}{dt} = C_{\pi} \frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial Q}{\partial t}, \quad (2.51)$$

где $dl/dt = C_{\pi}$.

Предположим $dQ/dt = 0$. Это условие соблюдается, если вдоль русла перемещается некоторый определенный (заданный) расход воды со скоростью C_{π} и в точках перегиба на гидрографе $Q = Q(t)$. При $dQ/dt = 0$ из (2.51) получим

$$C_{\pi} = - \frac{\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial Q}{\partial l}}. \quad (2.52)$$

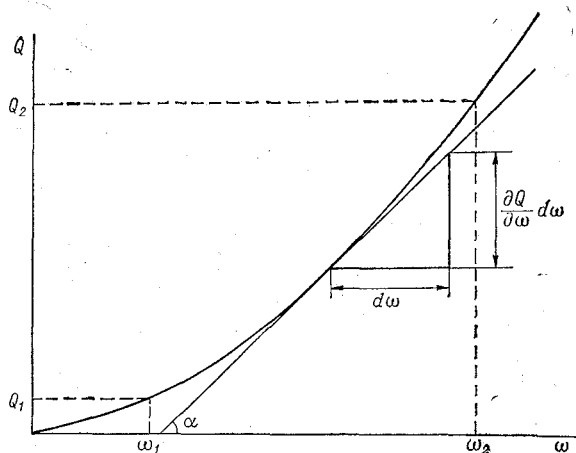


Рис. 2.3. Общий вид функции $Q = Q(\omega)$.

Из уравнения неразрывности (2.49) найдем

$$\frac{\partial Q}{\partial l} = - \frac{\partial \omega}{\partial t},$$

откуда из (2.52)

$$C_{\pi} = \frac{\partial Q}{\partial \omega}. \quad (2.53)$$

Эта формула в речной гидравлике находит широкое применение. Для определения C_{π} при наличии гидрометрических данных строят график $Q = Q(\omega)$ (рис. 2.3). Тангенс угла α касательной к оси ω (с учетом масштабов Q и ω) есть скорость C_{π} .

Если определить тангенс секущей линии, получим осредненное значение C_{Π} в пределах расходов Q_1 и Q_2

$$C_{\Pi} = \frac{Q_2 - Q_1}{\omega_2 - \omega_1} = \frac{\Delta Q}{\Delta \omega}.$$

Учитывая, что $Q = v\omega$, формулу (2.53) запишем в виде

$$C_{\Pi} = v + \omega \frac{\partial v}{\partial \omega}. \quad (2.54)$$

Если нормировать скорость C_{Π} по средней скорости потока, получим относительную фазовую скорость $K_{\Pi} = C_{\Pi}/v$. Учитывая это, а также, что $\partial \omega = B \partial H$, формула (2.54) принимает вид

$$K_{\Pi} = \frac{C_{\Pi}}{v} = 1 + \frac{\frac{\partial v}{B \partial H}}{\frac{v}{\omega}}. \quad (2.55)$$

При отсутствии измеренных расходов воды скорость C_{Π} и коэффициент K_{Π} можно приближенно рассчитать по формулам, вывод которых приведен в главе 5.

2.4. Неустановившийся поток при изменении гидравлических сопротивлений по его ширине

Дифференциальные уравнения (2.47) и (2.49) неустановившегося движения в открытых руслах, как правильно отмечено С. А. Христиановичем, не учитывают изменения гидравлических элементов потока по его ширине. Приведем уравнения неустановившегося движения воды к виду, позволяющему учитывать сложную форму живого сечения речного потока и особенности выхода потока на пойму. В качестве возможного решения задачи может быть предложено следующее. Сначала составляются дифференциальные уравнения движения для вертикали потока, а затем путем их интегрирования получают уравнения для всего потока. В результате приходим к интегро-дифференциальным уравнениям движения воды в реках [44].

Напомним, что свое уравнение, в котором кинематика потока характеризуется только средней скоростью потока, Сен-Венан предложил в 1871 г. для одномерного движения. На протяжении около ста лет изучается неустановившееся движение воды на основе этого уравнения. Предложено немало различных способов его решения, но исходное уравнение не подвергалось переработке. Решение его даже так называемыми строгими методами не дает удовлетворительной сходимости результатов решения с данными достаточно точных натурных исследований

неустановившегося движения воды в реках. По-видимому, сложность рассматриваемой проблемы заключается не только в несовершенстве методов решения уравнений, а и в том, что дифференциальные уравнения, составленные для одномерного потока, не могут учесть специфические особенности движения воды в реках [44].

На рис. 2.4 показаны две вертикали (в—в и н—н) неустановившегося потока, расположенные на расстоянии dl по течению, и свободные поверхности воды в момент времени t и $t+dt$.

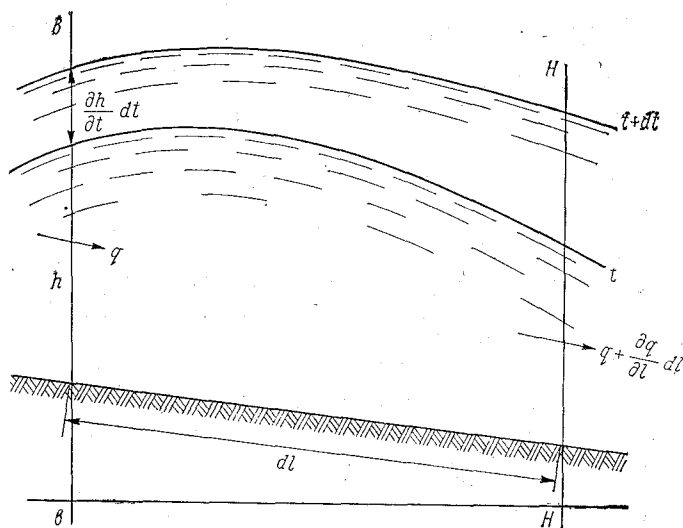


Рис. 2.4. Схема движения неустановившегося потока (на вертикалях).

Пусть расход воды на верхней вертикали q , следовательно на нижней вертикали $q + \frac{\partial q}{\partial l} dl$. Расход на вертикали численно равен площади профиля скоростей.

Изменение количества жидкости за время dt на длине dl равно $-\frac{\partial q}{\partial l} dl dt$. Изменение глубины на вертикали составляет $\frac{\partial h}{\partial t} dt$, поэтому

$$-\frac{\partial q}{\partial l} dl dt = \frac{\partial h}{\partial t} dl dt,$$

или

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial l} = 0. \quad (2.56)$$

Это уравнение неразрывности относится к вертикалям и имеет только внешнее сходство с уравнением неразрывности для прямоугольного русла.

Так как $q = u_b h$, где u_b — средняя скорость на вертикали, формулу (2.56) перепишем в виде

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u_b \frac{\partial h}{\partial l} + h \frac{\partial u_b}{\partial l} = 0. \quad (2.57)$$

Интегрирование по ширине потока B дает

$$\int_0^B \frac{\partial h}{\partial t} db + \int_0^B u_b \frac{\partial h}{\partial l} db + \int_0^B h \frac{\partial u_b}{\partial l} db = 0, \quad (2.58)$$

т. е. получается интегро-дифференциальное уравнение неразрывности несжимаемой жидкости, где b — расстояние в направлении, нормальном к движению потока.

Динамическое уравнение неустановившегося движения воды для вертикали, пренебрегая местными потерями напора, имеет следующий вид:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha_b u_b^2}{2g} \right) = - \frac{\partial h_l}{\partial l} - \frac{\alpha'_b}{g} \frac{\partial u_b}{\partial t}. \quad (2.59)$$

Здесь z — отметка поверхности воды (рис. 2.4); p — давление; α_b — коэффициент Кориолиса для вертикали, равный

$$\alpha_b = \frac{1}{u_b^3 h} \int_0^h u^3 dy,$$

где u — местная скорость на расстоянии y от дна потока; h_l — потери напора на трение (по длине потока); α'_b — коэффициент Буссинеска для вертикали, равный

$$\alpha'_b = \frac{1}{u_b^2 h} \int_0^h u^2 dy.$$

Для определения α_b и α'_b необходимо построить безразмерные профили скоростей в координатах η и $(u/u_b)^3$; η и $(u/u_b)^2$, где $\eta = y/h$. Площади, ограниченные этими эпюрами, дают соответственно α_b и α'_b . Имеется тенденция записывать уравнения неустановившегося движения, принимая $\alpha = \alpha' = 1$. С этим согласиться нельзя, так как α и α' существенно отличаются от единицы. Определению коэффициентов α , α' , α_b , α'_b посвящены обстоятельные исследования Л. С. Никитиной. В работах [44, 79] убедительно доказано, что α и α' существенно больше единицы.

Учитывая общеизвестное допущение о замене сопротивления при неустановившемся плавно изменяющемся движении силами сопротивления при установившемся движении, применительно к вертикали можно написать

$$\frac{dh_l}{dt} = \frac{q^2}{K_B^2},$$

где K_B — расходная характеристика для вертикали.

Уравнение (2.59) для безнапорного потока запишем в виде

$$-\frac{\partial z}{\partial l} = \frac{\alpha_B u_B}{g} \frac{\partial u_B}{\partial l} + \frac{\alpha'_B}{g} \frac{\partial u_B}{\partial t} + \frac{q^2}{K_B^2}. \quad (2.60)$$

Уклон свободной поверхности $I = -\frac{\partial z}{\partial l}$ выражается формулой

$$-\frac{\partial z}{\partial l} = I_0 - \frac{\partial h}{\partial l},$$

где $I_0 = \sin \alpha$ — уклон дна потока (рис. 2.6). Учитывая это, а также что

$$\frac{q^2}{K_B^2} = \frac{u_B^2}{C_B^2 h},$$

формулу (2.60) можно привести к виду

$$\alpha_B u_B \frac{\partial u_B}{\partial l} + \alpha'_B \frac{\partial u_B}{\partial t} + g \frac{\partial h}{\partial l} = g \left(I_0 - \frac{u_B^2}{C_B^2 h} \right). \quad (2.61)$$

Переходя ко всему потоку, получим из (2.61) интегро-дифференциальное динамическое уравнение

$$\int_0^B \alpha_B u_B \frac{\partial u_B}{\partial l} db + \int_0^B \alpha'_B \frac{\partial u_B}{\partial t} db + g \int_0^B \frac{\partial h}{\partial l} db = g \int_0^B \left(I_0 - \frac{u_B^2}{C_B^2 h} \right) db. \quad (2.62)$$

Однако и в таком виде уравнение (2.62) не описывает полностью явлений, которые возникают при резком изменении глубины и шероховатости дна потока по его ширине, что наблюдается при выходе потока на пойму.

Взаимодействие руслового (основного) и пойменного потоков сопровождается возникновением больших градиентов скоростей

вблизи бровок русла, образованием вихрей (чаще с вертикальными осями), поперечным массообменом и повышенной интенсивностью турбулентности. На образование и перенос вихрей затрачивается значительная часть кинетической энергии руслового потока. В результате кинематическая структура потока в основном русле существенно перестраивается. При этом уменьшаются местные и средние скорости в основном русле, а скорости в пойме вблизи бровок русла несколько увеличиваются. Уменьшение скоростей в русле не компенсируется увеличением скоростей в пойме. В результате уменьшается пропускная способность русла. Это явление называется кинематическим эффектом безнапорного потока.

В качестве возможного варианта записи уравнения (2.54) с учетом кинематического эффекта можно предложить следующий:

$$\int_0^B \frac{\partial h}{\partial t} db + \int_0^{B-B_{\text{к.э}}} u_{\text{в}} \frac{\partial h}{\partial l} db + \int_0^{B_{\text{к.э}}} u_{\text{в.к.э}} \frac{\partial h}{\partial l} db + \int_0^B h \frac{\partial u_{\text{в}}}{\partial l} db = 0, \quad (2.63)$$

где $B_{\text{к.э}}$ — часть ширины потока, на которой наблюдается кинематический эффект; $u_{\text{в.к.э}}$ — средние скорости на вертикалях на части потока шириной $B_{\text{к.э}}$.

Уравнение (2.63) написано в предположении, что $\partial u_{\text{в}}/\partial l = \partial u_{\text{в.к.э}}/\partial l$ (первое допущение). В этом случае, а также при $\partial u_{\text{в}}/\partial t = \partial u_{\text{в.к.э}}/\partial t$ (второе допущение) уравнение (2.62) принимает вид

$$\begin{aligned} \int_0^{B-B_{\text{к.э}}} \alpha_{\text{в}} u_{\text{в}} \frac{\partial u_{\text{в}}}{\partial l} db + \int_0^{B_{\text{к.э}}} \alpha_{\text{в.к.э}} u_{\text{в.к.э}} \frac{\partial u_{\text{в.к.э}}}{\partial l} db + \int_0^B \alpha_{\text{в}}' \frac{\partial u_{\text{в}}}{\partial t} db + \\ + g \int_0^B \frac{\partial h}{\partial l} db = g I_0 B - \int_0^{B-B_{\text{к.э}}} \frac{u_{\text{в}}^2}{C_{\text{в}}^2 h} db - \int_0^{B_{\text{к.э}}} \frac{u_{\text{в.к.э}}}{C_{\text{в.к.э}} h} db, \quad (2.64) \end{aligned}$$

где $C_{\text{в.к.э}}$ и $\alpha_{\text{в.к.э}}$ — соответственно коэффициент Шези и коэффициент Кориолиса на вертикали с учетом кинематического эффекта. Способ определения $u_{\text{в.к.э}}$, $C_{\text{в.к.э}}$ и $\alpha_{\text{в.к.э}}$, вероятно, будет найден в недалеком будущем, так как исследования в этом направлении получают все больший размах.

Очевидно, что величины h , $u_{\text{в}}$, $C_{\text{в}}$ и $\alpha_{\text{в}}$ (с учетом или без учета кинематического эффекта) являются функциями t , l и b . По-видимому, с некоторым допущением можно было бы принять $\alpha_{\text{в}}$ и $\alpha_{\text{в.к.э}}$ мало зависящими от времени.

По поводу записи уравнения (2.63) и (2.64) необходимо сделать следующие пояснения. Экспериментами установлено, что влияние взаимодействия руслового и пойменного потоков распространяется на все или почти все русло и часть поймы. Следовательно, пока нет оснований выделять часть потока в русле, где не сказывается влияние кинематического эффекта. Во всяком случае во всех экспериментах ясно прослеживается уменьшение скоростей по всей ширине русла под влиянием указанного взаимодействия. По этой причине второй интеграл в уравнении (2.64), а также первый слева и последний справа интегралы в уравнении (2.62) при переходе соответственно к уравнениям (2.63) и (2.64) представлены в виде двух интегралов, т. е. для зоны кинематического эффекта и для потока, где этот эффект отсутствует. Конечно, можно было бы записать уравнения (2.63) и (2.64) более детально, идя от одного берега к другому, выделяя последовательно все зоны потока, но это уже было бы конкретизацией применительно к каждому отдельному случаю, например к потоку с односторонней и двухсторонней поймой. Легко себе представить появление кинематического эффекта и при отсутствии поймы, например при резком изменении шероховатости по ширине потока. И в этом случае общий вид уравнений (2.63) и (2.64) пришлось бы конкретизировать, т. е. записать пределы интегрирования с учетом конкретного сопряжения потоков (двух и более) с различными гидравлическими сопротивлениями.

В широких и глубоких водотоках ширина зоны взаимодействия потоков может быть меньше ширины русла.

2.5. Осредненный турбулентный поток

Уравнения движения осредненного турбулентного потока получаются из уравнений Навье—Стокса путем временного осреднения входящих в него членов. Предполагается существование такого временного периода осреднения $\bar{t}$, при котором получается скорость $\bar{u}$, остающаяся неизменной при увеличении периода осреднения. Это означает, что

$$\bar{u}' = \frac{1}{\bar{t}} \int_0^{\bar{t}} u' dt = 0,$$

где $u' = u - \bar{u}$ — пульсационная скорость; u — мгновенная скорость; $\bar{u}$ — осредненная во времени скорость; черта над символами означает осреднение.

Уравнения движения осредненного турбулентного потока предложены О. Рейнольдсом. Проекции ускорений массовых сил на оси x , y , z обозначим соответственно через X , Y , Z , проекции осредненных скоростей $\bar{u}_x$, $\bar{u}_y$, $\bar{u}_z$, проекции пульсационных ско-

ростей u'_x, u'_y, u'_z . Уравнения Рейнольдса для неустановившегося турбулентного потока запишем в виде:

$$\begin{aligned} X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} = & \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial t} + \bar{u}_x \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial y} + \bar{u}_z \frac{\partial \bar{u}_x}{\partial z} - \\ & - \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{u}_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}_x}{\partial z^2} \right) - \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{\rho u'_x u'_x} \right) + \right. \\ & \left. + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{\rho u'_x u'_y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-\overline{\rho u'_x u'_z} \right) \right]; \end{aligned} \quad (2.65a)$$

$$\begin{aligned} Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial y} = & \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial t} + \bar{u}_x \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial y} + \bar{u}_z \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial z} - \\ & - \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{u}_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}_y}{\partial z^2} \right) - \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{\rho u'_y u'_x} \right) + \right. \\ & \left. + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{\rho u'_y u'_y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-\overline{\rho u'_y u'_z} \right) \right]; \end{aligned} \quad (2.65б)$$

$$\begin{aligned} Z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial z} = & \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial t} + \bar{u}_x \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial x} + \bar{u}_y \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial y} + \bar{u}_z \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial z} - \\ & - \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{u}_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}_z}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}_z}{\partial z^2} \right) - \frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(-\overline{\rho u'_z u'_x} \right) + \right. \\ & \left. + \frac{\partial}{\partial y} \left(-\overline{\rho u'_z u'_y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-\overline{\rho u'_z u'_z} \right) \right], \end{aligned} \quad (2.65в)$$

где $\bar{p}$ — осредненное гидродинамическое давление (напряжение); ρ — плотность жидкости; ν — кинематический коэффициент вязкости.

Члены уравнений $(-\overline{\rho u'_x u'_x})$, $(-\overline{\rho u'_x u'_y})$ и так далее представляют собой добавочные турбулентные напряжения. Запишем их следующим образом (симметричный тензор второго рода):

$$\left\| \begin{array}{ccc} -\overline{\rho u'_x u'_x} & -\overline{\rho u'_x u'_y} & -\overline{\rho u'_x u'_z} \\ -\overline{\rho u'_y u'_x} & -\overline{\rho u'_y u'_y} & -\overline{\rho u'_y u'_z} \\ -\overline{\rho u'_z u'_x} & -\overline{\rho u'_z u'_y} & -\overline{\rho u'_z u'_z} \end{array} \right\|$$

Три диагональных компонента $-\overline{\rho u'_x u'_x} = -\rho (\overline{u'_x})^2$, $-\overline{\rho u'_y u'_y} = -\rho (\overline{u'_y})^2$, $-\overline{\rho u'_z u'_z} = -\rho (\overline{u'_z})^2$ являются нормальными турбулентными напряжениями. Их сумма составляет

удвоенную кинетическую энергию турбулентности (пульсаций) в единице объема жидкости. Величины $\sqrt{(\overline{u'_x})^2}$, $\sqrt{(\overline{u'_y})^2}$, $\sqrt{(\overline{u'_z})^2}$ представляют собой средние квадратические отклонения скоростей u_x , u_y , u_z . Три недиагональных компонента $-\rho \overline{u'_x u'_y} = -\rho \overline{u'_y u'_x}$, $-\rho \overline{u'_x u'_z} = -\rho \overline{u'_z u'_x}$, $-\rho \overline{u'_y u'_z} = -\rho \overline{u'_z u'_y}$ являются касательными турбулентными напряжениями. При исследовании кинематической структуры турбулентного потока должны быть определены, строго говоря, все шесть компонентов. Однако чаще ограничиваются изучением компонентов, лежащих в плоскости xz . Их исследование имеет большое теоретическое и практическое значение, чему посвящено несколько параграфов в главе 3.

Дифференциальное уравнение неразрывности при осреднении скоростей сохраняет свой общий вид. Запишем его для несжимаемой жидкости, т. е. при $\rho = \text{const}$

$$\frac{\partial \bar{u}_x}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}_y}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}_z}{\partial z} = 0. \quad (2.66)$$

Рассмотрение нормальных и касательных напряжений, входящих в уравнения Рейнольдса, позволяет создать определенную систему изучения кинематической структуры потока. В целях упрощения обозначений в главе 3 принято $\bar{u} = u$, т. е. осредненная скорость обозначается без черты над буквенным обозначением; $u_x = u$, т. е. продольная скорость совпадает с направлением

оси x ; $\sqrt{(\overline{u'})^2} = \sigma_u$. Профиль скоростей, т. е. эпюры распределения скоростей на вертикалях даются в виде $u = u(y)$. Это значит, что y есть вертикальная ордината, изменяющаяся от 0 до h , где h — глубина на вертикали. Так как отметки поверхности воды часто обозначают буквой z (и это принято при написании уравнения Д. Бернулли), то для вертикальной составляющей скорости далее принято обозначение w и соответственно $\sigma_w = \sqrt{(\overline{w'})^2}$, где w' — вертикальная составляющая пульсационной скорости ($u'_z = w'$).

Заканчивая обзор уравнений движения воды в каналах и реках, целесообразно сделать некоторые замечания общего характера. В настоящее время все еще можно встретить тенденции рассматривать гидравлику как науку, которая занимается главным образом исследованием одномерных течений. Это не соответствует содержанию современной гидравлики и в особенности речной гидравлики, в поле зрения которой находятся не только плановые, но и пространственные задачи [45].

При записи уравнений неустановившегося движения некоторые авторы, оставаясь под впечатлением старой классической

гидравлики, принимают коэффициенты Кориолиса и Буссинеска равными единице. Известно, что эти коэффициенты для речных потоков изменяются в больших пределах [44, 79], а тем более при неустановившемся движении. Большие колебания указанных коэффициентов происходят за счет изменения скоростей по ширине потока. И уже совсем нелогично, записывая уравнение Бернулли для потока при $\alpha > 1$ (что правильно) принимать $\alpha = 1$ в уравнении Сен-Венана.

КИНЕМАТИЧЕСКАЯ СТРУКТУРА ПОТОКА В КАНАЛАХ И РЕКАХ

Главное отличие искусственных русел (каналов) от естественных (рек) состоит в том, что вторые являются непризматическими, т. е. $\partial\omega/\partial l \neq 0$. Однако на прямолинейных участках речных русел можно считать, что $\partial\omega/\partial l \approx 0$. На таких участках обычно располагаются гидрометрические створы. Имеющаяся наиболее многочисленная информация о кинематической структуре речных потоков относится к гидрометрическим створам.

В этой главе рассматривается кинематическая структура потока в каналах и реках при наличии свободной поверхности воды. Учитывая, что речные русла испытывают искривление, в этой главе имеется отдельный параграф о кинематике речного потока в криволинейных руслах.

Рассматриваются различные кинематические характеристики потока — локальные и интегральные осредненные во времени и статистические.

3.1. Модель расхода воды и классификация кинематических характеристик потока

Предположим, что в точках живого сечения потока отложены нормали длиной, равной векторам осредненных во времени местных скоростей u . Поверхность, проведенная через концы этих векторов, характеризует пространственное распределение скоростей. Она может начинаться от линии смоченного периметра в рассматриваемом живом сечении, если донные скорости равны нулю, или ниже по течению в зависимости от значения донных скоростей u_d и их распределения по ширине b . В общем случае $u = u(y, b)$, где y — расстояние от дна потока на вертикали с глубиной h , b — расстояние в плоскости живого сечения, изменяющееся от 0 до B , где B — ширина потока (рис. 3.1). Живое сечение потока, свободная поверхность, ограниченная эпюрой $u_{\max} = u_{\max}(b)$, и поверхность $u = u(y, b)$ выделяют в потоке объем, численно равный расходу воды Q . Такому объему в гидрометрии сравнительно давно присвоено наименование модель расхода потока жидкости. В зависимости от ориентации пло-

скости, разделяющей объем модели расхода на элементарные части, аппроксимирующие уравнения для расхода Q принимают следующий общий вид.

Секущие плоскости перпендикулярны живому сечению [52]

$$Q = \int_0^B q db, \quad (3.1)$$

где q — расход воды на вертикали, численно равный площади, ограниченной эпорой $u = u(y)$. Одна из таких эпор показана на рис. 3.1.

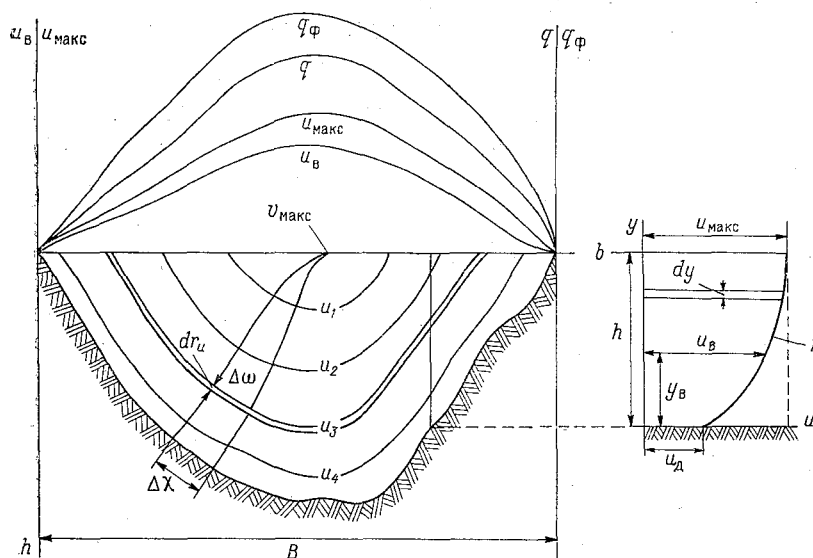


Рис. 3.1. Живое сечение потока с изотопами и эпоры распределения по ширине потока средних на вертикали скоростей u_v , максимальных на вертикали скоростей $u_{\max}$, расходов воды на вертикалях q , фиктивных расходов воды на вертикалях q_f .

Секущие плоскости параллельны поверхности воды

$$Q = \int_0^{h_{\max}} q_v dh, \quad (3.2)$$

где $h_{\max}$ — наименьшая глубина в живом сечении; q_v — расход воды на горизонтали, численно равный площади, ограниченной эпорой $u = u(b)$.

Секущие плоскости параллельны живому сечению

$$Q = \int_0^{\omega} u \, d\omega_u, \quad (3.3)$$

где u — местная скорость в пределах элементарной площади $d\omega_u$ (рис. 3.1).

Интеграл (3.3) более подробно рассмотрен ниже. Теперь же ограничимся разъяснением величины $d\omega_u$. Рассекая модель расхода плоскостями, параллельными живому сечению, получаем линии равных местных скоростей, называемые изотаксами. Проецируя изотаксы на вертикальную плоскость, т. е. на площадь живого сечения, получаем удобный способ изображения формы модели расхода (рис. 3.1). Элементарная площадь $d\omega_u = l_u \, dr_u$, где l_u — длина изотаксы со скоростью u , r_u — расстояние, измеряемое по линиям, перпендикулярным к изотаксам. Такие кривые называются линиями градиентов локальных скоростей. Две из таких линий показаны на рис. 3.1. При движении жидкости в длинных круглых трубах изотаксы имеют форму концентрических окружностей, поэтому линии градиентов скоростей совпадают с радиусами. Аппроксимация объема модели расхода Q в форме интеграла (3.1) широко используется в практике. Уравнение (3.2) применяют реже (только в тех случаях, когда скорость на горизонтали измеряется интеграционными способами). В последнее время положение изменилось, так как для измерения средних и на горизонталях скоростей стали успешно применять ультразвуковой метод [54, 126].

Заслуживает внимания постановка вопроса о создании математической модели расхода речного потока. Трудности решения этой задачи обусловлены сложностью формы живых сечений речных потоков и непостоянством шероховатости по смоченному периметру. Этому вопросу посвящены работы [53, 64, 88, 106 и др.].

Расход воды на вертикали равен (рис. 3.1)

$$q = \int_0^h u \, dy = h \int_0^1 u \, d\eta, \quad (3.4)$$

где h — глубина воды на вертикали; $\eta = y/h$ — относительная глубина на вертикали, изменяющаяся от нуля до единицы.

На рис. 3.1 показана эпюра скоростей, характеризующаяся тем, что при $\eta = 0$ $u = u_d$ (донная скорость), а при $\eta = 1,0$ $u = u_{\text{макс}}$ (наибольшая скорость на поверхности воды).

Иногда в литературе, в том числе нормативной, расход q называют элементарным. Ошибочность этого очевидна из того, что q — конечная величина, а элементарный расход равен $dQ =$

$= u d\omega$. Отношение расхода воды на вертикали q к глубине h называется средней скоростью на вертикали $u_{\text{в}}$. Следовательно,

$$q = u_{\text{в}} h. \quad (3.5)$$

На рис. 3.1 видно, что интеграл (3.1) численно равен площади, ограниченной этой эпюрой ($q = q(b)$) и линией поверхности воды. Поэтому общее выражение для средней скорости потока записывается в виде

$$v = \frac{1}{\omega} \int_0^B q db = \frac{1}{\omega} \int_0^B u_{\text{в}} h db. \quad (3.6)$$

Иногда отмечается, что средняя скорость потока это фиктивная скорость. С этим согласиться нельзя, так как в любом живом сечении потока можно провести изотаксу со скоростью $v = \frac{Q}{\omega}$.

Введем следующие понятия (рис. 3.1):

$$q_{\text{макс}} = u_{\text{макс}} h, \quad (3.7)$$

$$q_{\text{д}} = u_{\text{д}} h. \quad (3.8)$$

Расход $q_{\text{макс}}$ условно называется фиктивным, так как он отличается от действительного расхода q . При этом используется обозначение $q_{\text{ф}} = q_{\text{макс}}$.

Очевидно, что выполняется неравенство $q_{\text{д}} < q < q_{\text{ф}}$ или $u_{\text{д}} < u_{\text{в}} < u_{\text{макс}}$.

Скорости в любых точках u , в том числе скорости u и $u_{\text{макс}}$, являются локальными кинематическими характеристиками.

Построив эпюру $q_{\text{ф}} = q_{\text{ф}}(b)$, напомним по аналогии с (3.6)

$$v_{\text{пов}} = \frac{1}{\omega} \int_0^B q_{\text{ф}} db = \frac{1}{\omega} \int_0^B u_{\text{макс}} h db. \quad (3.9)$$

Скорость $v_{\text{пов}}$ называется средней поверхностной скоростью потока. Произведение $v_{\text{пов}} \omega = Q_{\text{ф}}$ называется фиктивным расходом воды. Очевидно, что $Q_{\text{ф}} > Q$.

Построив эпюру $q_{\text{д}} = q_{\text{д}}(b)$, напомним по аналогии (3.6)

$$v_{\text{д}} = \frac{1}{\omega} \int_0^B q_{\text{д}} db = \frac{1}{\omega} \int_0^B u_{\text{д}} h db. \quad (3.10)$$

Скорость v_d называется средней донной скоростью потока.

В каждом живом сечении потока есть максимальная скорость $v_{\max}$ (рис. 3.1). Изложенное позволяет записать неравенство: $v_d < v < v_{\text{пов}} < v_{\max}$.

Скорости v_d , v , $v_{\text{пов}}$ являются основными интегральными характеристиками поля скоростей потока, вытекающими из рассмотрения понятия модели расхода потока. Скорость u_b также интегральная характеристика. Одной из важных задач речной гидравлики является определение безразмерных отношений: $K_1 = v/v_{\text{пов}}$, $K_2 = v/v_{\max}$, $K_3 = v_d/v$, что будет рассмотрено в пп. 3.6, 3.7, 3.9.

Итак, различают локальные и интегральные кинематические характеристики потока, осредненные во времени. В свою очередь те и другие могут быть размерными и безразмерными. Другие способы приведения кинематических характеристик к безразмерному виду, кроме указанных (K_1 , K_2 , K_3), рассмотрены в п. 3.2. Интегральные кинематические характеристики численно могут быть равны локальным. Если задано поле скоростей в живом сечении (в форме изотях), могут быть найдены координаты точек (y , h , b), в которых численно совпадают локальные и интегральные характеристики.

Кроме осредненных кинематических характеристик, различают мгновенные кинематические характеристики и различные статистические характеристики турбулентности потока, что рассмотрено в п. 3.4.

3.2. Профили осредненных скоростей в потоке

Распределение местных скоростей в вертикальной плоскости, перпендикулярной живому сечению потока, называется профилем скоростей, или эпюрой скоростей на вертикали.

Различают мгновенные профили скоростей и осредненные во времени. В данном случае рассматриваются последние. Профили скоростей речных потоков отличаются большим разнообразием. Кривая I (рис. 3.1) является наиболее типичной и в последующем изложении принимается за основу. На ее форму влияют неравномерность и нестационарность движения. При плавно изменяющемся неравномерном движении и равномерном движении профили скоростей мало отличаются. При существенном изменении скорости по длине потока интенсивность изменения местных скоростей у поверхности воды меньше, чем у дна. Это приводит к тому, что при ускоренном движении (установившемся) профили скоростей выравниваются (становятся более полными с возрастанием градиента скоростей у дна потока), а при замедленном движении они становятся более контрастными (растягиваются в направлении оси скорости). Чем больше

относительная шероховатость русла, тем в меньшей степени сказывается неравномерность движения на перераспределение скоростей на вертикалях.

Так как сопротивление речных русел обычно велико, а гидрографы половодий отличаются плавностью, то профили скоростей при установившемся и неустановившемся движении воды в реках мало отличаются. Под влиянием волн попусков эти отличия, по исследованиям Н. Н. Федорова [118], могут быть значительными.

Тип кривой, когда наибольшая скорость $u_{\max}$ на вертикали находится ниже свободной поверхности воды, обуславливается встречным ветром (попутный ветер несколько повышает поверхность скорости). Такой же тип кривой возникает при наличии поперечной циркуляции (вторичных течений). Вопрос о распределении скоростей при наличии ледяной поверхности рассматривается в главе 7.

В исследованиях кинематики потока и гидравлических сопротивлений часто сравнивают напорные и безнапорные потоки. Тем больше оснований сравнить кинематику потока под ледяным покровом и в трубах с неоднородной шероховатостью. Л. А. Тепакс, исследуя поля скоростей в полугладких трубах круглого сечения (одна половина внутренней поверхности трубы гладкая, другая — шероховатая), обнаружил, что точка с максимальной скоростью находится ближе к шероховатой поверхности. Это неожиданное явление им названо эффектом инверсии скоростей [116] и объяснено возникновением вторичных течений, направленных от гладкой стенки к шероховатой. Не исключена возможность образования такой же инверсии скоростей в нешироких речных потоках под ледяным покровом.

Перейдем к математическому описанию распределения скоростей на вертикали применительно к типу кривой 1 (рис. 3.1). Обратим внимание на то, что данными лабораторных экспериментов иногда фиксируется расположение максимальной скорости ниже свободной поверхности воды, что может дать основание не считать тип кривой 1 основным. Обратимся к более поздним работам, посвященным исследованию распределения скоростей и гидравлическим сопротивлениям. В монографии [116] исследована связь локальных гидравлических радиусов $R' = d\omega/d\chi$ с глубиной прямоугольных живых сечений h , где χ — смоченный периметр. Для определения R' строятся изотакхи и линии градиентов скоростей. Если линии градиентов скоростей проведены через отрезки $\Delta\chi$ (рис. 3.1) на смоченном периметре χ , а смежные линии градиентов выделяют площадь $\Delta\omega$, то $R' = \Delta\omega/\Delta\chi$. Отметим, что изотакхи и линии градиентов скоростей образуют ортогональную сетку. Получено, что при $B/h > 5$ локальный гидравлический радиус равен глубине потока и что в этих случаях положение наибольшей скорости совпадает со свободной поверхностью потока. В реках $B/h \gg 5$, что может служить

обоснованием вида профиля скоростей (рис. 3.1) применительно к рекам, т. е. к широким потокам.

На разных этапах исследований и в зависимости от решаемой задачи применялись различные способы обобщения данных

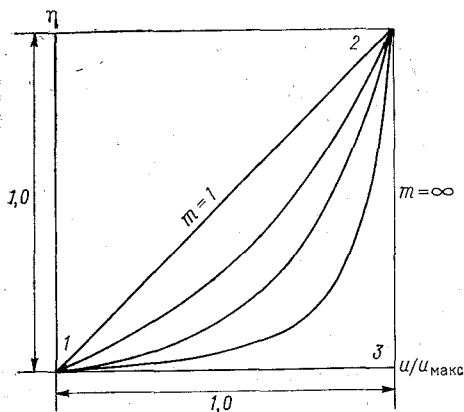


Рис. 3.2. Безразмерные профили местных скоростей при различных значениях m .

измерения скоростей на вертикалях безнапорных потоков и в радиальных направлениях круглых труб. В размерном виде профиль скоростей показан на рис. 3.1. Для приведения его к безнапорному виду (в данном случае имеем в виду тип 1) принимают за масштаб длин параметры потока, имеющие размерность длины, и за масштаб скоростей — параметры, имеющие размерность скорости. Часто эпюры скоростей строятся в координатах $\eta = y/h$ и $u/u_{\max}$, где h — глубина вертикали; $u_{\max}$ — наибольшая скорость на вертикали. Вертикальная и горизонтальная безразмерные ординаты в этом случае изменяются в пределах до единицы, а все возможные профили скоростей располагаются в треугольнике 1, 2, 3 (рис. 3.2). Влияние параметра m на профиль скоростей будет пояснено ниже. В тех случаях, когда необходимо определить опытным путем положение точки на вертикали со средней на ней скоростью u_v , строят эпюру в координатах η и u/u_v (рис. 3.3). При $u/u_v = 1$ $\eta = \eta_v$.

В общем случае η_v — переменная величина, но примерно $\eta = 0,4$. Существует формула для расчета η_v [44].

При исследовании течения жидкости в трубах и каналах с гидравлически гладкими стенками за масштаб длины, т. е. за нормирующую длину, принимают отношение v/u_* , где v — кинематический коэффи-

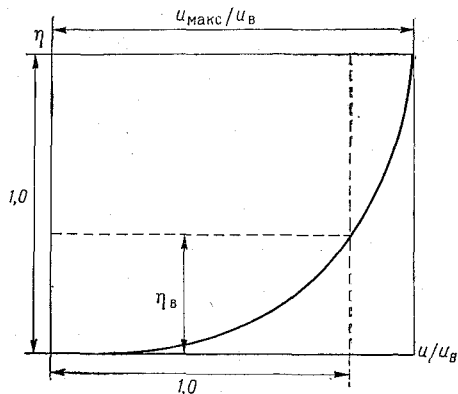


Рис. 3.3. Безразмерный профиль местных скоростей для графического определения ординаты η_v .

циент вязкости (молекулярной), u_* — динамическая скорость, равная

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}. \quad (3.11)$$

Делением расстояния y на указанный масштаб длины получаем безразмерную вертикальную ординату профиля скоростей yu_*/ν . При исследовании течения жидкости в трубах и каналах с гидравлически шероховатыми стенками за нормирующую длину принимают ν_T/u_* , где ν_T — кинематический коэффициент турбулентности вязкости, входящий в формулу

$$\tau_T = \rho \nu_T \frac{du}{dy}, \quad (3.12)$$

где τ_T — касательное напряжение в турбулентном потоке. Величину $\rho \nu_T = \mu_T$ называют также коэффициентом турбулентного обмена или коэффициентом виртуальной вязкости. Вертикальная безразмерная ордината профиля скоростей имеет вид yu_*/ν_T . Этот безразмерный параметр широко использован в работе [116], где величине ν_T (обозначенной через ε_0) присвоено наименование коэффициента пристеночной турбулентности. В окончательной формуле профиля скоростей Л. Т. Тепакса коэффициент ε_0 выражен через коэффициент гидравлического трения λ (коэффициент Дарси).

Для нормирования местной скорости используется динамическая скорость, следовательно местная безразмерная скорость есть u/u_* . Использование безразмерных функций

$$\frac{u}{u_*} = F_1\left(\frac{yu_*}{\nu}\right)$$

или

$$\frac{u}{u_*} = F_2\left(\frac{yu_*}{\nu_T}\right)$$

позволяет обобщить экспериментальные данные о профилях скоростей для различных сред, например воды и воздуха (F_1 и F_2 — обозначение функций).

В качестве нормирующей длины в работе [91] предложено использовать толщину придонного слоя δ , следовательно безразмерная длина равна y/δ . Придонный слой существует в гладком и шероховатом руслах. Выступы шероховатости Δ всегда закрыты этим слоем при всех областях гидравлических сопротивлений. Распределение скоростей в пределах слоя δ линейное. Использование функции

$$\frac{u}{u_*} = F_3\left(\frac{y}{\delta}\right)$$

позволяет обобщить экспериментальные данные измерения поля скоростей потока в гидравлически гладких и шероховатых руслах (F_3 — обозначение функции).

При изучении движения жидкости в шероховатых трубах используется безразмерная ордината y/Δ . Чтобы охватить области гладких и шероховатых труб, используется функция

$$\frac{u}{u_*} = F_4\left(\frac{yu_*}{v}, \frac{y}{\Delta}\right),$$

где F_4 — обозначение функции.

Предположение И. К. Никитина отличается большой степенью универсализации профилей скоростей по сравнению с другими способами. Этим же достоинством отличается и способ Тепакса, так как от профилей скоростей для потоков с шероховатыми стенками можно перейти к профилям с гладкими стенками, если принять $v_T = v$.

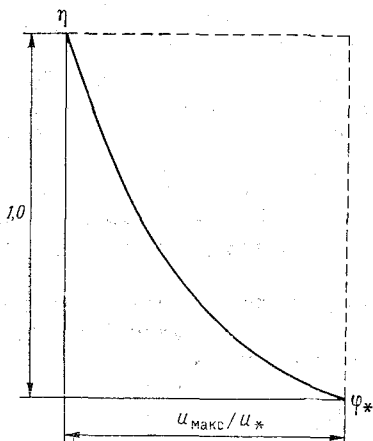


Рис. 3.4. Общий вид профиля скоростей в координатах φ_* и η .

Если известно математическое выражение профиля скоростей, то можно найти скорость при любом значении безразмерной ординаты η . Наиболее характерными скоростями на вертикали являются: скорость на свободной поверхности, т. е. скорость при $\eta = 1$, $u = u_{\text{макс}}$ (соответственно в круглой трубе при $\eta = 1$ получаем скорость на оси трубы $u_{\text{макс}}$); средняя скорость на вертикали, т. е. при $\eta = \eta_v$ $u = u_v$; донная скорость (придонная скорость).

Зная $u_{\text{макс}}$, можно подсчитать $u_{\text{макс}} - u$. Такая разность называется недостатком местной скорости u . Эта разность может быть нормирована по величине u_v или u_* . В результате получим: $\varphi = (u_{\text{макс}} - u)/u_v$ — относительный недостаток местной скорости, нормированный по средней скорости на вертикали; $\varphi_* = (u_{\text{макс}} - u)/u_*$ — относительный недостаток местной скорости, нормированный по динамической скорости.

График функции $\varphi_* = \varphi(\eta)$ является наиболее целесообразной формой обобщения данных измерения местных скоростей в реках и каналах. Его общий вид показан на рис. 3.4. Если донная скорость $u_d = 0$, то наибольшая горизонтальная ордината (при $\eta = 0$) равна $u_{\text{макс}}/u_*$.

Изучению распределения скоростей в потоке всегда придавалось большое значение. В результате многочисленных исследований предложено большое число формул профилей скоростей [7, 134 и др.]. Путем приведения их к виду $\varphi_* = \varphi(\eta)$ и последующего анализа этой функции представилось возможным выделить формулы, которые наиболее приемлемы для решения задач речной гидравлики. Результаты такой работы изложены в [33].

Еще в начале этого столетия специалистами в области гидрометрии было установлено, что с помощью логарифмики хорошо описывается распределение скоростей по вертикали. Эта зависимость в ее современном виде получена, основываясь на гипотезе переноса количества движения. Более простой вывод логарифмической формулы предложил Л. Д. Ландау, полагая, что градиент скорости du/dy выше вязкого подслоя зависит от напряжения трения τ , плотности жидкости ρ и расстояния от дна потока y . По соображениям размерности можно записать

$$\frac{du}{dy} = \frac{\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}}{ky} = \frac{u_*}{ky}.$$

При интегрировании от y до h и соответственно от u до $u_{\text{макс}}$

$$\int_u^{u_{\text{макс}}} du = \frac{u_*}{k} \int_y^h \frac{dy}{y},$$

получим

$$\frac{u_{\text{макс}} - u}{u_*} = -\frac{1}{k} \ln \frac{y}{h} \quad (3.13)$$

или

$$\varphi_* = -\frac{1}{k} \ln \eta, \quad (3.14)$$

где k — параметр уравнения.

Если распространить действие этого уравнения на вязкий подслей, то при $\eta \rightarrow 0$ $\varphi_* \rightarrow \infty$, следовательно кривая в координатах $u = u(y)$ асимптотически приближается к отрицательной оси скоростей, т. е. у дна получаются нереальные значения скоростей (при $y = 0$). Однако применяя формулу (3.14) в теоретических выкладках и при решении практических задач, не рискуем допустить ошибку, превышающую точность гидравлических расчетов [33]. Для расчета же донных скоростей формула (3.14) не может быть использована. Поэтому возникла необходимость принять еще одну формулу, которая дает конечные значения

донной скорости. Такая формула, основанная на теории переноса вихрей, имеет вид

$$\varphi_* = \frac{\sqrt{2}}{0,56k} (\arcsin \sqrt{1-\eta} - \sqrt{\eta} \sqrt{1-\eta}). \quad (3.15)$$

Из формулы (3.13) следует

$$u = u_{\text{макс}} + \frac{u_*}{k} \ln \frac{y}{h}.$$

Средняя скорость на вертикали равна

$$u_{\text{в}} = \frac{1}{h} \int_0^h \left(u_{\text{макс}} + \frac{u_*}{k} \ln \frac{y}{h} \right) dy,$$

или

$$u_{\text{в}} = u_{\text{макс}} + \frac{u_*}{k} \int_0^1 \ln \eta \, d\eta.$$

Интегрирование дает

$$u_{\text{в}} = u_{\text{макс}} - \frac{u_*}{k}. \quad (3.16)$$

Такая же структура формулы для $u_{\text{в}}$ получается, если исходить из формулы (3.15) и других формул. Следовательно, формула (3.16) отличается универсальностью. В дальнейшем она будет широко использоваться. Вопросу определения параметра k и других параметров посвящен отдельный параграф.

Решая совместно уравнения (3.14) и (3.16), получаем

$$\frac{u_{\text{макс}} - u}{u_{\text{макс}} - u_{\text{в}}} = -\ln \frac{y}{h} = \ln \frac{1}{\eta},$$

откуда

$$u = u_{\text{макс}} - (u_{\text{макс}} - u_{\text{в}}) \ln \frac{1}{\eta}. \quad (3.17)$$

Эта формула не содержит динамической скорости $u_* = \sqrt{gh}I$ и параметра k , следовательно профиль скоростей может быть построен, не прибегая к измерению уклона поверхности воды I , но зато требуется знать $u_{\text{макс}}$ и $u_{\text{в}}$.

Наряду с формулой (3.13) в гидравлике широко используется формула

$$\frac{u}{u_{\text{макс}}} = \eta^{1/m}, \quad (3.18)$$

где m — параметр уравнения.

Влияние параметра m на форму профиля скоростей иллюстрируется рис. 3.2. При $m=1$ имеем линейное распределение скоростей, при $m=\infty$ — равенство скоростей на вертикали. О фактических пределах изменения m изложено ниже.

Исходя из формулы (3.18), средняя скорость на вертикали равна

$$u_{\text{в}} = u_{\text{макс}} \int_0^1 \eta^{1/m} d\eta.$$

После интегрирования найдем

$$u_{\text{в}} = \left(\frac{m}{1+m} \right) u_{\text{макс}}, \quad (3.19)$$

откуда

$$\frac{1}{m} = \left(\frac{u_{\text{макс}} - u_{\text{в}}}{u_{\text{в}}} \right). \quad (3.20)$$

Учитывая (3.20), формулу (3.18) перепишем в виде

$$\frac{u}{u_{\text{макс}}} = \eta^{\frac{u_{\text{макс}} - u_{\text{в}}}{u_{\text{в}}}}. \quad (3.21)$$

Таким образом, формула (3.21) так же, как и формула (3.17), содержит скорость $u_{\text{макс}}$ и $u_{\text{в}}$, но в отличие от формулы (3.17) при $\eta=0$ формула (3.21) дает $u=0$.

Рассмотрим еще две формулы профилей скоростей. Формула И. К. Никитина [91] имеет вид

$$\frac{u}{u_*} = 6,45 \lg \frac{y}{\delta} + 5,6 + 2,8 \left(1 - \frac{\delta}{y} \right). \quad (3.22)$$

Пусть $y=h$, тогда $u=u_{\text{макс}}$ и формула (3.22) принимает вид

$$\frac{u_{\text{макс}}}{u_*} = 6,45 \lg \frac{h}{\delta} + 5,6 + 2,8 \left(1 - \frac{\delta}{h} \right). \quad (3.23)$$

Из (3.23) и (3.22) получим выражение для относительного недостатка местной скорости

$$\varphi_* = 6,45 \lg \frac{h}{y} + 2,8 \left(\frac{\delta}{y} - \frac{\delta}{h} \right), \quad (3.24)$$

или

$$\varphi_* = -2,81 \ln \eta + 2,8 \left(\frac{\delta}{y} - \frac{\delta}{h} \right). \quad (3.25)$$

При $y = h$ относительная глубина $\eta = 1$ и скобка в правой части последней формулы превращается в нуль, поэтому и $\varphi_* = 0$, что и должно быть, так как при $\eta = 1$ $u = u_{\text{макс}}$. По сравнению с формулой (3.14) в формуле (3.25) есть дополнительный параметр δ , имеющий размерность длины. Формула Тепакса [116] имеет вид

$$\frac{u}{u_*} = 5,75 \lg \eta + \frac{2,88}{\sqrt{\lambda}} + 3,5, \quad (3.26)$$

где λ — коэффициент гидравлического трения (коэффициент Дарси). При $\eta = 1$

$$\frac{u_{\text{макс}}}{u_*} = \frac{2,88}{\sqrt{\lambda}} + 3,5. \quad (3.27)$$

Из (3.27) и (3.26) получим $\varphi_* = -5,75 \lg \eta$, или

$$\varphi_* = -\frac{5,75}{2,3} \ln \eta = -2,5 \ln \eta = -\frac{1}{0,4} \ln \eta. \quad (3.28)$$

Сравнивая эту формулу с (3.14) обнаруживаем, что автором монографии [116] принято постоянное значение $k = 0,4$, что, как увидим дальше, ограничивает область применения формулы (3.26), хотя введение в нее коэффициента λ заслуживает внимания.

3.3. Параметры профилей скоростей

В данном случае имеются в виду параметр k , входящий в формулу (3.14) и в другие формулы, и параметр m , входящий в формулу (3.18).

Запишем формулу (3.16) в виде

$$\frac{u_{\text{макс}} - u_v}{u_*} = \frac{1}{k}. \quad (3.29)$$

Следовательно, параметр k есть величина, обратная относительному дефициту средней на вертикали скорости u_v . За нормирующую величину здесь принята динамическая скорость u_* . Из формулы (3.20) видно, что параметр m также представляет собой величину, обратную относительному дефициту средней скорости на вертикали, но в качестве нормирующей величины в данном случае принята скорость u_v .

Длительное время параметру k приписывался смысл универсальной константы. Универсальность усматривалась в том, что k будучи якобы константой и равной 0,4 сохраняет свое значение для различных сред, в частности для водного и воздушного потоков. Иногда параметр k называют константой Кармана и обозначают через κ . Однако и в настоящее время можно еще

встретить гидравликов, которые без всяких оснований принимают $k = 0,4$ и $m = 7$, что объясняется главным образом желанием избежать усложнения формул, в которые входят параметры k и m . Со всей убедительностью доказано, что k убывает от 1,2 до 0,2 с возрастанием коэффициента Шези C или же k возрастает с увеличением коэффициента Дарси λ .

Обобщение опытных значений параметров k выполнено автором совместно с В. Т. Талмазой. При этом были использованы многочисленные гидрометрические данные, относящиеся к равнинным и горным рекам, каналам, русловым моделям, напорным потокам. Для того чтобы выразить функцию $k = k(C^*)$ с помощью уравнения, необходимо учесть, что при $C^* = 0$ и $C^* = \infty$ должны получаться по уравнению конечные значения k , а именно $k_{\max}$ в качестве параметра уравнения, а $k_{\min}$ в качестве наименьшего значения k . Такое требование вытекает непосредственно из уравнения (3.16). Пусть $k = 0$, тогда $u_b = \infty$, что не имеет смысла. Пусть $k = \infty$, тогда $u_b = u_{\max}$, следовательно, все скорости на вертикали должны быть одинаковыми, что хотя и имеет определенный смысл, но не реально в обычных условиях движения воды в реках и каналах. Искусственным путем можно достигнуть существенного выравнивания поля скоростей в напорном потоке. Такая работа выполнена для решения гидрометрических задач в научно-исследовательском секторе института «Гидропроект» им. С. Я. Жука, а затем на кафедре гидравлики и водоснабжения МИИТ (Б. М. Левиным и др.). Условию существования конечных значений k соответствует уравнение [44]

$$k = \frac{k_{\max} - k_{\min}}{1 + C_b^*} + k_{\min}. \quad (3.30)$$

По опытным данным $k_{\max} = 2,3$ и $k_{\min} = 0,3$. Однако значение $k_{\min}$ может быть и меньше, например, при повышенной концентрации наносов. Формула (3.30) с числовыми значениями параметров принимает вид

$$k = \frac{2}{1 + C_b^*} + 0,3. \quad (3.31)$$

Учитывая, что при изучении напорного движения жидкости чаще используется коэффициент λ , эту формулу перепишем в виде

$$k = \frac{2\sqrt{\lambda}}{\sqrt{8} + \sqrt{\lambda}} + 0,3.$$

Так как

$$C_b^* = \sqrt{\frac{r_{гв}}{I}},$$

то формулу (3.31) запишем в виде

$$k = \frac{2,3 \sqrt{I} + 0,3 \sqrt{fr_B}}{\sqrt{I} + \sqrt{fr_B}}, \quad (3.32)$$

где $fr_B = u^2/(gh)$ — число Фруда на вертикали.

Из формулы (3.32) следует, что параметры k могут быть одинаковыми только для динамически подобных потоков, т. е. при равенстве чисел Фруда. При критическом состоянии потока $fr_B = 1$ и формула (3.32) принимает вид

$$k = \frac{2,3 \sqrt{I} + 0,3}{\sqrt{I} + 1}. \quad (3.33)$$

Выведем теперь формулу для параметров m . Учитывая (2.10), формулу (3.20) перепишем в виде

$$\frac{1}{m} = \frac{u_{\max} - u_B}{C_B^* u_*}. \quad (3.34)$$

Решая (3.29) и (3.34), определяем

$$m = k C_B^*. \quad (3.35)$$

Подставляя сюда k по формуле (3.31), получаем

$$m = C_B^* \left(\frac{2}{1 + C_B^*} + 0,3 \right). \quad (3.36)$$

Учитывая, что при напорном движении жидкости в трубах чаще используется коэффициент λ , последнюю формулу перепишем

$$m = \sqrt{\frac{8}{\lambda}} \left(\frac{2 \sqrt{\lambda}}{\sqrt{8} + \sqrt{\lambda}} + 0,3 \right). \quad (3.37)$$

Запишем формулу (3.35), выразив C_B^* через λ по формуле (2.6). В результате получим

$$\frac{1}{m} = \frac{\sqrt{\lambda}}{k \sqrt{8}}. \quad (3.38)$$

Подставляя сюда значения $k = 0,40$ и $k = 0,35$, получаем частные записи формулы (3.35): соответственно $1/m = 0,9 \sqrt{\lambda}$ и $1/m = \sqrt{\lambda}$, которые иногда приводятся в литературе по гидравлике без указания на то, что они являются следствием уста-

ревших представлений об универсальности и постоянстве параметра k .

Заметим, что формула (3.31) носит общий характер. Ее вид оказался справедлив и для учета влияния полимерных добавок на параметр k . На кафедре гидравлики и водоснабжения МИИТ Н. М. Лебедевым при консультации Г. В. Железнякова в 1978 г. было исследовано влияние полимерных добавок (высокомолекулярного флокулянта — полиакриламида ПАА) на пропускную способность труб. В частности получено, что

$$k = \frac{0,34}{1 + 10^2 [\eta] c} + 0,06,$$

где $[\eta]$ — характеристическая вязкость раствора ПАА, см³/г; c — весовая концентрация полимера, г/см³.

Отметим, что размерность характеристической вязкости (применяется в физической химии) не совпадает с размерностью вязкости, используемой в гидравлике. Характеристическая вязкость отражает гидравлическое сопротивление потоку молекул полимера.

На параметры профилей скоростей k и m , а следовательно и на форму эпюры скоростей влияет степень насыщения потока наносами. Это связано главным образом с тем, что взвешенные в потоке твердые тяжелые частицы уменьшают интенсивность турбулентности, ослабляя энергию пульсационных движений жидкости. Это явление было установлено А. П. Юфиным и др.

Имеются исследования, в которых констатируется снижение параметра k при возрастании концентрации наносов. В статье [127] предложена формула

$$k = 0,385 \frac{1 + a\rho_{\text{мв}}}{1 + 2,5\rho_{\text{мд}}},$$

где $a = \frac{\rho_{\text{н}} - \rho}{\rho}$ — относительная плотность наносов; $\rho_{\text{н}}$ — плотность наносов; ρ — плотность воды; $\rho_{\text{мв}}$ — средняя на вертикали относительная (объемная) концентрация наносов; $\rho_{\text{мд}}$ — то же у дна.

Согласно (3.35), с уменьшением k убывает m . Чем меньше m , тем больше градиенты местных скоростей (рис. 3.2). Следовательно, наличие в потоке взвешенных частиц способствует смещению профилей скоростей в направлении к предельному их положению при $m = 1$. Опытное подтверждение такой тенденции изменения профилей скоростей приводится, например, у В. А. Ванони, с чем можно ознакомиться в работе [26]. Интересно рассмотреть это явление с учетом данных исследований движения двухкомпонентного потока, состоящего из воздуха и песка [31]. А. К. Дюнин, Ю. Т. Борщевский, Н. А. Яковлев поставили эксперименты в аэродинамическом канале высотой 0,50 м, шириной

0,42 м и длиной 21 м. Опыты состояли из двух серий. В одной из них кварцевый песок наклеивался на дно канала, т. е. дно было неразмываемым. В другой серии песок укладывался свободно. С возрастанием скоростей потока степень его насыщения наносами увеличивалась.

Гранулометрический состав песка приведен в табл. 3.1, а основные данные об опытных сериях — в табл. 3.2.

Таблица 3.1

Гранулометрический состав песка

Диаметр частиц	Содержание фракции песка по массе, %	Диаметр частиц	Содержание фракции песка по массе, %
>3,20	0,4	0,32—0,42	27,4
1,60—3,20	0,6	0,20—0,32	52,6
0,85—1,60	1,1	0,15—0,20	5,2
0,60—0,85	5,4	0,10—0,15	1,0
0,42—0,60	7,0	<0,10	0,3

Таблица 3.2

Характеристика опытных данных по изучению движения потока в аэродинамической трубе

№ опыта	Поверхность дна канала	Скорость на оси канала $u_{\text{макс}}$
1	Песок, наклеенный на дно канала	4,6
2		9,3
3		11,9
4	Песок, насыпанный свободно	11,0
5		15,7
6		20,0

На рис. 3.5 показаны безразмерные профили скоростей в координатах $\eta = y/h$ и $u/u_{\text{макс}}$, где y — расстояние от дна канала до точки со скоростью u , h — полувысота аэродинамического канала. Видно, что опытные точки при неразмываемом дне сгруппировались около одной кривой, чего и следовало ожидать. При насыщении воздушного потока наносами (при различных скоростях $u_{\text{макс}}$) опытные точки образовали три кривых (рис. 3.5). Каждой из них соответствует разная степень насыщения потока наносами. Наибольшей концентрации наносов в потоке отвечает кривая 6. К этому же выводу А. К. Дюнин пришел теоретически,

используя уравнение движения взвешенных наносов Ф. И. Франкля. Следовательно, можно констатировать хорошее качественное совпадение результатов экспериментальных исследований влияния наносов на профили скоростей в водном и воздушном потоках.

В работе [92] отмечается возможность уменьшения параметра k под влиянием плотностного эффекта взвесенесущего потока (плотностного расслоения). Нижние слои потока стано-

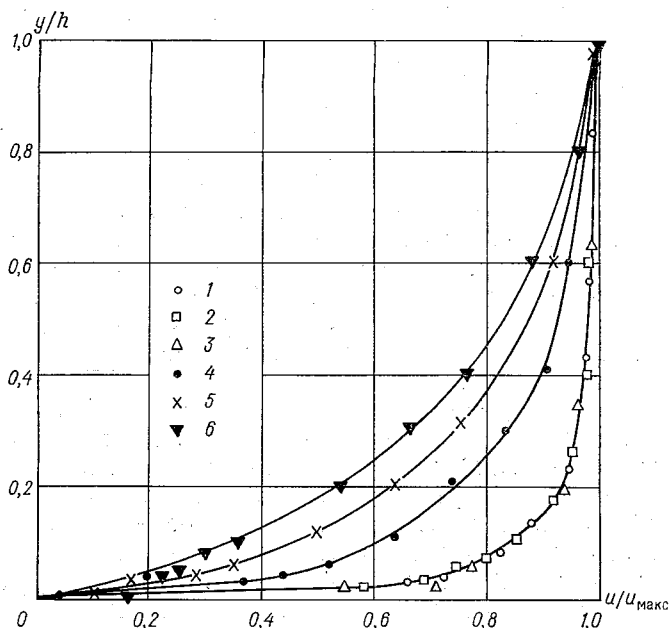


Рис. 3.5. Безразмерные профили скоростей воздушного потока в аэродинамическом канале при различной концентрации наносов.

1, 2, 3 — при отсутствии наносов; 4, 5, 6 — при наличии наносов.

вятся более тяжелыми (вследствие концентрации взвешенных наносов в придонной области). Они в большей мере устойчивы к турбулентным возмущениям и способствуют ламинаризации потока. Это в свою очередь приводит к снижению сопротивления движению, а следовательно уменьшению коэффициента гидравлического трения λ . Но так как связь между λ и коэффициентом Шези C обратная, а связь между k и C также обратная, то под влиянием плотностных течений k должно убывать.

Отметим, что еще в 1947 г. автором монографии [33] были поставлены эксперименты в условиях, когда турбулентный поток

сопрягается в плане с близким к ламинарному. Это способствовало ламинаризации всего потока и вызвало уменьшение параметра k . Тогда же была сделана попытка оценить это явление количественно, исходя из теоретических предпосылок.

3.4. Статистические характеристики турбулентности потока в каналах и реках

В предыдущем изложении рассматривалось распределение местных осредненных во времени скоростей u , поэтому эпюры скоростей изображались плавными кривыми. Регистрация мгновенного профиля скоростей очень сложна и в полном виде не решена. Но зарегистрировать профиль скоростей в лабораторных условиях за очень короткий промежуток времени возможно. Эту задачу решили на кафедре гидравлики и водоснабжения МИИТ Т. В. Одилавадзе и Ю. С. Анохин путем использования в качестве вторичной аппаратуры механотронов. В результате оказалось возможным зарегистрировать интеграционным способом профили скоростей, на которых отчетливо видны пульсации скоростей по всей глубине потока [44, 49]. Профили скоростей, близкие к мгновенным получены в натуральных условиях Е. А. Быбиным [15]. Скорости измерялись гидродинамической вертушкой интеграционным способом.

Разность между местной мгновенной скоростью и местной осредненной во времени скоростью называется пульсационной скоростью. Местная осредненная скорость в литературе часто обозначается через $\bar{u}$ (выше для упрощения уже применялось обозначение u , т. е. без знака осреднения над буквой). Горизонтальную составляющую пульсационной скорости обозначим через u' , вертикальную через w' . Структура турбулентного потока всегда пространственная, поэтому, строго говоря, надо изучать пульсационные скорости и в поперечном направлении. В настоящем изложении мы ограничимся рассмотрением горизонтальных и вертикальных пульсационных скоростей. Турбулентностью обусловлено динамическое воздействие потока на подвижное русло. Особенно велико воздействие пульсационных скоростей потока при нестационарных русловых деформациях, возникающих за гидротехническими сооружениями, в подмостовых руслах, за дорожными водопропускными трубами. Средняя скорость потока в таких условиях не может служить достаточной характеристикой размывающей способности потока. Решающую роль в развитии руслового процесса играет турбулентность потока, в особенности в его придонной области.

Для описания турбулентности потока используются различные характеристики турбулентности. Наиболее ранние исследования турбулентности потока были посвящены главным образом определению вида кривых распределения пульсационных скоростей. Многими авторами установлено, что колебания пульсаци-

онных скоростей в речных потоках подчиняются нормальному распределению Гаусса. В настоящее время это положение считается твердо установленным, однако с оговоркой, что в придонной области наблюдается распределение пульсационных скоростей, отклоняющееся от гауссовского распределения.

Характеристики турбулентности подразделяются на амплитудные и частотные. Основной амплитудной характеристикой считается среднее квадратическое отклонение мгновенных скоростей от осредненной во времени местной скорости. Иначе такую характеристику называют средней квадратической пульсационной скоростью. Введем следующие обозначения:

$$\sigma_u = \sqrt{(\bar{u'})^2}, \quad \sigma_w = \sqrt{(\bar{w'})^2}.$$

где σ_u — средняя квадратическая горизонтальная пульсационная скорость; σ_w — средняя квадратическая вертикальная пульсационная скорость; черта над квадратами пульсационных скоростей означает осреднение.

Осредненное произведение пульсационных скоростей называется моментом корреляции. Такое название объясняется тем, что это произведение характеризует тесноту связи между изменяющимися величинами. Момент корреляции выражает амплитуду (размах) пульсационных скоростей. Момент корреляции $\overline{u'w'}$, отнесенный к произведению средних квадратических пульсационных скоростей, представляет собой коэффициент корреляции

$$r_{uw} = \frac{\overline{u'w'}}{\sigma_u \sigma_w}. \quad (3.39)$$

Момент корреляции, умноженный на плотность жидкости ρ , есть турбулентное касательное напряжение

$$\tau = -\rho \overline{u'w'}. \quad (3.40)$$

Знак минус здесь поставлен потому, что момент корреляции имеет отрицательный знак, а τ — величина существенно положительная.

Для обобщения экспериментальных данных величины σ_u и σ_w относят к каким-нибудь скоростям, принимаемым за нормирующие. Отношения σ_u/u и σ_w/u называют интенсивностью турбулентности, где u — осредненная во времени скорость в точке. За нормирующие величины также принимают среднюю скорость на вертикали u_v и чаще всего динамическую скорость u_* , момент корреляции нормируют по величине u_*^2 . За частотную характеристику турбулентности принимают среднюю частоту пульсации в данной точке $\omega_T = N/T$, где

N — половина числа экстремумов на кривой мгновенных скоростей, т. е. число максимумов или минимумов скоростей; T — период осреднения. Величина, обратная частоте, т. е. $T/N = 1/\omega_T$, представляет собой период пульсации. Приведение частоты ω_T к безразмерному виду осуществляется следующим образом. Напишем отношение u/ω_T . Оно будет представлять собой некоторую длину, принимаемую за продольный масштаб турбулентности. Он выражает размер турбулентных образований, например вихрей. В потоке существуют вихри, вытянутые в направлении движения потока. Длина их превышает глубину потока. Если считать, что частота ω_T мало меняется по глубине потока,

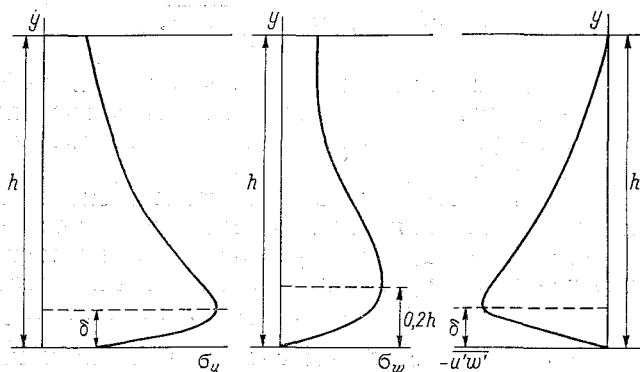


Рис. 3.6. Изменение по вертикали σ_u , σ_w и $\overline{u'w'}$ (схематический чертеж).

можно написать u_B/ω_T , где u_B — средняя скорость на вертикали. Разделив глубину на вертикали на отношение u_B/ω_T , получим безразмерный параметр, который называется числом Струхала

$$St = \frac{\omega_T h}{u_B}.$$

Это число можно назвать относительной частотой, а обратную величину — относительным продольным масштабом турбулентности. Нет возможности теоретическим путем определить характеристики турбулентности. Поэтому рассмотрим результаты измерения турбулентности. Таких разрозненных данных сравнительно много. Воспользуемся работами [25, 91] как наиболее близкими к речной гидравлике. Характер изменения σ_u , σ_w и $\overline{u'w'}$ в схематическом виде показан на рис. 3.6. Средняя квадратическая горизонтальная пульсационная скорость σ_u возрастает от дна и, достигнув наибольшего значения на высоте придонного слоя δ , убывает к поверхности воды. Средняя квад-

ратическая вертикальная пульсационная скорость σ_w возрастает от дна и, достигнув наибольшего значения при $y = [0,18 \div 0,20] h$, убывает к поверхности воды. Всегда соблюдается неравенство $\sigma_u > \sigma_w$. Момент корреляции возрастает до некоторого наибольшего отрицательного значения при $y = \delta$, а затем убывает к поверхности [91].

Решающую роль в формировании профилей характеристик турбулентности играет шероховатость дна (стенок) водотока. Положение придонного слоя четко фиксируется точками перегиба на профиле горизонтальной пульсационной скорости и на профиле момента корреляции. Толщина слоя δ всегда больше выступов шероховатости. Размеры слоя δ изменяются от миллиметров до десятков сантиметров (в руслах, сложенных из галечника). При движении жидкости в гладких руслах придонный слой совпадает с понятием вязкого слоя. Коэффициент корреляции r_{uw} на верхней границе придонного слоя достигает наибольшего значения, а именно 0,5.

Установлено, что

$$\sigma_{u\delta} = 2,1u_*, \quad (3.41)$$

$$\sigma_{w \text{ макс}} = 1,05u_*, \quad (3.42)$$

где $\sigma_{u\delta}$ — средняя квадратическая горизонтальная пульсационная скорость на верхней границе слоя δ , являющаяся максимальной на вертикали; $\sigma_{w \text{ макс}}$ — максимальная средняя квадратическая вертикальная пульсационная скорость (на глубине $y \approx 0,2h$); u_* — динамическая скорость.

Из уравнений (3.44) и (3.42) видно, что $\sigma_{w \text{ макс}}/\sigma_{u\delta} \approx 2$. В ряде своих опытов И. К. Никитин динамическую скорость определял по формуле

$$u_* = \sqrt{\nu \frac{du}{dy} - (\overline{u'w'})_\delta} \quad (3.43)$$

на высоте от дна $y = \delta$, т. е. при наибольшем значении момента корреляции $\overline{u'w'}$.

Учитывая, что в пределах слоя δ распределение скоростей близко к линейному, в формуле (3.43) производная $du/dy = u_\delta/\delta$, где u_δ — осредненная скорость на верхней границе придонного слоя. При составлении уравнения профилей горизонтальных пульсационных скоростей в качестве нормирующей величины приняты $\sigma_{u\delta} = 2,1u_*$.

В результате предложены уравнения [91]:
при $y \leq \delta$

$$\frac{\sigma_u}{u_*} = 2,1 \frac{y}{\delta}; \quad (3.44)$$

при $y \geq \delta$

$$\frac{\sigma_u}{u_*} = 0,53 + \frac{0,44}{0,28 + \frac{y - \delta}{h - \delta}}. \quad (3.45)$$

В уравнение (3.45) входят разности $y - \delta$ и $h - \delta$, так как начало координат по вертикальной оси смещено на значение придонного слоя δ . Две формулы при $y = \delta$ дают $\sigma_{u\delta} = 2,1u_*$. При составлении уравнения профиля вертикальных пульсационных скоростей в качестве нормирующей величины принята $\sigma_{w \text{ макс}} = 1,05u_*$.

Предложенное в работе [91] уравнение справедливо во всем диапазоне значений y , т. е. от 0 до h или η от 0 до 1,0,

$$\frac{\sigma_w}{u_*} = \frac{0,7\eta}{0,036 + \eta} [2(1 - \eta) + \eta^2]. \quad (3.46)$$

При $\eta \approx 0,2$ формула дает $\sigma_{w \text{ макс}}/u_* \approx 1,0$. Формулы (3.45) и (3.46) справедливы при равномерном движении жидкости в широких руслах. Из сопоставления этих формул при $\eta = 1$ следует, что $\sigma_u \approx \sigma_w$ и их отношение к динамической скорости u_* примерно равно 0,8. Надо иметь в виду, что при уменьшении отношения ширины потока B к глубине h , т. е. при переходе от плоской задачи к пространственной, отношения σ_u/u_* и σ_w/u_* у поверхности воды могут быть существенно меньше 0,8. Приведенные данные справедливы в основном при равномерном движении воды в канале.

Перейдем к рассмотрению характеристик турбулентности речных потоков. Давно известен из гидрометрических работ на реках факт возрастания пульсационных скоростей от поверхности воды ко дну и от динамической оси потока к берегам.

Отметим, что квадрат пульсационной скорости, т. е. дисперсия σ_u^2 представляет собой удвоенную кинетическую энергию пульсаций, отнесенную к единице массы. С увеличением шероховатости дна потока интенсивность турбулентности возрастает.

Большой объем исследований турбулентности речных потоков выполнил Д. И. Гринвальд [25]. Его результаты изучения распределения интенсивности турбулентности σ_u/u в живых сечениях р. Турунчук являются наиболее детальными. На рис. 3.7 в виде примера приведены изолинии интенсивности турбулентности в одном из живых сечений р. Турунчук [25]. Диапазон интенсивностей турбулентности оказался большим — от 0,03 у поверхности до 0,18 у дна.

По данным натурных измерений Гринвальд изучил распределение интенсивности турбулентности σ_u по вертикали, при этом за нормирующую величину принята средняя скорость на

вертикали. За таковую принята скорость на расстоянии $y = 0,4h$ от дна ($0,6$ от поверхности воды), т. е. $u_B \approx u_{0,6}$.

Хотя на кривой имеется разброс опытных точек, весьма четко прослеживается возрастание интенсивности турбулентности ко дну потока. Эта графическая связь аппроксимирована уравнением

$$\frac{\sigma_u}{u_B} = \frac{0,036}{\eta^{0,34}}. \quad (3.47)$$

При $\eta = 1$ получаем у поверхности воды $\sigma_u/u = 0,036$, при $\eta \rightarrow 0$ $\sigma_u/u \rightarrow \infty$, что указывает на желательность придания аппроксимирующей формуле такого вида, чтобы вблизи дна получалось конечное значение σ_u/u .

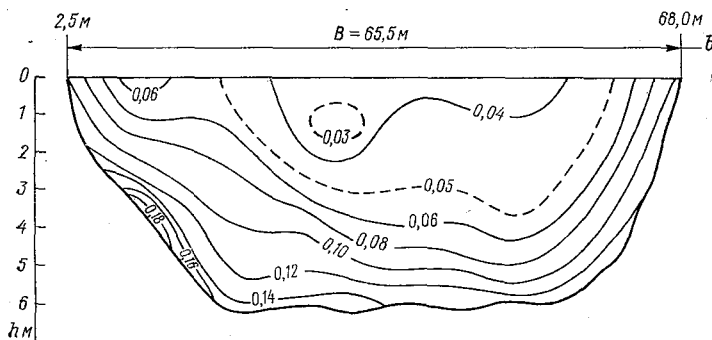


Рис. 3.7. Распределение интенсивности турбулентности в живом сечении р. Турунчук (измерения произведены 21/VIII 1969 г.).

По Никитину, кривая изменения σ_u должна иметь у дна точку, в которой при $y = \delta$ $\sigma_u = \sigma_{u \text{ макс}}$. На графике у Гринвальда такая точка отсутствует. Возможно, что это объясняется техническими причинами, связанными с трудностями измерения скоростей вблизи самого дна. Но могут быть и другие причины, которые следует изучить; например, влияние движения донных наносов на положение точки перегиба кривой изменения пульсационных скоростей или возможность ее существования вообще в условиях интенсивных русловых деформаций.

В работе [25] приводятся сопоставления значений σ_u/u_* для рек Зеи и Турунчук, полученных Б. А. Фидманом и Д. И. Гринвальдом. Отношение σ_u/u_* возрастает от поверхности воды ко дну соответственно от $0,4$ до $1,5$.

Частотные характеристики турбулентности речного потока менее изучены. В опубликованных работах не всегда четко излагается методика определения чисел Струхала. Приводятся средние частоты пульсаций для вертикалей или для всего потока без указания методики их пространственного осреднения. Есть

указания на слабую изменчивость частоты пульсаций в живых сечениях, с чем трудно согласиться.

Имеющиеся данные о числах Струхала речных потоков даны в основном для вертикалей и соответствуют крупномасштабным (низкочастотным) турбулентным возмущениям, соизмеримым с глубиной потока и даже с шириной потока. В качестве ориентировочного значения числа Струхала, по-видимому, можно принять $St = 0,4 \div 0,8$.

В настоящее время для анализа пульсационных скоростей используются временные и пространственные корреляционные функции, а также структурные и спектральные функции, теория которых создана А. Н. Колмогоровым и А. М. Обуховым.

Временные корреляционные функции характеризуют степень связи между пульсационными скоростями в различные моменты времени (например, t_1 и t_2) в данной точке живого сечения. Обычно рассматриваются нормированные корреляционные функции

$$r(t_1 t_2) = \frac{\overline{u'(t_1) u'(t_2)}}{\sigma_u(t_1) \sigma_u(t_2)},$$

где $\sigma_u(t_1)$ и $\sigma_u(t_2)$ — средние квадратические пульсационные скорости. В результате строятся графики изменения коэффициента корреляции r_τ в зависимости от задаваемого интервала времени $\tau = t_2 - t_1$ (сдвига). Кривые изменения r_τ обычно носят экспоненциально колебательный характер, т. е. r_τ убывает от единицы, достигая нуля, а затем принимает то положительные, то отрицательные значения (примерно в пределах $\pm 0,2$). Наличие отрицательных значений r_τ , по мнению М. А. Великанова, объясняется преобладанием в потоке низкочастотных пульсаций. Время нулевой корреляции (время перехода нормированной корреляционной функции через нулевое значение) зависит от положения точки по отношению ко дну и поверхности потока и от принятого периода осреднения скорости. Для этого времени проводятся различные цифры от 4 до 30 с [25]. Пространственные корреляционные функции характеризуют связь между скоростями в различных точках живого сечения.

Д. И. Гринвальд получил нормированные корреляционные функции между скоростями в двух точках, расположенных на различных расстояниях по длине потока. Расстояние (радиус) нулевой корреляции приблизительно равно 2—3 глубинам потока, что также указывает на наличие в речном потоке крупномасштабных турбулентных возмущений. Спектральная функция характеризует дисперсии разности скоростей в двух точках живого сечения. Пусть расстояние между точками равно l , а размер турбулентных образований (возмущений) l_T . При $l < l_T$ разность скоростей в точках будет малой, так как точки будут находиться внутри турбулентного образования. При $l > l_T$ разность

скоростей в точках существенная, так как точки оказываются в разных турбулентных образованиях. Спектральные функции (энергетические спектры) характеризуют распределение кинетической энергии турбулентных пульсаций по частотам пульсаций. Рассмотрение этих вопросов выходит за рамки настоящего изложения.

Остановимся на прикладном значении результатов изучения турбулентности. Очевидно, что размывающая и транспортирующая способность потока обуславливается не только осредненными скоростями, но даже в большей степени пульсационными скоростями. Так при нестационарных русловых процессах пульсационные скорости могут достигать больших значений. Кафедрой гидравлики и водоснабжения МИИТ выполнены обширные гидравлические исследования структуры потока за дорожными трубами и в подмостовых руслах в процессе формирования русла и его стабилизации. Установлено, что интенсивность турбулентности может достигать единицы, что в 3—5 раз превышает интенсивность турбулентности по сравнению с равномерным движением воды. По мере стабилизации русловых форм интенсивность турбулентности уменьшается. Выяснилось, что частоту пульсаций в живых сечениях нельзя считать постоянной. Поэтому пришлось ввести в рассмотрение локальное число Струхала

$$St = \frac{\omega_T (h - y)}{u},$$

где ω_T — частота пульсаций в точке, y — расстояние от дна до точки. В частности, представилось возможным ввести в формулы для расчета укреплений нижних бьефов дорожных труб интенсивность турбулентности (число Великанова) и число Струхала St . Такая работа выполнена В. Н. Муравьевым при консультации автора [39, 40].

Для равномерных потоков могут быть созданы расчетные формулы, позволяющие рассчитывать σ_u и σ_w в зависимости от коэффициента гидравлического трения λ (или безразмерного коэффициента Шези C^*), что в частности видно из формул (3.45) и (3.46), в которые входит u_* , связанное с λ (или C^*) известными соотношениями. При неравномерном и неустановившемся движении воды и нестационарных русловых процессах требуется индивидуальный подход при оценке пульсационных скоростей, привлекая данные лабораторных и натурных измерений [41].

3.5. Профили осредненных и пульсационных скоростей в бурном потоке

Приведенные выше данные о кинематической структуре потока получены в результате изучения движения спокойных потоков, т. е. при числах Фруда $Fr < 1$. Данные о кинематической

структуре бурных потоков ($Fr > 1$) весьма ограничены. С энергетической точки зрения разница между спокойными и бурными потоками существенная. При $Fr < 1$ удельная энергия течения $\mathcal{E}$ с увеличением глубины возрастает, а при $Fr > 1$ — убывает. Рассмотрим кинематическую структуру бурного потока по результатам исследований Е. И. Массы [82]. Эксперименты выполнены в гидравлическом лотке, имеющем поперечное сечение 5×10 см и длину 4,6 м. Боковые стенки лотка сделаны из органического стекла, а на рабочей части лотка из оптического стекла. Опыты проводились при гладком и шероховатом дне. Шероховатость создавалась путем наклеивания на дно песка (шесть вариантов при диаметре d фракций от 0,01 до 2,5 см). Элементы потока

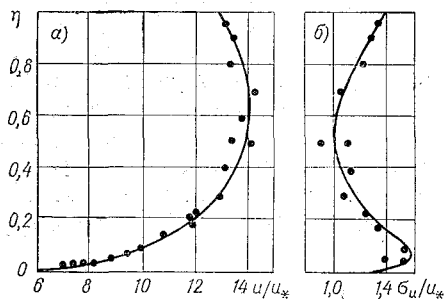


Рис. 3.8. Безразмерные профили осредненных (а) и средних квадратических (б) горизонтальных пульсационных скоростей при $d=0,25$ мм.

в опытах изменялись в следующих пределах: глубина — 0,7—2,5 см, средняя скорость потока — 10—90 см/с, динамическая скорость на вертикали — 1,4—8,1 см/с. Кинематические характеристики потока определялись с помощью лазерных измерителей. За отметку дна принималась плоскость, совпадающая с серединой выступа шероховатости ($0,5d$). Желательно отсчет глубины потока производить от гидравлического дна. Методика определения его отметки изложена в п. 4.8. Лазерные

измерители скорости отличаются весьма существенными преимуществами. Излучение лазера не искажает структуру потока. Измерительная аппаратура не нуждается в тарировке. Выходное напряжение линейно связано со скоростью течения жидкости. Точность измерения осредненной скорости около 0,5 %, пульсационной около 2 %. Методика измерения скоростей течения воды с помощью лазерной техники изложена в [54 и др.]. Значение использования лазерных измерителей в гидравлических исследованиях трудно переоценить. Е. И. Массу [82] удалось определить кинематические характеристики в точках на 0,05 мм от стенки, т. е. практически на самой стенке. Им были получены профили осредненных u и средних квадратических горизонтальных σ_u и вертикальных σ_w пульсационных скоростей. Некоторые из них в безразмерных координатах приведены на рис. 3.8, где $u_* = \sqrt{ghI}$. На основе анализа этих профилей в работе [82] сделан вывод, что при $Fr > 1$ в придонной области шероховатого (неразрываемого) русла течение носит устойчивый характер

и мало зависит от относительной шероховатости дна. Обращает на себя внимание наличие точки перегиба на кривых u и σ_u при $\eta \approx 0,8 \div 0,6$. Пока трудно утверждать, что это характерная особенность бурного потока или результат эксперимента в лотке при малом b/h . При анализе опытных данных Масс использует понятие толщины придонного слоя в том же смысле, как и в работе [91].

Приведем некоторые количественные характеристики кинематической структуры потока при $Fr > 1$, полученные в работе [82]. Относительные (горизонтальная и вертикальная составляющие) средние, квадратические пульсационные скорости при $y = \delta$, т. е. на верхней границе придонной области, равны:

$$\frac{\sigma_{u\delta}}{u_*} = 1,9, \quad \frac{\sigma_{w\delta}}{u_*} = 1,0.$$

Относительное значение придонной скорости u_δ/u_* лежит в пределах $7,5 \leq u_\delta/u_* \leq 9,5$.

Обнаруженный диапазон u_δ/u_* является дополнительным подтверждением необходимости введения в различные формулы переменного параметра k (см. п. 3.3). В среднем для бурного потока $u_\delta/u_* = 8,5$. Если в формуле (3.22) в среднем принять $k = 0,4$, то для спокойных потоков в среднем $u_\delta/u_* = 5,6$. Следовательно, в бурных потоках придонная скорость в среднем больше, чем в спокойных в 1,4 раза (при одинаковых динамических скоростях).

Распределение по вертикали горизонтальных составляющих средних квадратических пульсационных скоростей имеет некоторую специфику. По И. К. Никитину, при $Fr < 1$ и $y > \delta$ σ_u только убывает с ростом y . По Е. И. Массу, при $Fr > 1$ σ_u убывает до $\bar{\eta} = 0,6$, а затем возрастает с увеличением $\bar{\eta}$, где

$$\bar{\eta} = \frac{y - \delta}{h - \delta}.$$

Соответствующее уравнение предложено в виде

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_{u\delta}} = -0,24\bar{\eta}^3 + 1,38\bar{\eta}^2 - 1,37\bar{\eta} + 0,99.$$

Было бы логичнее вместо 0,99 поставить единицу, так как при $y = \delta$ $\sigma_u = \sigma_{u\delta}$. При $\bar{\eta} \rightarrow 1$, $\sigma_u/\sigma_{u\delta} \rightarrow 0,76$ (у поверхности воды).

3.6. Соотношение между средней и средней поверхностной скоростями в живом сечении потока

Запишем уравнение для расхода воды потока, исходя из формул (3.1) и (3.16)

$$Q = \int_0^B u_b h db = \int_0^h h \left(u_{\text{макс}} - \frac{u_*}{k} \right) db.$$

Учитывая, что $hu_{\text{макс}} = q_\Phi$, последнее уравнение запишем в виде

$$Q = \int_0^B q_\Phi db - \int_0^B \frac{1}{k} hu_* db,$$

или

$$Q = Q_\Phi - \int_0^B \frac{1}{k} hu_* db, \quad (3.48)$$

где Q_Φ — фиктивный расход потока. В такой общей форме уравнение (3.48) приведено в статье [36], полагая, что k — переменная величина, изменяющаяся по ширине потока. Заметим, что $hu_* = q_*$ представляет собой динамический расход на вертикали, поэтому интеграл

$$\int_0^B hu_* dQ = Q_* = v_* \omega$$

представляет собой динамический расход Q_* , равный произведению средней динамической скорости v_* на площадь живого сечения. Следовательно, средняя динамическая скорость потока есть соотношение динамического расхода к площади живого сечения. Напомним, что ранее выражение

для динамической скорости записывалось в виде $v_* = \sqrt{gRI}$. Преобразуем уравнение (3.48) таким образом, чтобы в выражение динамического расхода вошла средняя скорость потока. При этом предварительно необходимо рассмотреть вопрос о параметре k в связи с интегрированием уравнения (3.48). Как известно величина k переменная, но вид функции $k = k(b)$ пока остается не исследованным в должной мере. В связи с этим для заданных условий движения принимаем среднее значение k в живом сечении и в уравнении (3.48) k выносим за знак инте-

грала; при этом будем считать уклон I не изменяющимся по ширине потока при заданном уровне воды. Поэтому

$$Q = Q_{\Phi} - \frac{\sqrt{gI}}{k} \int_0^B h \sqrt{h} db. \quad (3.49)$$

В настоящее время не представляется возможным четко разграничить опытные значения параметра k плоского и пространственного потоков. По этой причине в дальнейшем изложении различия между k для плоской и пространственной задач будем оттенять следующим образом. В формулу параметра k для вертикали подставляем в (3.30) $C_{\text{в}}^*$. В формулу же параметра k для всего потока подставляем C^* , т. е. безразмерный коэффициент Шези всего потока. Следовательно,

$$k = \frac{2}{1 + C^*} + 0,3. \quad (3.50)$$

Эту формулу перепишем в виде

$$k = \frac{\sqrt{g}}{C_*}, \quad (3.51)$$

где

$$C_* = \frac{\sqrt{g} + C}{k_{\text{макс}} + k_{\text{мин}} \frac{C}{\sqrt{g}}}. \quad (3.52)$$

При $k_{\text{макс}} = 2,3$, $k_{\text{мин}} = 0,3$

$$C_* = \frac{\sqrt{g} + C}{2,3 + 0,3 \frac{C}{\sqrt{g}}}.$$

Такая запись формулы для k позволяет вскрыть природу некоторых коэффициентов, входящих в расчетные формулы. В формуле (3.52) C — размерный коэффициент Шези ($\text{м}^{0,5}/\text{с}$). Параметр C_* также имеет размерность $\text{м}^{0,5}/\text{с}$. С увеличением C возрастает и C_* , например, при $C = 10 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ $C_* = 4 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, при $C = 100 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ $C_* = 8,7 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$. Формулу (3.49) перепишем в виде

$$Q = Q_{\Phi} - \frac{C_* \omega \sqrt{gh_{\text{ср}} I}}{\sqrt{g} \omega \sqrt{h_{\text{ср}}}} \int_0^B h^{3/2} db, \quad (3.53)$$

где $\omega \sqrt{gh_{\text{ср}} I} = Q_*$ — динамический расход, подсчитанный по средней глубине потока.

Перепишем уравнение (3.53) в виде

$$Q = Q_{\phi} - \frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}} Q_*, \quad (3.54)$$

где β_* — параметр формы живого сечения (см. п. 2.1). Разделив это уравнение на ω запишем его в виде

$$\frac{v_{\text{пов}} - v}{v_*} = \frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}. \quad (3.55)$$

Левая часть этого уравнения есть относительный дефицит средней скорости потока v в сопоставлении со средней поверхностной скоростью.

Поделив уравнение (3.54) на Q_{ϕ} , получим

$$K_1 = \frac{Q}{Q_{\phi}} = \frac{v}{v_{\text{пов}}} = 1 - \frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g} Q_{\phi}} Q_*. \quad (3.56)$$

Заменив в правой части этого уравнения $Q_{\phi} = Q/K_1$, перепишем его в виде

$$K_1 = 1 - \frac{K_1 \beta_* C_*}{\sqrt{g} Q} = 1 - \frac{K_1 \beta_* v_*}{\sqrt{g} v}. \quad (3.57)$$

Так как

$$\frac{v_*}{v} = \sqrt{\frac{I}{Fr}},$$

то формула (3.57) принимает вид

$$K_1 = \frac{\sqrt{Fr}}{\sqrt{Fr} + \frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}} \sqrt{I}}. \quad (3.58)$$

Видно, что параметры K_1 могут быть одинаковые только для динамически подобных потоков. Так как

$$\sqrt{Fr} = \frac{C \sqrt{I}}{\sqrt{g}},$$

то формулу (3.58) запишем

$$K_1 = \frac{C}{C + \beta_* C_*}. \quad (3.59)$$

Иногда $\beta_* C_*$ принимают за постоянное значение ($6 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, иногда $8 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$), что, как видно, делать нельзя. Фактически $C_* = C_*(C)$ определяется по уравнению (3.52). $C_* \approx 6 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ получается только при $C \approx 25 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$.

Подставляя (3.52) в (3.59), получаем

$$K_1 = \frac{(2,3 \sqrt{g} + 0,3C) C}{[(2,3 + \beta_*) \sqrt{g} + 0,3C] C + \beta_* g}. \quad (3.60)$$

Эта формула вошла в ряд нормативных документов [90 и др.] и учебную литературу [38, 80 и др.]. Сложность формулы не имеет значения, так как по ней составлена таблица, которой и пользуются [38, 54].

При $\beta_* = 1$ получим

$$K_1 = \frac{(2,3 \sqrt{g} + 0,3C) C}{(3,3 \sqrt{g} + 0,3C) C + g}. \quad (3.61)$$

Эта формула аппроксимирована в виде

$$K_1 = 0,61(C^*)^{0,125}, \quad (3.62)$$

где C^* — безразмерный коэффициент Шези. Следовательно, расход воды равен

$$Q = K_1 Q_\Phi. \quad (3.63)$$

В настоящее время наблюдается тенденция к более широкому использованию на практике формул типа (3.59) и др., так как это ускоряет процесс измерения расходов воды в реках и каналах. Наиболее часто встречающееся значение $K_1 \approx 0,85$. В сложных условиях движения погрешность определения K_1 может составлять 10 %. Надо иметь в виду, что створы для измерения расходов воды, т. е. гидрометрические створы, выбираются на участках с руслом, близким к призматическому. В таких условиях точность определения K_1 чаще всего не выйдет за пределы 5 % тем более, что структура формулы (3.59) такова, что при известных ошибках в коэффициенте C ошибка в K_1 уменьшается в несколько раз, что доказано в монографии [35].

3.7. Соотношение между средней и наибольшей скоростями в живом сечении потока

Выше было введено понятие относительного дефицита локальной скорости, средней скорости на вертикали, а затем средней скорости всего потока в сопоставлении со средней поверхностной скоростью. Запишем теперь выражение для дефицита

средней скорости потока в сопоставлении с наибольшей скоростью потока

$$D = \frac{v_{\max} - v}{v_*}. \quad (3.64)$$

Гидравлический смысл параметра D поясним с помощью тахиграфической кривой (рис. 3.9). Перепишем формулу (3.64) в виде

$$D = \frac{v_{\max} \omega - \int_0^{\omega} u d\omega_u}{Q_*}. \quad (3.65)$$

Произведение $v_{\max} \omega$ представляет собой площадь прямоугольника (рис. 3.9). Такой вид имела бы тахиграфическая кри-

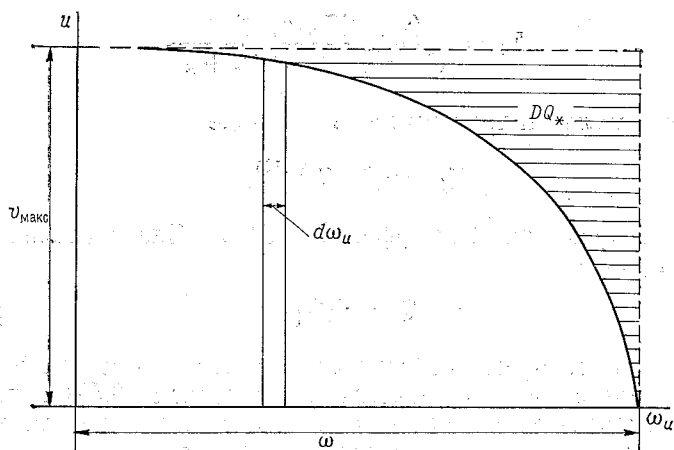


Рис. 3.9. Тахиграфическая кривая.

вая, если бы в живом сечении отсутствовало распределение скоростей и все местные скорости u были бы равны скорости $v_{\max}$. Запишем формулу (3.65) в виде

$$DQ_* = v_{\max} \omega - Q. \quad (3.66)$$

Следовательно, заштрихованная на рис. 3.9 площадь представляет собой произведение относительного дефицита средней скорости потока на динамический расход.

Относительный дефицит D зависит от коэффициента Шези. Обобщая опытные данные, получена формула [44, 137]

$$D = \frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0}, \quad (3.67)$$

где в среднем $C_0 \approx 9,1 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$.

Формула (3.67) справедлива и для напорных потоков. Так как при рассмотрении напорного движения жидкости отдается предпочтение использованию коэффициентов Дарси λ , то преобразуя формулу (3.67), и учитывая (2.6) и что

$$C_0 = C_0^* \sqrt{g} \quad \text{и} \quad C_* = \sqrt{8g/\lambda_*},$$

в результате получим

$$D = \sqrt{\frac{8}{\lambda_*}} + \frac{1}{C_0^*} \sqrt{\frac{8}{\lambda}}. \quad (3.68)$$

Введем в эту формулу $C_0^* \approx 2,9$, получим

$$D = \sqrt{\frac{8}{\lambda_*}} + \frac{1}{\sqrt{\lambda}}. \quad (3.69)$$

Учитывая формулы (3.67) и (3.66), найдем

$$Q = v_{\text{макс}} \omega - \left(\frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0} \right) Q_*. \quad (3.70)$$

Используя обозначение

$$K_2 = \frac{v}{v_{\text{макс}}} = \frac{Q}{v_{\text{макс}} \omega},$$

формулу (3.70) после преобразования запишем в виде

$$K_2 = \frac{\sqrt{\text{Fr}}}{\sqrt{\text{Fr}} + \left(\frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0} \right) \sqrt{I}}. \quad (3.71)$$

Видно, что параметры K_2 могут быть одинаковыми только для динамически подобных потоков. Подставляем в формулу (3.71)

$$\sqrt{\text{Fr}} = \frac{C \sqrt{I}}{\sqrt{g}},$$

получаем

$$K_2 = \frac{C}{\left(1 + \frac{\sqrt{g}}{C_0} \right) + C_*}. \quad (3.72)$$

При $C_0 \approx 9,1 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$

$$K_2 = \frac{C}{1,34C + C_*}. \quad (3.73)$$

Подставляем в (3.73) C_* по формуле (3.52), получаем

$$K_2 = \frac{(2,3\sqrt{g} + 0,3C)C}{(4,1\sqrt{g} + 0,4C)C + g}. \quad (3.74)$$

Аппроксимирующая формула имеет вид

$$K_2 = 0,50 (C^*)^{0,11}. \quad (3.75)$$

С учетом изложенного формулу для расхода запишем в виде

$$Q = K_2 v_{\max} \omega = 0,50 (C^*)^{0,11} v_{\max} \omega. \quad (3.76)$$

Наиболее часто встречающееся значение $K_2 \approx 0,65$. Перепишем эту формулу в виде

$$Q = 0,50 (C^*)^{0,11} \alpha_{\text{п}} B h_{\max} v_{\max}, \quad (3.77)$$

или

$$Q = K'_2 B h_{\max} v_{\max}, \quad (3.78)$$

где

$$K'_2 = 0,50 (C^*)^{0,11} \alpha_{\text{п}}. \quad (3.79)$$

Наиболее часто встречающееся значение $K'_2 \approx 0,65 \alpha_h \approx 0,65 \times 0,67 \approx 0,44$.

Числовые значения K'_2 для бассейнов рек Ангары и Енисея, полученные В. Е. Сергутиным, в среднем совпадают с приведенным значением K'_2 .

3.8. Соотношение между средней, средней поверхностной и наибольшей скоростями в живом сечении потока

Введем в рассмотрение кинематический параметр [33, 51]

$$p_* = \frac{v_{\max} - v}{v_{\text{пов}} - v}, \quad (3.80)$$

откуда

$$v = \frac{p_* v_{\text{пов}} - v_{\max}}{p_* - 1}. \quad (3.81)$$

Решая совместно (3.55) и (3.67), находим значение параметра p_*

$$p_* = \frac{1}{\beta_*} \left(1 + \frac{\sqrt{g}}{C_*} \frac{C}{C_0} \right). \quad (3.82)$$

Подставляя p_* в (3.81), получаем

$$v = \frac{\left(1 + \frac{\sqrt{g}}{C_*} \frac{C}{C_0} \right) v_{\text{пов}} - \beta_* v_{\text{макс}}}{1 + \frac{\sqrt{g}}{C_*} \frac{C}{C_0} - \beta_*}. \quad (3.83)$$

Параметр β_* можно определить по формуле (2.22).

Среднее значение параметра $p_* \approx 3$, поэтому в качестве приближенной формулы из (3.81) получим

$$v = 0,5 (3v_{\text{пов}} - v_{\text{макс}}). \quad (3.84)$$

Несмотря на то, что при выводе этой формулы сделано допущение, она дает вполне удовлетворительные результаты подсчета v . Это объясняется главным образом тем, что в (3.84) входят важнейшие кинематические параметры, характеризующие форму модели расхода воды. Заметим, что при выводе формулы для p_* динамическая скорость выпала из уравнения. Следовательно, для определения v по формуле (3.83) не требуется измерять уклон поверхности воды. Представляет интерес исследование связи параметра p_* с коэффициентом Кориолиса α .

3.9. Донные скорости руслового потока

Прежде всего необходимо уточнить понятия донной, а также придонной скоростей. В гидромеханике принято считать, что на твердой поверхности (дне) есть слой молекул жидкости, который удерживается силами молекулярного сцепления. Считается, что он при всех режимах движения жидкости, в том числе и при турбулентном, остается неподвижным. Это дает основание считать скорость у стенки равной нулю. Тем самым принимается и невозможность скольжения жидкости на стенке. По мнению В. Н. Гончарова, толщина прилипшего слоя воды менее $0,7 \times 10^{-5}$ см, что пренебрежимо мало по сравнению с размерами выступов шероховатости даже на стенках, которые воспринимаются как гладкие. Поэтому необходимо считаться с тем, что донные наносы даже очень мелких фракций находятся под воздействием движущейся жидкости. Если донные наносы пришли в движение путем скольжения, перекачивания, а затем сальтации, то не только по теоретическим, а прежде всего по практическим соображениям следует вводить в рассмотрение ненулевые

донные скорости. Оригинальное исследование кинематики потока в придонной области и в подстилающем несвязном грунте выполнили Г. В. Васильченко и А. С. Калинович [16]. Оно позволяет внести ясность в вопрос о кинематике потока у дна потока. Авторами разработана методика измерения скоростей течения на основе электрохимического способа, позволявшая измерить осредненные и пульсационные скорости в потоке и в самом грунте, из которого сформировано дно. Исследуемому потоку в гидравлическом лотке с замкнутой циркуляцией придавались свойства электропроводности, а скорости измерялись

вводимыми в него электродами. В результате установлено, что турбулентный поток индуцирует в подстилающем водопроницаемом песчаном грунте течение жидкости, которое совпадает с направлением руслового потока. Характер изменения скоростей в русловом потоке и в грунте показан на рис. 3.10. Затухание скорости в грунте по глубине y происходит в пределах слоя, равного $(4 \div 6)d$, где d — диаметр частиц грунта. Установлено, что

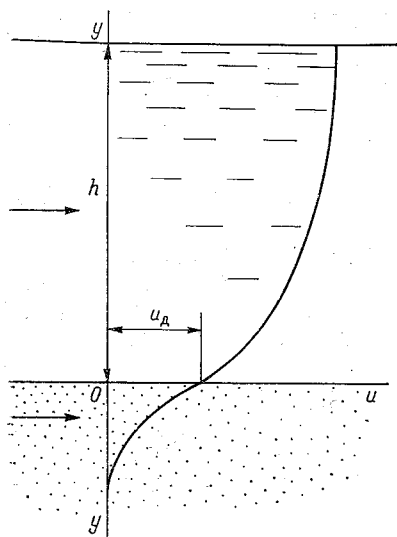


Рис. 3.10. Изменение осредненной скорости на вертикали в потоке и в грунте.

если размыв дна происходит путем выноса отдельных частиц, то пульсационные скорости в грунте затухают при $y \approx (2 \div 4)d$. Все это говорит о том, что в русловых потоках необходимо принимать конечное значение скорости у дна даже, если нет транспорта наносов. Изменение скоростей u по глубине в грунте предложено выражать формулой

$$u = u_d e^{y/\varepsilon} - u_{\phi}, \quad (3.85)$$

где u_d — донная скорость, т. е. скорость на границе потока (при $y = 0$); e — основание натуральных логарифмов; ε — параметр, зависящий от диаметра грунта; u_{ϕ} — скорость фильтрации в порах грунта.

Параметр ε равен:

d мм	0,75	1,5	2,5	4,0
ε	11,3	8,9	7,1	5,3

С учетом расположения начала координат на рис. 3.10 в формулу для определения u надо подставлять y со знаком минус.

В лабораторных условиях скорости вблизи стенки могут быть измерены методом микросъемки визуализированного потока или с помощью лазера. За опытные значения донных скоростей речных потоков принимаются скорости, полученные экстраполяцией профилей скоростей до дна, т. е. при $y = 0$. Скорость при $y = 0$ в вышеуказанном смысле будем называть донной скоростью u_d . При $y \neq 0$ скорость вблизи дна будем называть придонной скоростью. Это понятие становится вполне определенным, если за придонную скорость принять скорость на верхней границе пристенного слоя δ , т. е. скорость u_δ . Следовательно, придонной скоростью называется скорость при наибольшем значении горизонтальной пульсационной скорости и

наибольшем значении момента корреляции $\overline{u'w'}$. Напомним, что в этом случае коэффициент корреляции между скоростями u' и w' получается наибольший. Возможно, что именно эта скорость u_δ при $y = \delta$ будет наилучшим образом характеризовать взаимодействие потока с подвижным дном.

Выведем формулы для донной и придонной скоростей. Подставляя в формулу (3.15) $\eta = 0$, получаем выражение для донной скорости

$$u_d = u_{\max} - \frac{4}{k} u_* \quad (3.86)$$

Найдя из формулы (3.16) скорость $u_{\max}$ и подставив ее в формулу (3.86), получим

$$u_d = u_b - \frac{3}{k} u_* \quad (3.87)$$

Подставляем в формулу (3.22) $y/\delta = 1$, получаем выражение для придонной скорости [44]

$$u_\delta = \frac{2,3}{k} u_* \quad (3.88)$$

Предположим, что донная и придонная скорости близки, т. е. $u_d \approx u_\delta$, тогда

$$u_b - \frac{3}{k} u_* \approx \frac{2,3}{k} u_*$$

откуда

$$\frac{u_b}{u_*} \approx \frac{5,3}{k} \quad (3.89)$$

Так как $u_b/u_* = C_b^*$, то сближение скоростей u_d и u_δ происходит при безразмерном коэффициенте Шези согласно формуле (3.89).

Подставляя u_d по (3.87) в формулу (3.10), получаем выражение для средней донной скорости потока

$$v_d = \frac{1}{\omega} \int_0^B u_b h db - \frac{3}{\omega k} \int_0^B u_* h db.$$

Первый интеграл в правой части уравнения есть расход Q . Второй интеграл преобразуем так же, как и при выводе формулы (3.53). В результате получим

$$v_d = v - \frac{3}{k} \frac{\sqrt{g h_{cp} I}}{\omega \sqrt{h_{cp}}} \int_0^B h^{3/2} db,$$

откуда

$$v_d = v - \frac{3\beta_*}{k} v_* \quad (3.90)$$

Вводя в эту формулу k для всего потока согласно формуле (3.51), получаем

$$v_d = v - \frac{3\beta_* C_*}{\sqrt{g}} v_* \quad (3.91)$$

откуда

$$\frac{v_d}{v} = 1 - \frac{3\beta_* C_*}{\sqrt{g} v} v_*.$$

Так как $v/v_* = C \sqrt{g}$, получим

$$\frac{v_d}{v} = 1 - \frac{3\beta_* C_*}{C} \quad (3.92)$$

где C — размерный коэффициент Шези.

Эта формула имеет предел применимости, что рассмотрено в работе [44].

Средняя придонная скорость равна

$$v_\delta = \frac{1}{\omega} \int_0^B u_\delta h db = \frac{2,3}{\omega k} \int_0^B u_* h db,$$

или

$$v_{\delta} = \frac{2,3 \sqrt{g h_{cp} I}}{k \omega \sqrt{h_{cp}}} \int_0^B h^{3/2} db.$$

Учитывая выражение для k (пространственная задача) и β_* , получаем

$$v_{\delta} = \frac{2,3 \beta_* C_*}{\sqrt{g}} v_*,$$

откуда

$$\frac{v_{\delta}}{v} = \frac{2,3 \beta_* C_*}{C}. \quad (3.93)$$

Применение этой формулы возможно при $C > 10 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, что обусловлено зависимостью между C_* и C и, по-видимому, структурой формулы (3.52). Эта цифра получена исходя из следующих соображений. Отношение v_{δ}/v не может быть больше единицы. При $C = 10 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ по формуле (3.52) получим $C_* = 4 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$. Принимаем для параболического русла $\beta_* = 1,1$, откуда $2,3 \cdot 1,1 \cdot 4 / 10 \approx 1$, что и является основанием считать, что формула (3.52) справедлива при $C > 10 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, поскольку при $C > 10 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ всегда $v_{\delta} < v$, что и должно быть.

Формулы (3.92) и (3.93) имеют разную теоретическую основу, поэтому важно выяснить, имеются ли между ними соответствие в гидравлическом смысле. Очевидно, что должно соблюдаться неравенство $v_d < v_{\delta}$, и верхний предел отношения v_d/v_{δ} не должен быть больше единицы.

Приравнявая правые части уравнений (3.92) и (3.93), найдем

$$\frac{5,3 \beta_* C_*}{C} = 1.$$

При $C = 40 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, $C_* = 7 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ и $\beta_* = 1,1$ $v_d/v_{\delta} \approx 1$. Это указывает на желательность продолжения исследований процессов в придонной области в первую очередь при малых значениях коэффициентов Шези, т. е. при повышенных гидравлических сопротивлениях.

3.10. Особенности кинематики речного потока в криволинейных руслах

Основные особенности кинематики потока в искривленных руслах заключаются в следующем.

Возникает четко выраженная поперечная циркуляция, характеризующаяся наличием радиальных компонентов скоростей,

т. е. скоростей, направления которых совпадают с положением радиусов закругления.

Изменяется распределение продольных скоростей (форма изотак), свойственное прямолинейным потокам. Перераспределение скоростей обуславливает и форму живого сечения, если дно потока размываемое. Живое сечение становится асимметричным. Вертикаль с наибольшей глубиной смещается ближе к вогнутому берегу. Возникает поперечный (радиальный) уклон поверхности воды.

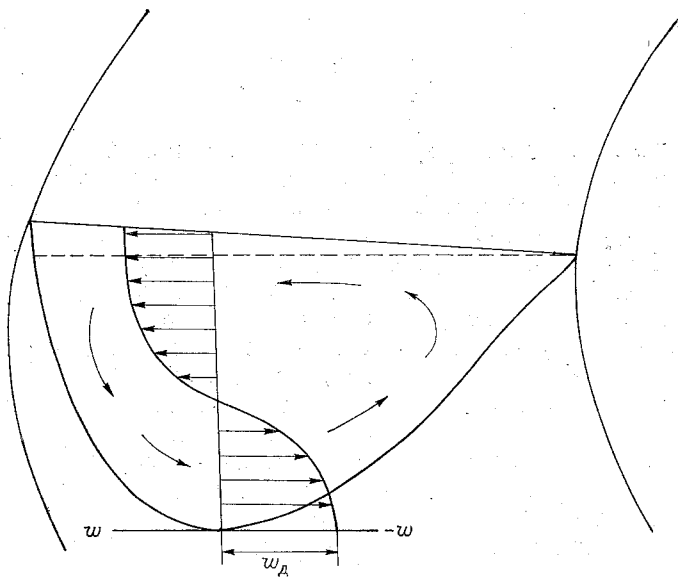


Рис. 3.11. Схема движения воды на излучине реки.

Продольные местные скорости u убывают от поверхности ко дну. Центробежная сила, отнесенная к единице массы, действующая на частицу жидкости, равна u^2/r , где r — радиус закругления. Поэтому центробежная сила у поверхности воды больше, чем у дна. Это обуславливает появление поперечной циркуляции на изгибе реки и распределение радиальных скоростей, при которых в верхней части вертикали поперечные скорости направлены к вогнутому берегу, а в нижней — к выпуклому. На рис. 3.11 показан профиль живого сечения, направление поперечной циркуляции и распределение радиальных скоростей на одной из вертикалей.

Поперечная циркуляция на излучине реки может быть ослаблена или усилена отклоняющей силой вращения Земли.

При установившемся движении воды в реке и при неизменном поперечном уклоне на излучине расход воды в поперечном направлении к вогнутому берегу равен расходу в направлении к выпуклому берегу. Это значит, что площади эпюр поперечных скоростей (рис. 3.11), расположенные слева и справа от вертикали, должны быть равны. Если приписать знак плюс скоростям, направление которых совпадает с направлением действия центробежной силы, а знак минус скоростям, направленным в противоположную сторону, то алгебраическая сумма поперечных расходов воды на вертикали должна быть равна нулю. Единство между явлением поперечной циркуляции и формированием русла на излучине реки М. А. Великанов выразил следующим образом: «Циркуляция возникает на закруглении, но и само закругление есть результат циркуляции». Тем самым признается возможность возникновения циркуляции и вообще вторичных (поперечных) течений и при отсутствии искривлений русла. В результате суммирования продольных и поперечных течений в реке возникает по длине потока сложная структура внутренних течений в реке, что оказывает влияние на кинематику речного потока. Первые фундаментальные научные исследования в этой области гидравлики и гидрологии принадлежат Н. С. Лелявскому.

Приведем некоторые количественные характеристики кинематики потока на искривленных участках русла. Имеется несколько решений задачи о профиле радиальных скоростей. И. Л. Разовский, исходя из логарифмического профиля продольных скоростей, получил теоретические профили радиальных скоростей, удовлетворительно совпадающие с данными лабораторных и натурных измерений поля радиальных скоростей. Результат решения в интерпретации К. В. Гришанина [26] представлен уравнением профиля скоростей радиальных осредненных во времени скоростей

$$\omega = \frac{hu_b}{k^2 r} \left[\frac{1}{3} \left(11\eta - \frac{7}{2} \eta^2 + \frac{2}{3} \eta^3 \right) - \frac{3}{2} \right], \quad (3.94)$$

где h — глубина вертикали; r — расстояние от центра вращения; u_b — средняя продольная скорость на вертикали; k — параметр логарифмического профиля продольных скоростей; $\eta = y/h$ — безразмерная глубина, отсчитываемая от дна потока.

Безразмерные профили скоростей строятся в координатах η и $\omega r/hu_b = \omega r/q$, где q — расход воды на вертикали.

Найдем некоторые характерные радиальные скорости. При $\eta = 0$ $\omega = \omega_d$, т. е. получаем донную радиальную скорость. Из уравнения (3.94) при $\eta = 0$

$$\omega_d = -\frac{3}{2} \frac{hu_b}{k^2 r}. \quad (3.95)$$

Здесь знак минус указывает на наличие в профиле радиальных скоростей отрицательных горизонтальных ординат (рис. 3.11). При сравнении (3.95) с (3.87), получили

$$\frac{w_d}{u_d} = - \frac{3hu_b}{2k^2r \left(u_b - \frac{3u_*}{k} \right)},$$

или

$$\frac{w_d}{u_d} = - \frac{3h}{2rk} \left(k - \frac{3}{C_b^*} \right)^{-1}. \quad (3.96)$$

Формула для отношения w_d/u_d получается более простой. Сравнивая (3.95) с (3.89), получаем

$$\frac{w_d}{u_d} = -0,65 \frac{hC_b^*}{rk}. \quad (3.97)$$

При $\eta = 1$ $w = w_{\text{макс}}$, т. е. получим наибольшую радиальную скорость на вертикали (на свободной поверхности потока). Из уравнения (3.94) при $\eta = 1$ получим

$$w_{\text{макс}} = \frac{11hu_b}{9k^2r}. \quad (3.98)$$

Найдя из (3.16) продольную наибольшую скорость $u_{\text{макс}}$ на вертикали и поделив на нее $w_{\text{макс}}$, получим

$$\frac{w_{\text{макс}}}{u_{\text{макс}}} = \frac{11}{9} \frac{h}{rk} \left(k + \frac{1}{C_b^*} \right)^{-1}. \quad (3.99)$$

Сравнивая (3.95) с (3.98), обнаруживаем, что отношение абсолютного значения донной радиальной скорости к абсолютному значению поверхностной радиальной составляет $|w_d/w_{\text{макс}}| \approx \approx 1,23$. Следовательно, радиальная донная скорость больше радиальной поверхностной скорости примерно на 20 %. Это свидетельствует о том, что точка на вертикали при $w = 0$ ($\eta = \eta_0$) должна быть несколько смещена вниз от середины вертикали. Ординату η_0 найдем из уравнения (3.94). Подставив $w = 0$ в (3.94), необходимо допустить, что

$$\frac{1}{3} \left(11\eta_0 - \frac{7}{2} \eta_0^2 + \frac{2}{3} \eta_0^3 \right) = \frac{3}{2},$$

откуда получается $\eta \approx 0,47$, что больше, чем η_b , где η_b — безразмерное расстояние от дна до точки, в которой $u = u_b$. Чтобы представить себе величину радиальных скоростей, предположим, что $C_b^* \approx 10$. Этому значению безразмерного коэффициента

Шези согласно (3.31) соответствует $k \approx 0,50$, поэтому формула (3.98) принимает вид

$$\frac{w_{\max}}{u_B} \approx 5 \frac{h}{r}.$$

Например при $h/r \approx 0,01$ $w_{\max}/u_B \approx 0,05$. Пусть $u_B \approx 1$ м/с, тогда $w \approx 5$ см/с.

Выведем формулу для поперечного (радиального) уклона поверхности воды в круглом канале прямоугольного сечения. Считаем движение установившимся и трение не будем учитывать. Линии тока при таких ограничениях принимают форму concentрических окружностей. Радиальный уклон I_r представим как отношение центробежного ускорения к ускорению свободного падения

$$I_r = \frac{dh}{dr} = \frac{u^2}{gr}. \quad (3.100)$$

Далее принимаем $h_2 - h_1 \ll h_1 \approx h_2 = h$, где h_1, h_2 — глубины соответственно у выпуклого и вогнутого берегов.

Запишем выражение для расхода воды

$$Q = h \int_{R_1}^{R_2} u dr, \quad (3.101)$$

где R_1, R_2 — радиусы соответственно выпуклого и вогнутого берегов.

Интеграл, входящий в эту формулу, представляет собой горизонтальную площадь, ограниченную эпюрой продольных скоростей на ширине канала $B = R_2 - R_1$. Для решения интеграла необходимо иметь уравнение функции $u = u(r)$. Принимая его в виде так называемого закона площадей

$$u = \frac{c_2}{r}, \quad (3.102)$$

получаем:

$$I_r = \frac{c_2^2}{gr^3}, \quad (3.103)$$

$$Q = c_2 h \int_{R_1}^{R_2} \frac{dr}{r} = c_2 h \ln \frac{R_2}{R_1}. \quad (3.104)$$

Перепишем формулу (3.104) в виде

$$vhB = vh(R_2 - R_1) = c_2 h \ln \frac{R_2}{R_1},$$

откуда найдем

$$c_2 = \frac{v(R_2 - R_1)}{\ln R_2 - \ln R_1}.$$

Учитывая (3.100) и (3.103) и последнее выражение для c_2 , получаем следующее дифференциальное уравнение:

$$dh = \left[\frac{v(R_2 - R_1)}{\ln R_2 - \ln R_1} \right]^2 \frac{dr}{gr^3}.$$

Интегрирование левой части от h_1 до h_2 и правой части этого равенства от R_1 до R_2 дает

$$h_2 - h_1 = \frac{1}{2g} \left[\frac{v(R_2 - R_1)}{\ln R_2 - \ln R_1} \right]^2 \left(\frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2} \right), \quad (3.105)$$

где $h_2 - h_1$ — разность уровней, а в принятой схематизации движение жидкости — разность глубин.

Поперечный уклон водотока равен

$$I_n = \frac{h_2 - h_1}{B}.$$

Учитывая приближенность этого вывода часто принимают для I_n более простую приближенную формулу

$$I_n = \frac{\alpha v^2}{g R_{1-2}},$$

где $R_{1-2} = 0,5(R_1 + R_2)$ — средний радиус искривленного русла (геометрической оси русла). Поперечные уклоны рек обычно меньше продольных.

3.11. Расчет распределения по ширине потока средних, поверхностных и донных на вертикалях скоростей

При известном поле скоростей в живом сечении потока легко подсчитать пропускную способность потока и построить плановые эпюры скоростей на любых расстояниях от поверхности воды. Наиболее характерными эпюрами являются эпюры поверхностных, средних и донных (придонных) скоростей на вертикалях. Многие гидравлические расчеты построены на использовании только средней скорости потока (одномерные задачи гидравлики), что является характерным для старой классической гидравлики. В настоящее время большое внимание уделяется плановым задачам гидравлики, главная цель которых

состоит в том, чтобы исследовать распределение в плане средних скоростей на вертикалях. Так как взаимодействие потока и русла обуславливается полем скоростей во всем живом сечении и главным образом полем скоростей в придонной области, то необходимо переходить от решения плановых задач к пространственным. Для полного описания кинематики потока необходимо иметь в живых сечениях изотакси и линии равных статистических характеристик турбулентности потока. В этом и последующем параграфах будут рассмотрены некоторые гидравлично-гидрометрические и гидравлические способы расчета поля скоростей, осредненных в живых сечениях потока. Методика расчетов зависит от полноты имеющейся информации о потоке и русле. Самой минимальной информацией будем считать наличие расхода воды и профиля живого сечения с возможностью разделения профиля на участки по типам шероховатости русла. Расход воды может быть различным: до выхода на пойму, после выхода на пойму, руслоформирующий, расчетный (при заданной его обеспеченности) и пр. Рассмотрим основные типы задач.

1. Гидравлично-гидрометрические способы. Известны средние скорости на вертикали, например измеренные интеграционным способом, и уклоны поверхности воды. Наибольшая скорость подсчитывается по формуле

$$u_{\max} = u_v + \frac{u_*}{k},$$

а донная — по формуле (3.87), где $u_* = \sqrt{ghI}$. Параметр k подсчитывается по формуле (3.31) и входящая в нее величина

$$C_v^* = \frac{u_v}{u_*}.$$

В результате строятся эпюры скоростей: $u_{\max}$, u_v и u_d . Известны только средние скорости на вертикалях. В этом случае C_v^* и динамическая скорость вычисляются по формулам:

$$C_v^* = \frac{C_v}{\sqrt{g}} = \frac{1}{\sqrt{g}} \frac{1}{n} h^y, \quad (3.106)$$

$$u_* = \frac{u_v}{C_v^*}.$$

Коэффициент шероховатости n и показатель y определяются, как изложено в главе 4. Известны поверхностные скорости, например измеренные поплавками, и уклоны поверхности воды. Средняя на вертикалях скорость подсчитывается по формуле (3.16), а донная — по формуле (3.86). Известны только средние (поверхностные) скорости на вертикалях. Предварительно

подсчитывается C_B^* по формуле (3.106). Дальнейший ход расчета аналогичен изложенному выше.

2. Гидравлические способы. Известен расход воды. Выражение для расхода воды (3.1) представим в виде

$$Q = \int_0^B u_b h db = \int_0^B \frac{h^y}{n} h \sqrt{hI} db. \quad (3.107)$$

Задачу решаем способом последовательных приближений. Обозначая $\sqrt[3]{I}/n = m_*$, из предыдущего выражения найдем

$$m_* = \frac{Q}{\int_0^B h^{1,5+y} db}. \quad (3.108)$$

При вычислении параметра m_* таким образом получим его среднее значение для всего живого сечения (в первом приближении). Здесь уместна аналогия с выражением для средней скорости потока

$$v = \frac{Q}{\int_0^B h db}.$$

Разница в том, что в выражении (3.108) глубина h поставлена в степени $1,5+y$. Интеграл, входящий в формулу (3.108), определяется графическим способом. Сначала находим y по таблице, как изложено в главе 4. Коэффициент шероховатости n принимается в соответствии с описанием участка реки, затем строится график $h^{1,5+y}(b)$. Площадь, ограниченная этой кривой и зеркалом воды, есть интеграл, входящий в формулу для m_* . При известном значении этого параметра

$$u_b = m_* h^{0,5+y}. \quad (3.109)$$

Далее вычисляются $u_{\max}$ и u_d , как изложено выше. Вычисляя u_b при среднем значении m_* для всего живого сечения, эпюра $u_b(b)$ получается сглаженной по ширине потока, поэтому необходимо вычислить m_* во втором приближении. С этой целью профиль живого сечения делится на фрагменты по типам шероховатости. Строится эпюра $q = q(b)$, подсчитывается q по формуле (в первом приближении)

$$q = m_* h^{1,5+y}. \quad (3.110)$$

Далее подсчитываются частные расходы воды Q_r для выделенных фрагментов площадей ω_r , а затем и параметры m_{*r} . Скорость u_b во втором приближении равна

$$u_b = m_{*r} h^{0,5+y}. \quad (3.111)$$

В порядке дальнейшего уточнения решения задачи эпюра q может быть построена с учетом m_{*r} . Если фрагменты площадей резко отличаются по шероховатости дна или изменению глубин, при вычислении u_b следует учитывать кинематический эффект потока путем уменьшения скоростей u_b на участках потока с меньшими гидравлическими сопротивлениями, примыкающих к потоку с большими гидравлическими сопротивлениями. Есть и другие способы расчета распределения по ширине потока средних на вертикалях скоростей [109].

3.12. О проектировании изотак в живом сечении потока

Зная средние и наибольшие на вертикалях скорости по уравнению (3.17), можно построить эпюры осредненных скоростей u на всех скоростных вертикалях. Такие эпюры желательно совместить с профилем живого сечения, что создает удобства для построения изотак.

Имеются и другие способы построения изотак. Изложим способ, предложенный В. П. Рогуновичем [102]. В его способе используется следующий постулат: «Каждый равномерный поток равнозначен сумме двух плоских потоков — вертикального плоского с глубиной, равной h , и шириной, равной B , и горизонтального плоского с глубиной, равной B , и шириной, равной h ».

Для прямолинейных потоков с прямоугольной формой сечения и при $\delta \ll R$ Рогунович предложил уравнение

$$u = v + Lu_{*b} \left(\ln \frac{ey}{h} - \frac{\delta_b}{y} \right) + Mu_{*r} \left(\ln \frac{eb}{B} - \frac{\delta_r}{b} \right), \quad (3.112)$$

где u — местная осредненная скорость в точке с координатами (y, b) ; начало координат располагается в точке пересечения дна и стенок; v — средняя скорость потока; $u_{*b} = \sqrt{ghI}$ — динамическая скорость вертикального плоского потока; $u_{*r} = \sqrt{gBI}$ — динамическая скорость горизонтального плоского потока; e — основание натуральных логарифмов; δ_b, δ_r — толщина придонного слоя соответственно для вертикального ($\delta_b \leq y \leq h$) и горизонтального ($\delta_r \leq b \leq B$) потоков.

Параметры L и M имеют смысл весовых функций влияния на местную скорость u соответственно дна и боковых стенок русла. Они вычисляются по формулам:

$$L = 2,98 \frac{R^{3/2} \left(F + \lg \frac{R}{\delta} \right)}{h^{3/2} \left(F + \lg \frac{h}{\delta_b} \right)},$$

$$M = 2,98 \frac{R^{3/2} \left(F + \lg \frac{R}{\delta} \right)}{B^{3/2} \left(F + \lg \frac{B}{\delta_r} \right)},$$

где F — параметр, равный 1,69 с полным проявлением шероховатости, т. е. при вполне развитой турбулентности, и равный 2,13 для переходной области сопротивления.

Для определения δ , δ_b и δ_r предварительно подсчитываются числа Рейнольдса:

$$Re_{*\Delta} = \frac{u_* \Delta}{\nu}, \quad Re_{*b\Delta} = \frac{u_{*b} \Delta}{\nu},$$

$$Re_{*r\Delta} = \frac{u_{*r} \Delta}{\nu},$$

а затем по графикам И. В. Никитина определяются δ , δ_b и δ_r .

Здесь $u_* = \sqrt{gRI}$ и Δ — абсолютная шероховатость русла.

При полном проявлении шероховатости можно принять $\delta = \delta_b = \delta_r$.

В работе [102] дан пример расчета скоростей u в сопоставлении их с опытными данными при: $h = 0,250$ м, $B = 0,604$ м, $R = 0,177$ м, $I = 0,000313$; $\nu = 0,00000167$ м²/с, $u = 0,539$ м/с, $\Delta = 0,00015$ м (для железобетонных поверхностей). При этих данных уравнение (3.112) принимает вид

$$u = 0,539 + 0,0481 \left(\ln \frac{ey}{0,250} - \frac{0,000418}{y} \right) + \\ + 0,0176 \left(\ln \frac{eb}{0,604} - \frac{0,000311}{b} \right).$$

Задаваясь различными значениями y и b , подсчитываются скорости u , затем, принимая сечение изотак, строятся изотакхи. Хотя изложенный способ проектирования изотакх доведен до практического использования, пока применительно к прямоугольному руслу он представляет интерес в качестве основы для последующего его развития применительно и к руслам сложной формы.

3.13. Распределение характеристик потока в плане

Зная распределение средних скоростей на вертикалях и профиль живого сечения, можно построить эпюру распределения расходов воды на вертикалях q по ширине потока. Это одна из важнейших характеристик пропускной способности русла. Она позволяет определять, во-первых, расход всего потока, во-вторых, расходы воды через любые фрагменты площади живого сечения. Задачи второго типа имеют непосредственную связь с изучением двухмерных течений, т. е. относятся к плановым задачам гидравлики. Главная цель гидравлики двухмерных потоков — исследование распределения средних на вертикалях скоростей u_v в плане, что является существенным прогрессом по сравнению с содержанием задач, решаемых гидравликой одномерных потоков. Одномерные течения иногда называют осевыми, что менее удачно. В п. 3.11 сделана попытка расширить содержание плановых задач, дополнив их расчетным распределением поверхностных и донных скоростей. В постановку и разработку проблемы двухмерных течений внес крупный вклад Н. М. Бернадский. Его исследования нашли отражение и развитие в публикациях Б. В. Проскурякова и др. В работе [123] дана методика построения графиков функции $u_v = u_v(b)$ для прямых и искривленных русел. Результаты решения для прямоугольных и трапецидальных русел даны в форме безразмерных графиков, с помощью которых строятся эпюры $u_v = u_v(b)$ для конкретных каналов. Обращает на себя внимание различие в способах теоретического решения этих задач [123], хотя прямоугольный профиль является частным случаем трапецеидального. Оказалось, что в прямоугольном русле, вертикаль, на которой $u_v = u$, расположена от боковых (вертикальных) стенок канала на относительном расстоянии $b/B \approx 0,2$. В трапецидальных руслах положение такой вертикали зависит от отношения ширины русла по дну к глубине и коэффициента откоса.

Изложение теории решения плановых задач выходит за рамки настоящей книги, поэтому мы ограничимся здесь только рассмотрением способов представления в плане характеристик потока.

Плановые изотахи. В рамках плановой задачи гидравлики строятся изотахи только скоростей u_v . Имея эпюры $u_v = u_v(b)$ в нескольких створах, легко построить на плане участка водотока изолинии скоростей u_v . При установившемся движении воды в призматическом русле такие изолинии располагаются параллельно.

Линии равных расходов на вертикалях. Для построения таких изолиний необходимо иметь в нескольких створах $u_v h = q = q(b)$. При плавноизменяющемся движении живые сечения можно считать плоскими. Динамическое уравнение, если

не учитывать силы инерции, принимает (в рамках плановой задачи) вид формулы (3.110). Предположим, построены в нескольких сечениях изолиний $q = q(b)$. При заданном сечении изолиний q (по аналогии с сечением горизонталей, как в геодезии) проводим на профилях живых сечений линии, параллельные поверхности воды. Из точек их пересечения с кривой $q = q(b)$ проводятся перпендикуляры до пересечения с линией поверхности воды, (рис. 3.12, точки 1, 2, 3, 1', 2', 3'). В результате получаем точки, через которые должны пройти на плане изолинии q . Такие изолинии в гидрометрии отождествляются с траекториями

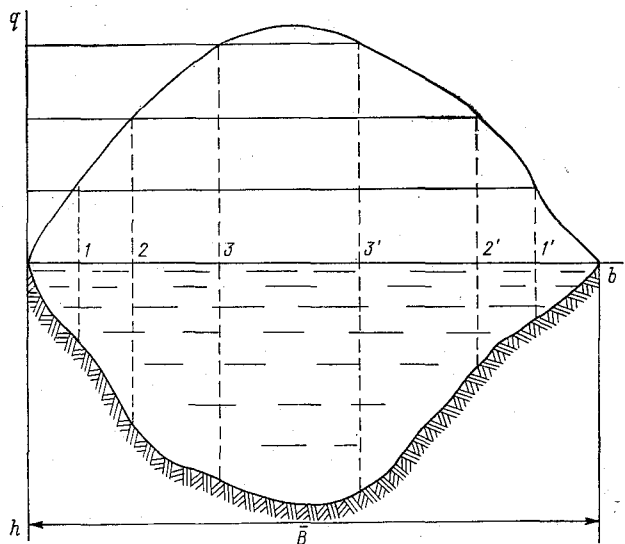


Рис. 3.12. К построению линий равных расходов q .

движения жидкости и используются для определения направления гидрометрического створа, как предложено Н. Н. Жуковским. С помощью точек 1, 2, 3, 1', 2', 3', выделяются фрагменты площадей живых сечений, частные расходы воды через которые не равны между собой.

План течений. При решении плановых задач гидравлики деление площади живого сечения производится таким образом, чтобы через каждый фрагмент площади проходил одинаковый расход воды. Запишем уравнение для расхода воды через фрагмент площади ω_i шириной b_i (рис. 3.13)

$$Q_i = \int_0^{b_i} q db. \quad (3.113)$$

Это есть уравнение интегральной кривой расходов воды на вертикалях. Ее ордината при $b = B$ (рис. 3.17) выражает расход воды Q через все живое сечение. Имея кривую $Q_i = Q_i(b_i)$, разделим наибольшую ординату Q на m одинаковых частей (на рис. 3.13, $m = 5$). Из точек пересечения горизонтальных линий с интегральной кривой опускаются перпендикуляры, которые выделяют фрагменты живых сечений (1, 2, 3, 4, 5), имеющие

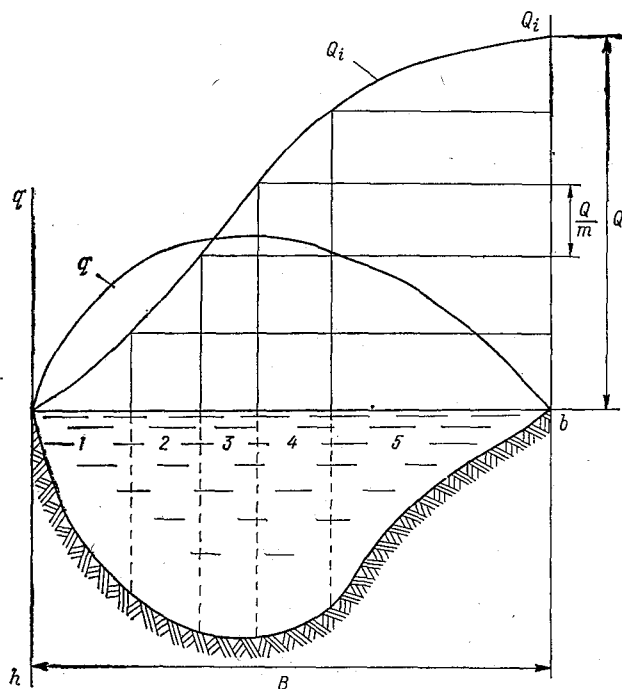


Рис. 3.13. Построение интегральной кривой расходов q и определение положения линий токов.

одинаковые пропускные способности. Сделав аналогичные построения для нескольких живых сечений, на плане водотока легко выделить струи, имеющие одинаковые расходы. Горизонтальные проекции вертикальных плоскостей, фиксирующие в потоке границы этих струй, отождествляются с линиями токов. При этом линии тока соответствуют средним направлениям скоростей u_v . Перетекание жидкости из одной струи в другую не исключается, что обусловлено циркуляционными течениями и турбулентностью.

Если принять, что уклон поверхности воды I и коэффициент шероховатости русла n мало меняется в поперечном направлении, уравнение (3.113) принимает вид

$$Q_i = \frac{\sqrt{I}}{n} \int_0^{b_i} h^{1,5+y} db. \quad (3.114)$$

Это дает возможность упростить построение линий токов, откладывая по вертикальной оси на рис. 3.13 вместо Q_i интеграл, входящий в (3.114). Задача еще больше упрощается, если принять постоянное значение y .

Изолинии локальных чисел Фруда. Первоначальное представление о потоках мы получаем при изучении морфометрии его русла. Форма русла описывается горизонталями или изобатами (линиями равных глубин). Более углубленное представление о потоке получают в результате измерения его кинематической структуры. Зная глубины и скорости, можно подсчитать динамические характеристики, например число Фруда, выражающее удвоенное отношение кинетической энергии к потенциальной. В п. 3.3 введено в рассмотрение число Фруда на вертикали $fr_v = u_v^2 / gh$, которое назовем локальным числом Фруда, где u_v^2 / g — удвоенная удельная кинетическая энергия на вертикали, h — удельная потенциальная энергия на вертикали.

В МИИТ предложен способ оценки состояния потока с помощью изолиний локальных чисел Фруда [37] и успешно применен при исследовании движения воды в нижних бьефах дорожных водопропускных труб. Опыты были выполнены на русловой площадке при масштабе моделирования 1:10. Водопропускная труба круглая. Исходное русло прямоугольное. На рис. 3.14 даны изолинии локальных чисел Фруда в жестком русле при $Q = 6,96$ л/с на модели. Русло было сформировано из песка со средней крупностью 3,96 мм и закреплено тонким цементным слоем. Видно, что поток находился в бурном состоянии. Характер расположения изолиний fr_v предопределил форму рельефа дна после его размыва с двумя фокусами размыва.

Затем опыт был проведен при том же расходе воды и той же крупности песка, но с незакрепленным руслом. Образовавшийся рельеф после его стабилизации был закреплен цементным слоем. По результатам измерений скоростей и глубин были построены изолинии fr_v . На рис. 3.14 они не показаны, но обозначена пунктиром разграничивающая линия при $fr_v = 1$. Слева от нее спокойный поток (после размыва), справа — бурный. Такое экспериментальное исследование течений может рассматриваться как дальнейшее развитие метода решения плановых задач гидравлики [32, 123].

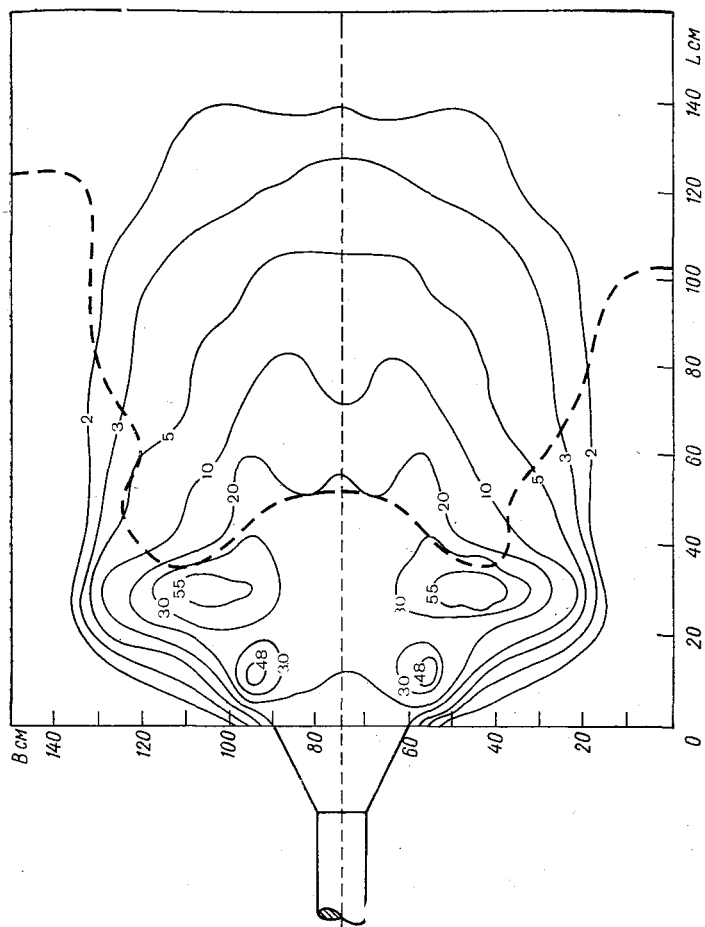


Рис. 3.14. Изолинии локальных чисел Фруда в нижнем бьефе дорожной трубы. Русло неразмываемое.

**ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ
УКРЕПЛЕННЫХ РУСЕЛ КАНАЛОВ**

Каналы с облицованными (укрепленными) руслами имеют большое распространение в гидротехническом строительстве. Способы укрепления русла отличаются большим разнообразием. Основными из них конструкциями являются: бетонная облицовка, сборные железобетонные конструкции, мостовая булыжная, облицовка тесаным камнем, кладка бутовая на цементном растворе, покрытие из асфальтобитумных материалов и др. Каналы, выполненные в скале, также относятся к каналам с укрепленным руслом. Пропускная способность русел каналов зависит от применяемых типов облицовок, так как ими обуславливаются гидравлические сопротивления. Поэтому в настоящей главе уделяется большое внимание анализу коэффициентов шероховатости русел.

Под пропускной способностью русла обычно понимают расход воды, который может пропустить русло при заданном его наполнении (глубине потока). В качестве параметров пропускной способности русла применяют и другие параметры. Их можно подразделить на размерные и безразмерные. К числу размерных, кроме расхода воды Q , относится, например, расходная характеристика $K = Q/\sqrt{I}$, где I — уклон поверхности воды. Чтобы дать представление об изменении пропускной способности русла при различных его наполнениях, строят графики $h = h(Q)$ или $h = h(K)$, где h — глубина воды в канале. Такие кривые обращены своей выпуклостью к оси h , что видно из уравнений движения воды (см. главу 2).

Безразмерный расход воды в канале получим делением расхода Q на динамический расход Q_* . Как следует из уравнения (2.2), отношение

$$\frac{Q}{Q_*} = \frac{\omega v}{\omega v_*} = C^*$$

представляет собой расход воды Q , нормированный по динамическому расходу, численно равный безразмерному коэффициенту Шези. Именно по этой причине специально рассматривается вопрос о формулах для расчета коэффициентов Шези. Скорости

движения воды в каналах не должны выходить за пределы скоростей, называемых допускаемыми скоростями. Скорости, отвечающие проектной пропускной способности русла канала, должны быть меньше размывающих и больше заиляющих скоростей. Необходимо учитывать также и скорость потока, при которой начинается зарастание канала (развитие водной растительности). В этой главе дан анализ способов расчета допускаемых скоростей.

В начале главы изложим основные принципы гидравлического расчета каналов, а затем перейдем к рассмотрению различных аспектов проблемы пропускной способности укрепленных русел каналов.

4.1. Основной принцип гидравлического расчета каналов при равномерном движении воды

Учитывая, что $Q = v\omega$, формулу (2.3) запишем в виде

$$Q = C\omega\sqrt{RI}. \quad (4.1)$$

В случае призматических русел сложной формы для расчета расхода воды предпочтительна формула (2.17).

Формы поперечного сечения каналов принимаются в зависимости от назначения канала, его размеров, способа производства земляных работ и конструкций облицовок. В практике гидротехнического строительства чаще строятся каналы с трапециевидной формой поперечного сечения (см. рис. 1.1, 1.3). Площадь такого симметричного сечения равна

$$\omega = (b + mh)h, \quad (4.2)$$

где $m = \operatorname{ctg} \alpha$ — коэффициент откоса.

Ширина канала поверху

$$B = b + 2mh. \quad (4.3)$$

Длина смоченного периметра

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}. \quad (4.4)$$

Гидравлический радиус $R = \omega/\chi$.

Если трапециевидальное сечение несимметричное (рис. 1.5), то

$$\omega = \left(b + \frac{m_1 + m_2}{2}h\right)h, \quad (4.5)$$

$$B = b + m_1h + m_2h, \quad (4.6)$$

$$\chi = b + \left(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}\right)h, \quad (4.7)$$

где m_1, m_2 — коэффициенты откосов.

Таблица 4.1

Коэффициенты откоса каналов и дамб (СНиП II-52-74)

Наименование грунтов, составляющих русло канала	Коэффициенты откоса каналов <i>m</i>	
	подводных	надводных
Невыветрившаяся скала	0,1—0,25	0
Выветрившаяся скала	0,25—0,5	0,25
Полускальный водостойкий грунт	0,5—1	0,5
Галечник и гравий с песком	1,25—1,5	1
Глина, суглинок твердый и полутвердый и торф мощностью 0,7 м, подстилаемый этими грунтами	1—1,5	0,5—1
Суглинок мягкопластичный, супесь и торф мощностью до 0,7 м, подстилаемый этими грунтами	1,25—2	1—1,5
Песок мелкий и торф мощностью до 0,7 м, подстилаемый этими грунтами	1,5—2,5	2
Песок пылеватый	3—3,5	2,5
Торф со степенью разложения до 50 %:		
древесный в регулирующих каналах	0,5—1,25	—
травяной и моховой в регулирующих каналах	0,25—0,75	—
Все виды торфов в проводящих каналах	1,25—1,75	—
Торф со степенью разложения более 50 %:		
древесный в регулирующих каналах	1—2	—
травяной и моховой в регулирующих каналах	0,5—1,5	—
Все виды торфов в проводящих каналах	1,5—2	—

Наименование грунта	Коэффициенты наружных откосов дамб каналов <i>m</i>
Глина, суглинок твердый и полутвердый	0,75—1
Суглинок мягкопластичный	1—1,25
Супесь	1—1,5
Песок	1,25—2

Примечание. Первое значение коэффициента наружных откосов дамб канала применяется для каналов с расходом менее 0,5 м³/с, второе — для каналов с расходом более 10 м³/с.

Рассмотрим основной принцип гидравлического расчета каналов применительно к трапецеидальной форме поперечного сечения. Коэффициенты откоса m принимают по данным об устойчивости существующих каналов, имеющих аналогичные грунтовые и гидрогеологические условия. Приблизительно m можно определить по табл. 4.1. Видно, что коэффициент m изменяется от 0 (скала) до 3,5 (пылеватый песок). Для подводных откосов m в общем случае больше, чем для надводных. Если глубина выемки больше 5 м, коэффициент m определяют с помощью геотехнических расчетов. Коэффициенты m наружных откосов дамб каналов определяют по табл. 4.1. Если дамба испытывает напор воды более 3 м, то m определяют расчетом, как при проектировании земляных плотин. Задачи, решаемые при расчете пропускной способности русел каналов можно подразделить на прямые (определение Q при заданной глубине h и других гидравлических элементах) и обратные (определение h при заданном расходе Q и других элементах потока). Пропускная способность русла канала при равномерном движении рассчитывается по уравнению (4.1). Обоснование вида формулы для коэффициента Шези C и методики определения коэффициентов шероховатости n даны ниже.

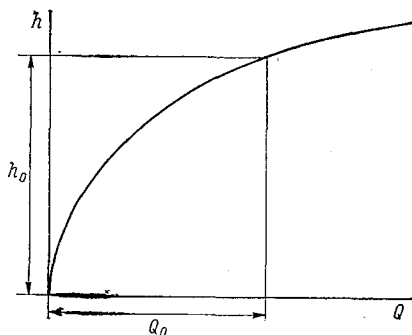
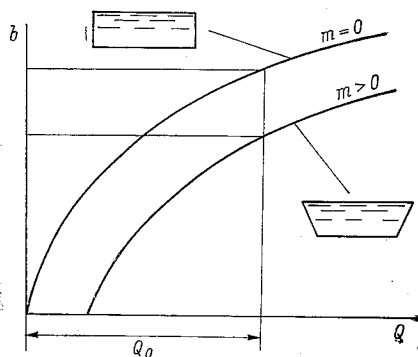


Рис. 4.1. Кривая расходов воды для канала.

При расчете глубины h при заданных Q , I и n и коэффициенте откоса m возникает необходимость принять определенное значение ширины канала по дну. Для решения задачи графоаналитическим способом при назначенной ширине b задаются глубинами h и находят ω , χ , R , C , K и Q . По h и Q строят кривую $h = h(Q)$, которая называется кривой расходов воды (рис. 4.1). Часто строят кривую $h = h(K)$, называемую кривой расходных характеристик. Отложив по оси Q заданный расход воды Q_0 определяют нормальную глубину h_0 . Задача может быть поставлена иначе. Назначается глубина h и делаются расчеты Q при различных b , затем строится кривая $b = b(Q)$. В общем случае эта кривая не проходит через начало координат, так как при $m > 0$ и $b = 0$ площадь живого сечения равна $\omega = mh^2$ (треугольное русло). При $m = 0$ (прямоугольное сечение) кривая $b = b(Q)$ проходит через начало координат (рис. 4.2).

Русло канала имеет наибольшую пропускную способность при наименьших гидравлических сопротивлениях. Такое русло

называют гидравлически наивыгоднейшим. Из числа различных форм поперечного сечения канала гидравлически наивыгоднейшим будет то, которое при данной площади живого сечения имеет наименьшую длину смоченного периметра. В этом случае потеря энергии на трение будет наименьшей, а следовательно, средняя скорость потока — наибольшей. Наименьшим периметром из числа равновеликих по площади фигур обладает круг, поэтому гидравлически наивыгоднейшим сечением канала является полукруг. Большинству же каналов придается трапецидальная форма сечения.



Требуется наименьшего смоченного периметра при заданной площади трапецидального живого сечения приводит в определенной зависимости между шириной b и глубиной h . Из (4.4) и (4.2) получим

$$\chi = \frac{\omega}{h} - mh + 2h\sqrt{1+m^2},$$

$$\frac{d\chi_{\min}}{dh} = -\left(\frac{b}{h}\right)_{г.н} - 2m +$$

$$+ 2\sqrt{1+m^2} = 0,$$

Рис. 4.2. Кривая связи ширины потока по дну b с расходом Q при заданной глубине h .

откуда

$$\left(\frac{b}{h}\right)_{г.н} = \beta_{г.н} = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \quad (4.8)$$

При $m=0$ $(b/h)_{г.н}=2$. При $m \geq 1$ отношение $(b/h)_{г.н}$ всегда меньше единицы, т. е. канал имеет большую глубину по сравнению с шириной b . Большие каналы с гидравлически наивыгоднейшим сечением не являются экономически наивыгоднейшими, поскольку сооружение глубоких и узких выемок более затруднительно. Сравнительно небольшие каналы (оросительные, осушительные, а также каналы вдоль железных и автомобильных дорог) целесообразно проектировать гидравлические наивыгоднейших сечений, так как при минимальной длине смоченного периметра получается экономия облицовочных материалов.

Гидравлический радиус $R_{г.н}$ равен

$$R_{г.н} = \frac{h}{2}. \quad (4.9)$$

Эта формула справедлива и для несимметричных трапецидальных сечений каналов [116]. Для трассирования канала необходимо знать уклон дна канала I_0 , который при равномерном

движении равен уклону поверхности воды I . Из уравнения (4.1) получим

$$I = \frac{Q^2}{C^2 \omega^2 R} = \frac{Q^2}{K^2}. \quad (4.10)$$

Методике гидравлических расчетов каналов посвящены многочисленные работы [2, 58, 62, 66, 117, 119 и др.]. В них излагаются различные технические приемы решения главным образом обратной задачи гидравлического расчета каналов. При этом в качестве наиболее весомого результата предлагаемых решений считается возможность быстрого определения нормальной глубины без подбора. При этом широко используются вспомогательные графики и таблицы. Больше всего уделено внимание разработке способов расчета каналов с использованием безразмерных параметров. Рядом авторов составлены номограммы для таких расчетов. Для того чтобы дать представление о расчете каналов с помощью безразмерных параметров, изложим способ И. И. Агроскина.

4.2. Гидравлический расчет каналов с помощью безразмерных параметров

Введем в формулы для геометрических элементов трапециевидального поперечного сечения длину средней линии трапеции $b_{\text{ср}}$ (рис. 1.1). В результате для симметричного профиля получим:

$$\omega = b_{\text{ср}} h, \quad (4.11)$$

$$\chi = b_{\text{ср}} + m_0 h, \quad (4.12)$$

где $b_{\text{ср}} = b + mh$,

$$m_0 = 2\sqrt{1 + m^2} - m. \quad (4.13)$$

Формулу (4.12) перепишем в виде

$$\chi = b_{\text{ср}} (1 + \sigma), \quad (4.14)$$

где

$$\sigma = \frac{m_0 h}{b_{\text{ср}}}. \quad (4.15)$$

Безразмерный параметр σ И. И. Агроскин назвал характеристикой живого сечения. Аналогичный параметр был введен в 1949 г. автором монографии [33], но применительно к полигональным водосливам с тонкой стенкой.

Гидравлический радиус получим делением площади живого сечения $\omega = b_{cp}h$ на длину смоченного периметра по (4.14)

$$R = \frac{h}{1 + \sigma}. \quad (4.16)$$

Запишем безразмерное отношение

$$\frac{\omega}{R^2} = \frac{b_{cp}h}{h^2} (1 + \sigma)^2.$$

Подставляя сюда h из (4.15), получаем

$$\frac{\omega}{m_0 R^2} = \frac{(1 + \sigma)^2}{\sigma}. \quad (4.17)$$

При заданной площади живого сечения, т. е. при $\omega = \text{const}$, гидравлический радиус R , как следует из (4.17), принимает наибольшее значение ($R = R_{г. н}$), если величина $\sigma/(1 + \sigma)^2$ достигнет своего максимума. Следовательно,

$$\frac{d}{d\sigma} \left[\frac{\sigma_{г. н}}{(1 + \sigma_{г. н})^2} \right] = 0,$$

где $\sigma_{г. н}$ — характеристика σ при гидравлически наивыгоднейшем сечении канала. После дифференцирования получим

$$\frac{1}{(1 + \sigma_{г. н})^2} - \frac{2\sigma_{г. н}}{(1 + \sigma_{г. н})^3} = 0,$$

откуда $\sigma_{г. н} = 1$. Рассматривая формулу (4.16), видим, что $R_{г. н} = h/2$, т. е. получается формула (4.9). При $\sigma_{г. н} = 1$ из (4.17) получим

$$\frac{\omega}{m_0 R_{г. н}^2} = 4. \quad (4.18)$$

Если этот безразмерный параметр меньше четырех, то числовые значения m_0 , ω и R геометрически несовместимы [2]. Из формулы (4.18), имеющей чисто геометрический смысл, получим

$$R_{г. н} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\omega}{m_0}}. \quad (4.19)$$

Найдем $R_{г. н}$, исходя из гидравлических условий. Из (4.17) получим

$$\omega = m_0 \frac{(1 + \sigma)^2}{\sigma} R^2.$$

Подставляем ω в (4.1), расходную характеристику представим в виде

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = m_0 \frac{(1 + \sigma)^2}{\sigma} CR^{2,5}.$$

Введем обозначение $CR^{2,5} = F(R, n)$. Принимая значения C по одной из известных формул может быть составлена таблица функций $F(R, n)$, а последняя формула принимает вид

$$F(R, n) = \frac{\sigma}{m_0 (1 + \sigma)^2} \frac{Q}{\sqrt{I}}. \quad (4.20)$$

Если $R = R_{г. н}$, то $\sigma = \sigma_{г. н} = 1$. Уравнение для расчета гидравлического радиуса при гидравлически наивыгоднейшем поперечном сечении канала записывается в виде

$$F(R_{г. н}, n) = \frac{1}{4m_0} \frac{Q}{\sqrt{I}}. \quad (4.21)$$

При заданных Q, I, m_0, n по таблице находят $R_{г. н}$, а затем $h_{г. н} = 2R_{г. н}$, $b_{ср. г. н} = m_0 h_{г. н}$, $b_{г. н} = b_{ср. г. н} - m h_{г. н}$. Безразмерные параметры, используемые в гидравлическом расчете каналов, Агроскин получил, принимая за нормирующие величины элементы гидравлически наивыгоднейшего сечения каналов. Основным из них является гидравлический радиус $R_{г. н}$, легко вычисляемый исходя из формулы (4.21).

Запишем выражение для расхода воды в любом канале трапециoidalного сечения ($\sigma \neq \sigma_{г. н}$), подставляя в него площадь живого сечения согласно (4.17) и коэффициент Шези по формуле Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad (4.22)$$

в которой y определяется, как изложено ниже. В результате получим

$$Q = m_0 R^{2,5+y} \frac{(1 + \sigma)^2}{\sigma} \frac{\sqrt{I}}{n}. \quad (4.23)$$

Запишем теперь выражение для расхода воды в канале гидравлически наивыгоднейшего сечения ($\sigma_{г. н} = 1$) с учетом формулы (4.18)

$$Q_{г. н} = 4m_0 R_{г. н}^{2,5+y} \frac{\sqrt{I_{г. н}}}{n_{г. н}}. \quad (4.24)$$

Принимается, что

$$\frac{\sqrt{I}}{n} = \frac{\sqrt{I_{г. н}}}{n_{г. н}}.$$

Предположим далее, что $Q = Q_{г. н}$, тогда согласно (4.23) и (4.24), имеем

$$R^{2,5+y} \frac{(1+\sigma)^2}{\sigma} = 4R_{г. н}^{2,5+y},$$

отсюда

$$\frac{R}{R_{г. н}} = \sqrt[2,5+y]{\frac{4\sigma}{(1+\sigma)^2}}. \quad (4.25)$$

Левая часть уравнения представляет собой относительный гидравлический радиус, который зависит от характеристики σ и показателя в формуле (4.22). При $\sigma = 1$ $R/R_{г. н} = 1$. Учитывая формулу (4.16), получаем

$$\frac{h}{R_{г. н}} = (1+\sigma) \frac{R}{R_{г. н}}, \quad (4.26)$$

т. е. глубину h , нормированную по гидравлическому радиусу $R_{г. н}$. Средняя линия $b_{ср}$, нормированная по $R_{г. н}$, с учетом (4.15) и (4.26) равна

$$\frac{b_{ср}}{R_{г. н}} = \frac{m_0 h}{\sigma R_{г. н}} = \frac{m_0 (1+\sigma)}{\sigma} \frac{R}{R_{г. н}}. \quad (4.27)$$

Так как $b_{ср} = b + mh$, то

$$\frac{b}{R_{г. н}} = \left(\frac{m_0}{\sigma} - m \right) \frac{h}{R_{г. н}} = \left(\frac{m_0}{\sigma} - m \right) (1+\sigma) \frac{R}{R_{г. н}}. \quad (4.28)$$

Для отношения средних скоростей потока имеем

$$\frac{v}{v_{г. н}} = \left(\frac{R}{R_{г. н}} \right)^{0,5+y}. \quad (4.29)$$

Учитывая формулу (4.25) и принимая

$$\frac{2,5+y}{0,5+y} \approx 4, \quad (4.30)$$

Агроскин получил [2]

$$\frac{v}{v_{г. н}} \approx \sqrt[4]{\frac{4\sigma}{(1+\sigma)^2}}. \quad (4.31)$$

Эта приближенная формула соответствует значению $y = 0,167$, как это следует из (4.30), т. е. постоянному показателю y по Р. Маннингу. И. И. Агроскин опубликовал таблицы, позволяющие определить $R_{г.н}$ и безразмерные глубины, ширины и средние скорости. Таблицы составлены для одного частного значения $y = 0,20$. Последовательность расчета размеров канала следующая. По формуле (4.21) находится функция $F(R_{г.н}, h)$, а затем по таблице — значение $R_{г.н}$. Принимается соотношение между $R/R_{г.н}$ и по таблицам при этом соотношении находятся $h/R_{г.н}$, $b/R_{г.н}$, $v/v_{г.н}$ и далее сами значения h , b . В качестве исходной безразмерной величины можно принять и другую, например $b/R_{г.н}$, и найти по таблицам все остальные безразмерные величины. Уточнение изложенного способа расчета каналов содержится в статье [70]. Авторы отмечают, что при $y = 0,2$ ошибка в расчете средней скорости потока может достигать 10—15 % при колебаниях y от 0,13—0,34. Но учитывая, что изменения могут выходить за эти пределы, указанная ошибка может быть и больше. Авторы предложили методику расчета $R_{г.н}$ при y , изменяющемся от 0,15 до 0,30. Вместо уравнения (4.21) принята формула

$$R_{г.н}^{2+z} = \frac{nQ}{4m_0 \sqrt{I}}, \quad (4.32)$$

где $z = 0,5 + y$, а m_0 вычисляется по (4.13).

Методика расчета каналов Агроскина может быть применена при любых значениях показателя y с использованием ЭВМ.

4.3. Анализ формул для коэффициента Шези

Потеря удельной энергии потока на сопротивление по длине выражается формулой (2.4) или (2.5). В формулу (2.4) входит коэффициент Шези C , в формулу (2.5) — коэффициент Дарси λ , часто называемый коэффициентом гидравлического трения. Связь между ними выражается формулой (2.6). С одинаковым успехом в гидравлических расчетах можно пользоваться любым из этих коэффициентов. По сложившейся традиции в расчетах безнапорного движения чаще используется коэффициент C , а в расчетах напорного движения коэффициент λ . В дальнейшем изложении используются оба коэффициента, а также и безразмерный коэффициент Шези $C^* = C/\sqrt{g}$. Мы не имеем в виду делать обзор формул для C и λ . Рассмотрим формулы, которые нашли широкое применение для расчета безнапорного движения воды в укрепленных руслах. Вместе с тем приведем несколько формул и для напорного потока в целях сопоставления с формулами для безнапорного потока.

Одной из самых популярных формул для коэффициента Шези в квадратичной области сопротивления является формула типа (4.22). Входящий в нее коэффициент шероховатости n имеет размерность $[n] = \text{с}/\text{м}^{0,5-y}$. При переменном y и размерность n также переменная. Формула типа (4.22) с постоянным значением $y = 1/6$ была предложена в 1890 г. Р. Маннингом. В этом случае $[n] = \text{с}/\text{м}^{1/6}$. Судя по размерности коэффициента n , он не выражает вполне ясную физическую величину, но будучи косвенным параметром, найденным по опытным значениям гидравлических элементов потока, он объективно, хотя и косвенно описывает состояние поверхности в смысле ее гидравлической шероховатости. Коэффициент n в гидравлических расчетах так широко используется, что и в настоящее время не акцентируется внимание на неудачной его размерности. Но зато большое внимание уделяется созданию шкал (таблиц) этого коэффициента, что рассматривается ниже.

В 1925 г. Н. Н. Павловский убедительно показал, что показатель y нельзя считать постоянной величиной. Однако и в настоящее время есть тенденции принимать $y = 1/6$ или $y = 1/5$, что снижает точность гидравлических расчетов.

Формула Н. Н. Павловского ранее применялась и для расчета напорных потоков, но в настоящее время для напорных потоков предложены другие формулы. Прежде чем дать анализ формулы (4.22), необходимо рассмотреть другие формулы для C (или λ). Структура формул и даже некоторые числовые значения их параметров могут быть получены теоретически, принимая за основу одну из известных формул профилей скоростей. Здесь мы не будем приводить такие выводы, так как они есть во многих курсах гидравлики.

Исходя из логарифмического профиля скоростей для квадратической области сопротивления, получено

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = A \lg \frac{R}{\Delta} + B, \quad (4.33)$$

где A и B — параметры формулы; Δ — высота выступа шероховатости.

Параметр A может быть представлен в виде

$$A = \frac{2,3}{k \sqrt{8}}, \quad (4.34)$$

где k — параметр логарифмического профиля скоростей (см. п. 3.3). Введя обозначение $B/A = \lg a$, формула (4.33) принимает вид

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{2,3}{k \sqrt{8}} \lg \frac{aR}{\Delta}. \quad (4.35)$$

По экспериментальным исследованиям А. П. Зегжда, проведенным в безнапорном потоке прямоугольного сечения, $A=2$, $B=2,125$. Так как $2,125/2 = \lg a = \lg 11,6$, формула (4.35) принимает вид

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg \frac{11,6R}{\Delta}. \quad (4.36)$$

Значению $A=2$, как видно из формулы (4.34), соответствует $k=0,41$. Следовательно, формула (4.36) и другие, подобные ей [128], справедливы при узкой амплитуде коэффициентов Шези C , поскольку k зависит от C . Учитывая связь между λ и C , выраженную соотношением (2.6), формулу (4.35) запишем в виде

$$C = \frac{2,3 \sqrt{g}}{k} \lg \frac{aR}{\Delta}, \quad (4.37)$$

или

$$C^* = \frac{2,3}{k} \lg \frac{aR}{\Delta}, \quad (4.38)$$

где C^* — безразмерный коэффициент Шези.

К другой группе формул для определения коэффициента Шези относятся степенные формулы, структура которых получается при использовании формулы (3.18). Запишем степенную формулу в общем виде

$$C = \sqrt{g} A_0 \left(\frac{R}{\Delta} \right)^{1/m}. \quad (4.39)$$

Часто эта формула записывается в виде

$$C = C_0 \left(\frac{R}{\Delta} \right)^{1/m}. \quad (4.40)$$

Надо иметь в виду, что параметр C_0 имеет размерность $m^{0,5}/c$. Значение показателя степени $1/m$ такое же, как и в формуле (3.18). В общем случае C_0 и $1/m$ — величины переменные. Некоторые авторы значение $1/m$ принимают постоянным, например, по В. Н. Гончарову, $1/m=0,2$, по А. Д. Альтшулю, $1/m=1/6$.

Выступы шероховатости могут иметь разную высоту, форму и густоту расположения выступов. Поэтому для описания типа шероховатости недостаточно знать только среднюю высоту выступа шероховатости. В связи с этим введено понятие гидравлической или эквивалентной шероховатости Δ_0 , вычисляемой обратным путем из уравнения для коэффициента Шези или Дарси. Эти коэффициенты должны быть установлены опытным путем, т. е. все величины, входящие в формулу (2.4)

или (2.5), должны быть измерены, а C и соответственно λ должны быть вычислены по этим формулам. Высоту выступа шероховатости называют абсолютной шероховатостью, а отношение Δ/R или Δ/h — относительной шероховатостью. Величина R/Δ или h/Δ называется относительной гладкостью. Гидравлическая шероховатость, имеющая размерность длины, отличается большей определенностью и ясностью в физическом смысле по сравнению с коэффициентом шероховатости n . Но коэффициенты n исследованы неизмеримо детальнее, чем эквивалентные шероховатости. В связи с этим сделаны многочисленные попытки пересчета шкал коэффициентов n на шкалы Δ_9 . Этот вопрос исследовался Н. Н. Федоровым и др. Рассмотрим этот вопрос в общем виде и обратим внимание на те трудности, которые возникают при пересчете шкал n и Δ_9 . Введем следующее обозначение:

$$n = \frac{\Delta_9^y}{C_0}. \quad (4.41)$$

С учетом (4.41) формулу (4.22) запишем в виде

$$C = C_0 \left(\frac{R}{\Delta_9} \right)^y, \quad (4.42)$$

т. е. получаем формулу такого же типа, как и формула (4.40). Следовательно, эквивалентная шероховатость равна

$$\Delta_9 = \sqrt[y]{nC_0}. \quad (4.43)$$

В эту формулу надо подставлять C в $\text{м}^{0.5}/\text{с}$, в результате Δ_9 получим в м. Отметим, что значения $1/m$ близки к значениям y . Формула типа (4.40) или (4.42) иногда предлагается в упрощенном виде, считая C_0 и y постоянными. Например, в работе [7] предложено $C_0 = 25 \text{ м}^{0.5}/\text{с}$, а $y = 1/6$ ($m = 6$), поэтому

$$\Delta_9 = (25n)^6. \quad (4.44)$$

Есть и другие формулы, выражающие связь между абсолютной шероховатостью и коэффициентом шероховатости. В виде примера приводим формулу А. Штриклера

$$n = \frac{0,15}{\sqrt{g}} \Delta_9^{1/6},$$

где под Δ_9 понимается медианный диаметр частиц грунта. Из этой формулы получим

$$\Delta_9 = (21n)^6,$$

т. е. имеем весьма близкое совпадение с формулой (4.44). Связь между Δ_0 и n можно получить исходя из логарифмической и степенной формул для коэффициента C . За основу можно принять формулу (4.42), так как логарифмическая функция может быть аппроксимирована с помощью степенной формулы, например при $10 < R/\Delta \leq 1000$

$$\lg \frac{11R}{\Delta} \approx \frac{4}{3} \left(\frac{R}{\Delta} \right)^{1/6}.$$

Обращает на себя внимание, что при высоких значениях n формула (4.44) утрачивает физический смысл. Пусть, например, $n = 0,04$ (каналы в скале с посредственно обработанной поверхностью, с выступами), тогда в соответствии с формулой (4.44) $\Delta_0 = 1,0$ м, а при больших n значение Δ_0 станет еще больше, что далеко от реальности. При малых n , например, $n \approx 0,01$ (бетонная облицовка, очень хорошо отделанная), Δ_0 получается близкой к нулю, что вообще не встречается в таблицах эквивалентных шероховатостей [7]. Это одна из причин того, что шкалы коэффициентов n не пересчитаны на Δ_0 для практического использования. Применительно к напорному движению жидкости в трубах Ф. А. Шевелев избежал использования как коэффициента n , так и эквивалентной шероховатости Δ_0 . Это достигнуто тем, что им предложены формулы для λ применительно к трубам из различных материалов с учетом возможного изменения их гидравлического сопротивления при эксплуатации труб. Результаты этой работы нашли широкое использование на практике. Обобщение опытных данных Шевелева в виде $\lambda = \lambda(\text{Re}, R/\Delta_0)$ успешно выполнено В. П. Ермоленко в МИИТ. Имеются предложения о виде формул для λ , справедливых во всех областях турбулентного сопротивления. Так, К. Ф. Кольбрук и К. М. Уайт предложили для гидравлически гладких и шероховатых труб формулу

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{\Delta_0}{3,7d} \right), \quad (4.45)$$

где $\text{Re} = vd/\nu$ — число Рейнольдса, отнесенное к диаметру трубы d . Обоснование этой формулы дано Альтшулем [7]. Значения Δ_0 приведены в работе [7] и других источниках. Например, для бетонных труб при хорошей поверхности с затиркой $\Delta_0 = 0,5$ мм. Эквивалентные шероховатости получены по формуле (4.45), что является особым типом гидравлического испытания труб. Применение формулы (4.45) неудобно, так как λ входит и в ее правую часть. Этот недостаток формулы устранен в работе [7]. Согласно СНиП II-52-74 для расчета канализационных сетей рекомендуется применять формулу, сходную

в структурном отношении с (4.45), но не содержащую в правой части λ

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{a_2}{\text{Re}} + \frac{\Delta_3}{13,68R} \right), \quad (4.46)$$

где R — гидравлический радиус, см; $\text{Re} = vR/\nu$ — число Рейнольдса, отнесенное к гидравлическому радиусу R ; Δ_3 — эквивалентная шероховатость, см; a_2 — безразмерный коэффициент, учитывающий характер шероховатости труб.

Формула (4.46) представляет интерес в том отношении, что значения Δ_3 и a_2 даны не только для труб, но и для каналов. Эти данные приведены в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Значения Δ_3 и a_2

Наименование труб и каналов	Δ_3 см	a_2
Трубы:		
бетонные и железобетонные	0,20	100
керамические	0,135	90
чугунные	0,10	83
стальные	0,08	79
асбестоцементные	0,06	73
Каналы:		
из бута, тесанного камня	0,635	150
кирпичные	0,315	110
бетонные и железобетонные, изготовленные на месте (в опалубке)	0,30	120
бетонные и железобетонные, гладкозатертые цементной штукатуркой	0,08	50

Существенным недостатком формул (4.45) и (4.46) является то, что при их выводе принято постоянное значение параметра k , а именно 0,41. Вопрос о выборе расчетной абсолютной (линейной), в том числе эквивалентной шероховатости в настоящее время активно обсуждается. Многие авторы справедливо отмечают, что должен быть создан комплексный параметр шероховатости, учитывающий высоту выступов шероховатости, их форму и размещение на поверхности. Введение в формулы физически реальных шероховатостей (не обязательно эквивалентных) могло бы продвинуть вперед решение проблемы гидравлических сопротивлений. При этом возникает вопрос, какую принять высоту выступа шероховатости Δ за расчетную Δ_p при различной их высоте и форме и неравномерном (произвольном) расположении выступов на основном дне потока. Целесообразно решать эту

задачу на статистической основе. Предположим, что построена интегральная кривая распределения высот Δ . Путем экспериментальных исследований может быть решен вопрос о том, какой обеспеченности высоты выступа шероховатости p соответствует гидравлическое дно потока. Пусть в этом случае высота $\Delta = \Delta_p$. Пересечение плоскости гидравлического дна с выступами шероховатости в общем случае неправильной формы (на высоте Δ_p) образует плоскость F_p . Отношение F_p/F (где F — вся плоскость основного дна) характеризует относительную густоту (плотность) расположения выступов шероховатости на уровне Δ_p . За параметр физически реальной шероховатости можно принять $\Delta_p (F_p/F)$. Это пока только теоретическая постановка вопроса, поскольку требуется еще решить задачу о методике измерения этого комплексного параметра. Очевидно, что на гидравлические сопротивления влияет не только среднее значение высот выступа шероховатости или его значение заданной обеспеченности, но и их дисперсия. Многими авторами отмечается сложный характер течения жидкости у шероховатой поверхности. Форма и расстояние между выступами шероховатости существенно влияют на коэффициент гидравлического трения. При близком расположении выступов сказывается эффект их взаимного экранирования. Переход на использование линейных эквивалентных шероховатостей (или в том виде, как предложена здесь) вместо коэффициентов n был бы вполне логичным этапом в развитии гидравлики. Но в настоящее время при расчете пропускной способности каналов используются коэффициенты n . Перейдем к анализу основной формулы для коэффициента Шези (4.22), в которую входит коэффициент n .

Для показателя y Павловский предложил следующую формулу:

$$y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,10). \quad (4.47)$$

Эту формулу Павловский не распространял на водотоки с гидравлическими радиусами $R > 3$ м, однако считал возможным экстраполицию C за пределы использованного экспериментального материала при R до 5 м.

Формулы (4.22) и (4.47) часто применяют и при больших гидравлических радиусах и коэффициентах шероховатости, которые не были предусмотрены ее автором. Вследствие этого в гидравлических расчетах каналов (в особенности больших) и их пропускной способности речных русел возможны грубые ошибки.

Выражение (4.47) для определения показателя y дает принципиально разный характер его изменения в зависимости от R . Так, при коэффициенте шероховатости $n = 0,01$ оказывается, что y не зависит от гидравлического радиуса и, следовательно, коэффициент C зависит только от R (в степени 0,12), что не

является обоснованным. При больших значениях R величина y может быть отрицательной. Структура формулы (4.47), обуславливает пересечение всех кривых $y(R)$ в одной точке, координаты которой равны $R = 11,1$ м, $y = 0,12$, поэтому вблизи этой точки показатель y практически не зависит от коэффициента шероховатости n , однако при $y = 0$ $R^y = 1$ м и коэффициент C зависит только от n .

Все это свидетельствует о том, что формулу (4.47) нельзя распространять на большие значения R и n . Отметим, что гидравлические расчеты больших каналов приобретают актуальность в связи с проектированием межбассейновых перебросок речного стока.

Большой диапазон изменения значений y даже в пределах гидравлических радиусов, на которые Н. Н. Павловский распространил свою формулу (4.22), свидетельствует также о нежелательности принятия какого-либо постоянного значения y . Поэтому часто применяемую формулу Маннинга, где принято $y = 1/6$, надо считать лишь первым грубым приближением решения задачи.

Уже ранее было подмечено [24], что при некоторых значениях R и n формулы (4.22) с показателем по формуле (4.47) после некоторых предельных значений R и n дают уменьшение C с увеличением R , что не соответствует действительности. Такой характер кривых объясняется тем, что при больших n формула (4.47) дает отрицательные значения показателя y .

4.4. Обобщенная формула для коэффициента Шези

Изучая распределение скоростей в потоке, мы имели возможность убедиться в том, что параметры профилей скоростей (k и m) есть переменные величины, зависящие от гидравлических сопротивлений. Учитывая, что $k = k(C)$, представилось возможным получить обобщенную формулу для коэффициента C .

Перепишем формулу (4.37) так:

$$C = \frac{2,3\sqrt{g}}{k} \left(\lg \frac{a}{\Delta} + \lg R \right). \quad (4.48)$$

Подставив в эту формулу и в формулу (4.22) $R = 1$ м и приравняв значение C , получим

$$\frac{2,3\sqrt{g}}{k} \lg \frac{a}{\Delta} = \frac{1}{n},$$

следовательно,

$$C = \frac{1}{n} + \frac{2,3\sqrt{g}}{k} \lg R. \quad (4.49)$$

В таком виде формула (4.49) при k постоянном и равном 0,40 была опубликована Агроскиным. Фактически k изменяется в больших пределах и зависит от C , что выражается формулами (3.51) и (3.52). Поэтому формула (4.49) принимает вид

$$C = \frac{1}{n} + 2,3 \frac{\sqrt{g} + C}{2,3 + 0,3 \frac{C}{\sqrt{g}}} \lg R,$$

или

$$C = \frac{1}{n} + \frac{\sqrt{g} + C}{1 + 0,13 \frac{C}{\sqrt{g}}} \lg R.$$

Это квадратное уравнение после преобразований запишем в виде

$$C^2 + \left(\frac{\sqrt{g}}{0,13} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} \lg R - \frac{1}{n} \right) C - \left(\frac{\sqrt{g}}{0,13} + \frac{g \lg R}{0,13} \right) = 0.$$

Так как коэффициент C — величина существенно положительная, то при решении последнего уравнения необходимо перед квадратным корнем поставить знак плюс. В результате получим

$$C = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right] + \sqrt{\frac{1}{4} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right]^2 + \frac{\sqrt{g}}{0,13} \left(\frac{1}{n} + \sqrt{g} \lg R \right)}. \quad (4.50)$$

Эта формула в отличие от других формул справедлива в большом диапазоне глубин потока и коэффициентов шероховатости. Сложный вид формулы не имеет практического значения, так как по ней составлена таблица [44, 80 и др.], которой пользуются в гидрологических и гидравлических расчетах.

При решении различных задач гидрологии и гидравлики, когда необходимо объединить среднюю глубину, входящую

в формулу для средней скорости $v = C \sqrt{h_{\text{ср}} I}$, и глубину, входящую в формулу для C , принимая $R \approx h_{\text{ср}}$, удобен вид формулы (4.22). Следовательно, необходимо определить показатель y . Приравнявая правые части уравнений (4.22) и (4.50) и решая равенство относительно y , получаем

$$y = \frac{1}{\lg R} \lg \left\{ \left[\frac{1}{2} - \frac{n \sqrt{g}}{0,26} (1 - \lg R) \right] + \sqrt{\frac{1}{4} \left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0,13} (1 - \lg R) \right]^2 + \frac{\sqrt{g}}{0,13} \left(\frac{1}{n} - \sqrt{g} \lg R \right)} \right\}. \quad (4.51)$$

По этой формуле составлена таблица значений показателя y , помещенная в приложении 3.

Формула типа (4.22) удобна при решении плановых задач гидравлики. Очевидно, что нет никакой разницы в результатах расчета C по формулам (4.50) и (4.22), принимая показатель по формуле (4.51).

В таблице, помещенной в приложении 4, есть несколько значений $y > 0,5$, что свидетельствует о возможности появления такой области движения, в которой средняя скорость потока пропорциональна средней глубине в степени, немного большей единицы. Вопрос этот нуждается в исследовании, но есть некоторые основания предполагать, что такая область может существовать. При $y > 0,5$ кривая $v = v(h_{\text{ср}})$ должна быть обращена выпуклостью к оси H . Этот тип связи обнаружен на одном из гидрометрических створов р. Черной во Вьетнаме. Такая связь v с $h_{\text{ср}}$ воспринимается как аномальная. По данным исследований М. П. Сасорова, на ряде рек обнаружена линейная связь между v и $h_{\text{ср}}$, а это означает, что $y = 0,5$. По подсчетам А. К. Рябова [105] для рек горно-предгорной зоны Средней Азии в среднем $y = 0,64$. Следовательно, полученные выше теоретические значения y , близкие к 0,5, подтверждаются опытными данными.

4.5. Коэффициенты шероховатости укрепленных русел каналов

Все многообразие коэффициентов шероховатости n можно подразделить на коэффициенты укрепленных и неукрепленных русел. В свою очередь следует различать коэффициенты n искусственных неукрепленных русел (каналов в грунтах) и русел естественных водотоков (рек). При этом надо иметь в виду, что каналы с неукрепленными руслами при определенных условиях могут формироваться так же, как и реки. Типизация русел по коэффициентам шероховатости по существу есть одна из возможных гидравлических классификаций водотоков по сопротивлению движению жидкости. Результаты этой работы, имеющей важные инженерные приложения, обычно представляются в виде таблиц, содержащих качественное описание поверхности и соответствующее значение n . В некоторых таблицах указываются средние значения n , их нижнее и верхнее значения. Главный недостаток таблиц состоит в том, что при выборе n из таблиц вносятся определенный элемент субъективности. Оценка возникающих при этом ошибок дана в работе [35]. Таблицы n составлены в результате обобщения значений n , полученных по гидрометрическим данным. Зная расход Q , площадь живого сечения ω , гидравлический радиус R , среднюю скорость течения v , уклон поверхности воды I , коэффициент n подсчитывается по формулам.

При равномерном движении из уравнений (4.1) и (4.22) получим

$$n = \frac{\omega R^{0,5+y} \sqrt{I}}{Q} = \frac{R^{0,5+y} \sqrt{I}}{v}. \quad (4.52)$$

При установившемся неравномерном движении n необходимо находить из уравнения (2.38), которое перепишем в виде

$$I + \left(\frac{\alpha_B v_B^2}{2g} - \frac{\alpha_H v_H^2}{2g} \right) = \frac{Q^2}{\left(\frac{1}{n} \bar{R}^y \right)^2 \omega^2 \bar{R}},$$

откуда

$$n = \frac{\bar{\omega} \bar{R}^{0,5+y} \sqrt{I_r}}{Q}, \quad (4.53)$$

I_r — гидравлический уклон, определяемый по формуле (2.39).

Из формул (4.52) и (4.53) видно, что разница в методике определения коэффициентов шероховатости при равномерном и неравномерном движении существенная. При неравномерном движении измерение поля скоростей необходимо сделать в трех створах: в основном гидрометрическом, в верхнем и в нижнем. Коэффициенты Кориолиса желательно определить путем построения безразмерных тахиграфических кривых, как изложено в п. 2.2. Но если поле скоростей не измерено, то в верхнем и нижнем створах следует подсчитать средние скорости потока, число Фуды, а затем коэффициенты Кориолиса по формуле (2.31). Осредненные на участке площадь живого сечения и гидравлический радиус можно подсчитать по формулам:

$$\bar{\omega} = 0,25 (\omega_B + 2\omega_c + \omega_H),$$

$$\bar{R} = 0,25 (R_B + 2R_c + R_H),$$

где ω_c , R_c — соответственно площадь и гидравлический радиус в среднем (основном) створе.

Наибольшие ошибки при определении коэффициента n возникают вследствие трудностей определения уклона I с необходимой точностью. При равномерном движении можно увеличить расстояние между створами, в которых измеряют отметки поверхности воды, а следовательно, более точно определить уклон I . При неравномерном движении при очень большом расстоянии между верхним и нижним створами измеренный уклон I может оказаться нехарактерным для среднего створа из-за осреднения уклона по длине потока. Вследствие этого возникает вопрос о репрезентативности уклона для данного участка русла.

шероховатость которого определяется. Отделом гидрометрии ГГИ сформулированы основные принципы выбора участка водотока для измерения продольных уклонов водной поверхности [90]. Для того чтобы измеренный уклон водотока был репрезентативным, площади живых сечений по длине потока должны изменяться однозначно, т. е. уменьшаться или увеличиваться.

Решая уравнение (4.52) или (4.53) относительно n , надо учитывать, что показатель y зависит от n и R . Решение задачи упрощается при использовании таблицы значений y [44].

В дальнейшем будем рассматривать нормативные значения коэффициентов шероховатости, а также такие, которые получили широкую известность.

В одном из последних официальных изданий (СНиП II-52-74) для русел каналов с облицовкой приведены значения n , изменяющиеся от 0,012 до 0,035. Для русел каналов в скале n дано от 0,02 до 0,045. Как видим, пределы изменения n для каналов с облицовкой сравнительно небольшие. Для каждого вида облицовки даны нижние и верхние значения n . Следовательно, проектировщик каналов может принять среднее из них значение, нижнее или верхнее. Важно, чтобы в этом случае учитывались особенности конкретной задачи. Предположим, требуется рассчитать пропускную способность русла заданных размеров. Приняв верхнее (повышенное) значение коэффициента n , получим некоторый запас в том, что этот расход пройдет через данное русло при заданной глубине. При пониженной шероховатости тот же расход пройдет с большей скоростью и при меньшей глубине.

Проблема гидравлических сопротивлений облицованных русел имеет тесную связь с надежностью облицовок, их износостойкостью. Эксплуатационной надежности гидромелиоративных сооружений, а следовательно, и каналов посвящено интересное исследование Ц. Е. Мирцхулавы [87]. В зависимости от условий работы облицовок состояние их поверхности меняется. Могут появиться трещины, способствующие повышению коэффициента шероховатости. Проявляются факторы, которые могут действовать в противоположных направлениях. Например, присутствие в потоке наносов способствует выглаживанию поверхности облицовки. Вместе с тем под влиянием потока жидкости могут меняться во времени физико-механические свойства поверхности крепления, сопровождающиеся возрастанием абсолютной ее шероховатости. Некоторое представление об этих явлениях дают эксперименты, выполненные в МИИТ [42], в которых изучено воздействие потока на грунтобетонные облицовки каналов. Опыты проводились на полупространственной модели канала (длиной 8 м и шириной 0,24 м по дну с коэффициентом откоса 1,5), сформированного из грунтобетона. Образцы грунтобетона были выполнены из цемента марки 400 и вольского песка с частицами, имеющими средний диаметр 0,62 мм. Соотношение цемента и песка в опытах было следующее ($Ц:П$): 1:20; 1:15;

1:10; 1:5; 1:3. Эксперименты выполнены при различных расходах воды и различной продолжительности воздействия потока на грунтобетон — от 5 до 64 ч. Были измерены значения смыва грунтобетона и физико-механические характеристики образцов грунтобетона (прочность при изгибе, сжатии, скалывании, плотность, водонасыщение) в водонасыщенном и высушенном состояниях. Донные скорости потока изменялись от 18 до 38 см/с. Наиболее интенсивный смыв грунтобетона происходит за первые 30 ч воздействия потока на дно и откосы. Величина слоя смыва увеличивается с уменьшением отношения $Ц/П$. В результате анализа опытных данных получена формула [42]

$$\Delta h = \frac{1}{0,8 + 2,6 \frac{Ц}{П} + \frac{0,09}{t^{0,5}}}, \quad (4.54)$$

где Δh — значение смыва грунтобетона, см; t — время, ч.

Как показали физико-механические исследования, по мере пропуска потока через модель канала, облицованного грунтобетоном, происходит постепенное разрушение его поверхностного слоя, что выражается в понижении плотности грунтобетона, повышении водопоглощения и пористости. Из грунтобетона преимущественно вымывается цементный камень, что приводит к повышению абсолютной шероховатости дна и откосов канала. Мы привели эти сведения, чтобы обратить внимание на возможные изменения коэффициентов шероховатости облицованных каналов при их эксплуатации. С этим надо считаться при выборе коэффициентов шероховатости из таблиц на стадии проектирования каналов.

В таблице коэффициентов шероховатости, применяемой в США [119], даны нормальные (средние), минимальные и максимальные значения n . Для облицованных каналов значения n лежат в пределах 0,010—0,035, т. е. почти те же пределы, что и в нормативном документе, применяемом в СССР. Для русел каналов в скале n лежит в пределах 0,025—0,050 [119].

4.6. Коэффициент Шези и коэффициент шероховатости при неоднородной по периметру живого сечения абсолютной шероховатости

Существуют каналы, дно которых не имеет облицовки, а откосы укреплены мощением из камня или бетонированием, или другими способами. Быстротоки с усиленной шероховатостью могут иметь только донную шероховатость. В подобных случаях абсолютная шероховатость по длине смоченного периметра живого сечения оказывается неоднородной. На рис. 4.3 показано поперечное сечение канала в полувыемке-полунасыпи. Аналогичная схема течения воды наблюдается при сооружении насыпей

железных и автомобильных дорог на прижимных участках рек. На рис. 4.3 показано крепление откоса наброской из каменных материалов. Показано также крепление дна русла у подошвы насыпи. Следовательно, длина смоченного периметра χ состоит из длин χ_1 и χ_2 . Коэффициенты шероховатости обозначим соответственно через n_1 и n_2 . Линия 1—2 есть след поверхности, разделяющей площадь живого сечения ω на площади ω_1 и ω_2 . Эта линия направлена ортогонально к изотаксам, точка 1 должна совпадать с положением наибольшей скорости в сечении. Напряжение трения в этой поверхности предполагается равным нулю, так как градиенты скорости по нормали к ней (по изотаксе) равны нулю.

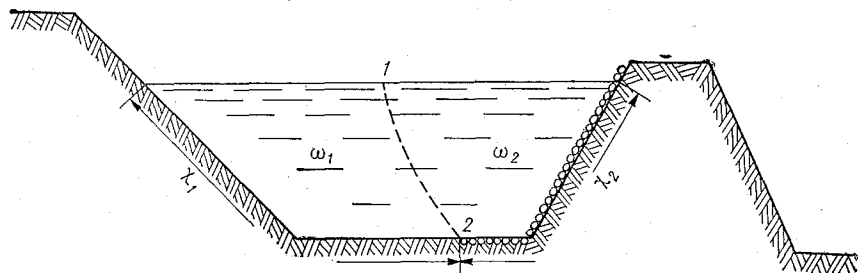


Рис. 4.3. Поперечное сечение канала с неоднородной по периметру абсолютной шероховатостью.

Принимаем, что напряжение трения на границах всего потока, выражаемое уравнением (2.1), равно среднему взвешенному напряжению трения (рис. 4.3). Следовательно,

$$\rho g R I = \frac{\tau_1 \chi_1 + \tau_2 \chi_2}{\chi_1 + \chi_2}, \quad (4.55)$$

где R — гидравлический радиус для всего живого сечения. По Павловскому, обозначим $\chi_2/\chi_1 = a_2$, тогда

$$\tau_1 \chi_1 + \tau_2 \chi_2 = \chi_1 (\tau_1 + a_2 \tau_2),$$

$$\chi = \chi_1 + \chi_2 = \chi_1 (1 + a_2).$$

Формулу (4.55) перепишем в виде

$$\rho g R I = \frac{\tau_1 + a_2 \tau_2}{1 + a_2},$$

или

$$RI = \frac{1}{1+a_2} \left(\frac{\tau_1}{\rho g} + a_2 \frac{\tau_2}{\rho g} \right). \quad (4.56)$$

Учитывая (2.2), запишем

$$\begin{aligned} \frac{\tau_1}{\rho g} &= \frac{v_{*1}^2}{g} = \frac{v_1^2}{g (C_1^*)^2} = \frac{v_1^2}{C_1^2}, \\ \frac{\tau_2}{\rho g} &= \frac{v_{*2}^2}{g} = \frac{v_2^2}{g (C_2^*)^2} = \frac{v_2^2}{C_2^2}, \end{aligned}$$

где C_1, C_2 — коэффициенты Шези соответственно для областей потока с площадями живого сечения ω_1 и ω_2 , а следовательно, и гидравлическими радиусами R_1 и R_2 . Формулу (4.56) перепишем в виде

$$RI = \frac{1}{1+a} \left(\frac{v_1^2}{C_1^2} + a_2 \frac{v_2^2}{C_2^2} \right). \quad (4.57)$$

Использование этой формулы связано с принятием одного из двух допущений: $v_1 = v_2 = v$ или $R_1 = R_2 = R$. Имеется достаточно доказательств, что первое из них более достоверно [116]. Учитывая это, формулу (4.57) перепишем в виде

$$RI = \frac{v^2}{1+a} \left(\frac{1}{C_1^2} + \frac{a_2}{C_2^2} \right),$$

откуда

$$v = C_1 C_2 \sqrt{\frac{1+a_2}{a_2 C_1^2 + C_2^2}} \sqrt{RI}. \quad (4.58)$$

Введем обозначение

$$C_{\text{пр}} = C_1 C_2 \sqrt{\frac{1+a_2}{a_2 C_1^2 + C_2^2}}. \quad (4.59)$$

Коэффициент $C_{\text{пр}}$ называется приведенным коэффициентом Шези. Формула (4.59) предложена Н. Н. Павловским. Так как нежелательно принимать $R_1 = R_2 = R$, то уравнение (4.58) содержит две неизвестные величины, поскольку C_1 зависит от R_1 , а C_2 — от R_2 . Следовательно, необходимо иметь еще одно уравнение. В работе [116] изложен следующий способ решения задачи применительно к напорному потоку. Аналогия безнапорного и напорного потоков здесь вполне уместна, так как с решением подобной задачи мы встретимся при определении

пропускной способности потока под ледяным покровом. Напишем исходное уравнение, принимая $v_1 = v_2$,

$$v_{*1} \sqrt{\frac{8}{\lambda_1}} = v_{*2} \sqrt{\frac{8}{\lambda_2}}. \quad (4.60)$$

Учитывая (2.6), получаем $v_{*1} C_1^* = v_{*2} C_2^*$, а это равносильно $C_1 \sqrt{RI} = C_2 \sqrt{RI}$.

Принимая C по формуле (4.22), получаем

$$\frac{1}{n_1} R_1^{0,5+y_1} = \frac{1}{n_2} R_2^{0,5+y_2}. \quad (4.61)$$

Обратим внимание на то, что $y_1 \neq y_2$, так как $y = y(n, R)$. В качестве второго уравнения принимается

$$R_1 \chi_1 + R_2 \chi_2 = \omega. \quad (4.62)$$

Решая уравнения (4.61) и (4.62), найдем способом последовательных приближений R_1 и R_2 , а затем $v_1 = v_2 = v$. Существует другой путь решения задачи, которому посвящено много публикаций. Он основан на использовании приведенного коэффициента шероховатости $n_{\text{пр}}$. Предложено немало формул для расчета коэффициента $n_{\text{пр}}$. Изложим вывод одной из формул для $n_{\text{пр}}$ в соответствии с [30]. Предполагается, что на части живого сечения с приведенной длиной $\chi_{1\text{пр}}$ и с коэффициентом шероховатости n_2 формируется поле скоростей и гидравлические сопротивления такие же, как и при длине χ_1 с коэффициентом шероховатости n_1 . Поэтому

$$v_1 = \frac{1}{n_1} R_1^{0,5+y} \sqrt{I} = \frac{1}{n_2} R_{1\text{пр}}^{0,5+y} \sqrt{I}, \quad (4.63)$$

где $R_{1\text{пр}} = \omega_1 / \chi_{1\text{пр}}$ — приведенный гидравлический радиус, а $R_1 = \omega_1 / \chi_1$, т. е. в два выражения для гидравлического радиуса входит одинаковая площадь ω_1 . Из уравнения (4.63) получим

$$\chi_{1\text{пр}} = \chi_1 \left(\frac{n_1}{n_2} \right)^{\frac{1}{0,5+y}}. \quad (4.64)$$

Смоченный периметр всего живого сечения, приведенный к одной шероховатости русла, равен $\chi_{\text{пр}} = \chi_{1\text{пр}} + \chi_2$, и соответственно

$$R_{\text{пр}} = \frac{\omega}{\chi_{1\text{пр}} + \chi_2}. \quad (4.65)$$

Считая уклоны поверхности воды одинаковыми для двух областей потока и приравнявая среднюю скорость всего потока

скорости на участке с приведенным гидравлическим радиусом, получаем

$$\frac{1}{n_{\text{пр}}} R^{0,5+y} = \frac{1}{n_2} R_{\text{пр}}^{0,5+y},$$

где $n_{\text{пр}}$ — приведенный коэффициент шероховатости для всего потока. Подставляя вместо $R = \omega/(\chi_1 + \chi_2)$ и принимая $R_{\text{пр}}$ по формуле (4.65), получаем

$$\frac{1}{n_{\text{пр}}} \left(\frac{\omega}{\chi_1 + \chi_2} \right)^{0,5+y} = \frac{1}{n_2} \left(\frac{\omega}{\chi_{1\text{пр}} + \chi_2} \right)^{0,5+y}.$$

Сократим ω , подставим значение $\chi_{1\text{пр}}$, как получено выше, тогда последнюю формулу перепишем в виде

$$\left(\frac{\chi_1 \left(\frac{n_1}{n_2} \right)^{0,5+y} + \chi_2}{\chi_1 + \chi_2} \right)^{0,5+y} = \frac{n_{\text{пр}}}{n_2},$$

откуда

$$n_{\text{пр}} = \left(\frac{\chi_1 n_1^{0,5+y} + \chi_2 n_2^{0,5+y}}{\chi_1 + \chi_2} \right)^{0,5+y}. \quad (4.66)$$

При выводе этой формулы И. Д. Денисенко [30] приведенный коэффициент шероховатости $n_{\text{пр}}$ обозначает как средний, в чем нет необходимости. Формула (4.66) совпадает с формулой А. А. Сабанеева. Существуют и другие формулы, но эта формула удобна для анализа и использования на практике.

При $y = 0$, чему соответствует $C = 1/n$,

$$n_{\text{пр}} = \left(\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2} \right)^{0,5}; \quad (4.67)$$

при $y = 0,5$

$$n_{\text{пр}} = \frac{\chi_1 n_1 + \chi_2 n_2}{\chi_1 + \chi_2}, \quad (4.68)$$

т. е. получаем среднее взвешенное значение коэффициента шероховатости.

Результаты проверки формулы (4.66) по опытными данным в лабораторных условиях приведены в статье [30]. Расходы воды изменялись от 10 до 44 л/с. Подтверждено исходное положение: $v_1 = v_2 = v$, неиспользованное при выводе формулы (4.66). Наибольшее отклонение (только в одном случае) v_2 от v составляет 8 %.

Сравнение пропускной способности русел с неоднородной по периметру сечения шероховатостью при различных методиках

расчета приведенной шероховатости дано в статье [115]. Опыты проводились в лабораторных условиях при расходах воды от 3 до 17 л/с; русло треугольное с углом 80° , оказалось, что расхождения в расчетных расходах не выходят за пределы 10 %.

Справедливость формул приведенных коэффициента Шези и шероховатости проверялась в основном по лабораторным данным. Аналогичные опыты желательны на натурных объектах.

4.7. Приведенный коэффициент Шези и коэффициент шероховатости с учетом кинематического эффекта потока

При выводе формул для коэффициентов $C_{пр}$ и $n_{пр}$ сделано допущение, о котором авторы формул даже не упоминают. Считается, что часть границы потока, имеющая заданную шероховатость, формирует поле скоростей и гидравлические сопротивления так, как будто она изолирована от потока в целом. На самом деле области потока, сформированные совокупностью поверхностей с различными шероховатостями, находятся во взаимодействии. Иначе говоря, в старой схеме, используемой для вывода формул приведенных коэффициентов Шези и шероховатости, используется постулат: граничные поверхности потока с различными шероховатостями, являясь некоторой гидравлической счетемой, формируют гидравлические сопротивления независимо друг от друга. Уязвимость этой схемы стала очевидной после проведения серии экспериментов в руслах с поймами [33, 135]. Было доказано, что на сопряжениях фрагментов потока с различными относительными шероховатостями дна теряется часть энергии потока, что в целом приводит к уменьшению пропускной способности русла. Ошибки от неучета этого фактора могут превышать расхождения рассчитанных пропускных способностей, возникающих при использовании различных формул для $C_{пр}$ и $n_{пр}$. В связи с этим возникает необходимость в выводе аналогичных формул, но с учетом кинематического эффекта безнапорного потока. Определение этого понятия в общем виде дано в п. 2.4. Остановимся более подробно на природе кинематического эффекта. Гидравлические сопротивления по ширине потока (точнее, по смоченному периметру) могут изменяться при переменной абсолютной шероховатости, но при неизменной по ширине глубине потока; при изменении глубины по ширине, но при постоянной абсолютной шероховатости и глубине; при переменных абсолютной шероховатости и глубине.

Во всех случаях относительная шероховатость будет переменной величиной по ширине потока. От нее и зависит распределение гидравлических сопротивлений по ширине. Можно себе представить такой мало реальный случай, когда абсолютная шероховатость и глубина будут изменяться по ширине потока таким образом, что относительная шероховатость сохранит свое

значение. Предположим, что рассматривается движение воды в канале сложной формы или в русле с поймой. Если бы отсутствовало взаимодействие руслового и пойменного потоков, то кривая средних скоростей в русле выше его бровок $б-б$ изображалась бы графиком $v'_p = v'_p(H)$, показанным на рис. 4.4 штриховой линией. Фактически вследствие взаимодействия потоков скорость в русле убывает до минимального значения при глубине в пойме $h_{пв}$, оставаясь больше средней скорости в пойме $v_{п}$ и меньше скорости $v_б$ (при заполнении русла до бровок). При глубине $h_{пв}$ производная $dv_p/dH = 0$. В этом случае будет наб-

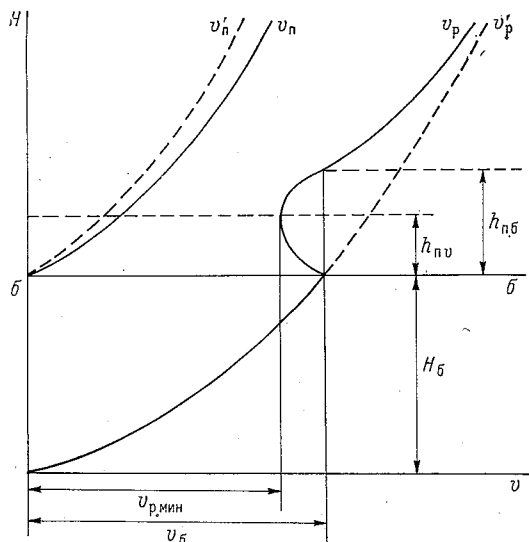


Рис. 4.4. К пояснению сущности кинематического эффекта безнапорного потока.

людаться наибольшая интенсивность взаимодействия потоков. Далее, при $h_{п} > h_{пв}$ скорость в русле возрастает и при глубине в пойме $h_{п.б}$ становится равной $v_б$, но остается меньше скорости $v'_п$. При отсутствии взаимодействия потоков изменение скорости в пойме изображается кривой $v'_п = v'_п(H)$ (рис. 4.4). Описанная схема взаимодействия потоков относится главным образом к случаю параллельности динамических осей потоков.

Главным условием возникновения кинематического эффекта является различие в гидравлических сопротивлениях по ширине потока. Положив это в основу объяснения природы кинематического эффекта, можно истолковать его в более общем смысле. Совсем не обязательно, чтобы это явление возникало вследствие только резкого изменения глубины по ширине потока.

Кинематический эффект может проявляться и при незначительном изменении глубины по ширине, но при резком изменении абсолютной шероховатости дна по длине смоченного периметра, например, при расчищенном русле в виде прорези в совокупности с обочинами из крупных выступов шероховатости. Изучение этой проблемы позволило констатировать возможность уменьшения пропускной способности русла под влиянием кинематического эффекта до 30 % и более. Уменьшение скоростей на одном участке русла (с меньшими гидравлическими сопротивлениями) не компенсируется увеличением скоростей на смежном участке с большими сопротивлениями. Отсюда следует, что вывод формул для приведенного коэффициента Шези и шероховатости, основанный на допущении, что $v_1 = v_2 = v$, должен быть скорректирован.

Изложим предложение И. П. Спицына [113] по данному вопросу. Им принято, что уменьшение расхода воды за счет взаимодействия потоков пропорционально разности средних скоростей $v_1 - v_2$ через фрагменты площадей ω_1 и ω_2 . Представляя площадь живого сечения как $\omega = R\chi$, основное уравнение запишем в виде

$$\chi R C_{\text{пр}} \sqrt{RI} = \chi_1 R_1 C_1 \sqrt{RI} + \chi_2 R_2 C_2 \sqrt{RI} - K \chi R (C_1 \sqrt{R_1 I} - C_2 \sqrt{R_2 I}), \quad (4.69)$$

где χ, R — длина смоченного периметра и гидравлический радиус всего живого сечения; K — коэффициент, учитывающий влияние кинематического эффекта на пропускную способность поперечного сечения.

Введя обозначение $\chi_2/\chi_1 = a_2$, получим $\chi = \chi_1(1 + a_2)$. Далее авторам статьи [113] принято $R_1 = R_2 = R$, поэтому формула (4.69) может быть переписана в виде

$$\chi C_{\text{пр}} = \chi_1 C_1 + \chi_2 C_2 - K \chi (C_1 - C_2), \quad (4.70)$$

откуда

$$C_{\text{пр}} = \left(\frac{1}{1 + a_2} - K \right) C_1 + \left(\frac{a_2}{1 + a_2} + K \right) C_2. \quad (4.71)$$

Подставляя в эту формулу C по формуле (4.22), после преобразований найдем ($y_1 \approx y_2 \approx y_{\text{пр}}$)

$$n_{\text{пр}} = \frac{(1 + a_2) n_1 n_2}{n_2 + a_2 n_1 - K(1 + a_2)(n_2 - n_1)}. \quad (4.72)$$

Если русло имеет однородную шероховатость, то $\chi_2 = 0$ или $\chi_1 = 0$ и $a_2 = 0$ или $a_2 = \infty$. И соответственно из формулы (4.72) получим $n_{\text{пр}} = n_1$ или $n_{\text{пр}} = n_2$, т. е. структура формулы (4.72) является правильной. Коэффициент K Спицын определил по

опытам, выполненным в гидравлическом лотке шириной 150 см и длиной 9 м. Уклон дна модели 0,0016, наибольший расход воды в опытах 96 л/с. Дно лотка было разделено на две продольных полосы шириной по 75 см. Одна из них имела постоянный коэффициент $n_1 = 0,011$, другая полоса в первой серии опытов имела $n_2 = 0,021$, во второй серии — $n_2 = 0,038$. В результате обработки опытных данных получено $K = 0,28$. Затем Спицын сопоставил фактические средние скорости потока, полученные как $v = Q/\omega$ (Q измерено треугольным водосливом), и рассчитанные при использовании различных формул для приведенного коэффициента шероховатости. Оказалось, что учет кинематического эффекта даже при допущении $R_1 = R_2 = R$ дает более точные результаты расчета пропускной способности русел с неоднородной шероховатостью. Из результатов исследования распределения скоростей [113] в безнапорном потоке с неоднородной шероховатостью дна видно, что область потока с наибольшими скоростями расположена над более гладкой поверхностью. В работе [116] применительно к напорному движению в круглой трубе получен противоположный вывод. Возможно, что это объясняется спецификой напорного и безнапорного движения, однако полной ясности в этом вопросе пока нет.

4.8. Влияние расположения плоскости отсчета глубин на коэффициент Шези

Основным фактором, влияющим на гидравлические сопротивления, является относительная шероховатость Δ/R . Во многих случаях высота выступа шероховатости может быть соизмерима с глубиной потока, например на быстротоках с усиленной шероховатостью. В связи с этим возникает вопрос, от какой плоскости отсчитывать глубину потока: от основного дна, совпадающего с основанием выступов шероховатости, от вершин выступов или от другой плоскости, расположенной между основанием и вершинами выступов шероховатости. Если скорость потока равна нулю, естественно, принять за плоскость отсчета глубин ту плоскость, которая совпадает с отметкой среднего дна. Определяют эту отметку следующим образом. Вычисляется объем выступов шероховатости, расположенных над основным дном, и делится на площадь горизонтальной проекции этих же выступов. В результате получается средняя высота выступа шероховатости, т. е. средняя толщина шероховатого слоя, приведенного к монолиту. Прибавив ее в отметке основного дна, получим отметку среднего дна. В этом заключается объемный способ определения плоскости отсчета глубин. Такое дно называют геометрическим.

При движении жидкости имеет место явление обтекания потоком шероховатого дна. Между выступами шероховатости возникают вихревые области, в которых вода, находясь

во вращательном движении, лишь частично (замедленно) участвует в поступательном движении, т. е. в образовании транзитного расхода воды. Следовательно, можно найти положение такой плоскости, ниже которой транзитный расход воды становится практически равным нулю. Такую плоскость называют гидравлическим дном в отличие от геометрического дна. Именно от такой плоскости и следует отсчитывать глубины потока.

Определить отметку гидравлического дна можно следующими способами:

1) путем визуализации потока в сочетании с фотометрическим способом; это позволяет выявить транзитную и вихревые (между выступами шероховатости) области потока;

2) гидрометрическим способом, в котором расходы воды, рассчитанные по измеренному полю скоростей и глубинам, сравниваются с расходом, измеренным объемным способом или с помощью водослива;

3) гидравлическим способом. Следует построить кривую зависимости глубины потока, отсчитанной от основного дна, от расхода воды Q (или расходной характеристики, если опыты делались при различных уклонах поверхности воды), т. е. кривую расходов воды. Экстраполируя кривую до $Q = 0$, на оси глубин отсчитывается глубина h_0 , которая соответствует гидравлическому дну. Вопросу методики расчета h_0 посвящено несколько работ. Например, М. М. Овчинников пришел к выводу, что в случае однородной шероховатости с достаточно плотным размещением выступов шероховатости плоскость гидравлического дна следует располагать ниже выступов шероховатости на $(0,20-0,25)$.

В. И. Полтавцев и В. А. Соколова показали, насколько существенное значение имеет правильное назначение отметки гидравлического дна потока с усиленной шероховатостью в расчетах гидравлических сопротивлений и пропускной способности русел. Более того, обоснованное решение данной гидрометрической задачи в изложенной постановке может снять противоречия в результатах анализа экспериментальных исследований гидравлических сопротивлений у разных авторов. Может оказаться, что специфические (аномальные) области на кривых изменения коэффициента гидравлического трения от числа Рейнольдса и есть результат неправильного выбора отметки гидравлического дна. Не исключено, что этим же может быть объяснено отмечаемое иногда отклонение от квадратического закона сопротивления при числах Рейнольдса, где он должен соблюдаться.

При использовании понятия гидравлического дна потока расчетное значение абсолютной шероховатости может назначаться более обоснованно. Предложение определять высоту выступов шероховатости по отношению к гидравлическому дну представляет определенный интерес. В этой связи отметим недостаточную обоснованность определения расчетного контура живого сечения

в некоторых способах гидравлического расчета быстротоков с усиленной шероховатостью.

Влияние расположения плоскости отсчета глубин на коэффициент λ оценено в опытах Соколовой, выполненных в ЛГМИ при консультации Полтавцева.

Опыты были выполнены в гидравлическом лотке шириной 0,8 м и длиной 4 м. Уклон дна изменяется от 0 до 0,072. Дно лотка покрывалось однородным гравием. Стенки лотка были из стекла.

Средний диаметр частиц гравия принимался за абсолютную шероховатость Δ . Относительная гладкость в опытах изменялась от 1 до 10. Опыты включали две серии: при среднем диаметре частиц гравия 10 и 5 мм. В результате построены графики зависимости $1/\sqrt{\lambda}$ от $\lg R/\Delta$ при следующих расстояниях от дна лотка до плоскости отсчета глубин: Δ ; $0,8\Delta$ и $0,5\Delta$. Расхождения

в кривых при $R/\Delta < 5$ оказались очень большими. Так как $1/\sqrt{\lambda}$ прямо пропорционально коэффициенту Шези C , а расход воды прямо пропорционален этому коэффициенту, то выбор отметки гидравлического дна в потоках с большой шероховатостью существенно влияет на точность расчета пропускной способности русла. Обнаружено, что в зависимости от системы отсчета глубин потока при малых R/Δ изменяется и вид связи коэффициента λ , а следовательно, и вид связи C от относительной гладкости. При $R/\Delta = 30 \div 40$ система отсчета глубин потока не оказывает существенного влияния на коэффициенты λ и C .

В результате выполнения и обобщения нескольких серий экспериментов в гидравлическом лотке Соколова предложила следующие формулы:

— для выступов шероховатости округлой и окатанной форм при их равномерном размещении по площади

$$\frac{h_0}{d} = 0,99 - 0,64 \lg \frac{F}{F_{\text{ш}}}, \quad (4.73)$$

где h_0 — возвышение гидравлического дна над основным дном; d — средняя высота шероховатого слоя; F — площадь поверхности; $F_{\text{ш}}$ — площадь проекций выступов шероховатости на плоскость F ;

— для выступов шероховатости в виде четырехугольных пирамид при их равномерном размещении по площади

$$\frac{h_0}{d} = 0,58 - 0,36 \lg \frac{F}{F_{\text{ш}}}. \quad (4.74)$$

При $F/F_{\text{ш}} = 1$ выступы шероховатости размещены вплотную своим основанием. Из формул (4.73) и (4.74) получаем соответственно наибольшие значения относительного положения гидравлического дна: $h_0/d = 0,99$ и $h_0/d = 0,58$. Отсюда видно, что гидравлическое дно при выступах шероховатости из четырех-

угольных пирамид располагается заметно ниже, чем при выступах шероховатости округлой и окатанной форм.

Предложены также еще следующие две формулы:

— для выступов шероховатости округлой и окатанной форм

$$\frac{h_0}{d} = 0,95 \left(\frac{l}{l_{\text{ш}}} \right)^{-0,77}, \quad (4.75)$$

где l — расстояние между центрами двух соседних выступов; $l_{\text{ш}}$ — средний размер выступов, в данном случае равный средней высоте шероховатого слоя;

— для выступов шероховатости в виде четырехугольных пирамид

$$\frac{h_0}{d} = 0,67 \left(\frac{l}{l'_{\text{ш}}} \right)^{-0,66}, \quad (4.76)$$

где $l'_{\text{ш}}$ — размер пирамид у основания.

Формулы (4.73) и (4.75) и соответственно (4.74) и (4.76) дополняют друг друга, но было бы лучше, если бы вместо (4.73) и (4.75) была бы одна формула, содержащая параметр $F/F_{\text{ш}}$ или $l/l_{\text{ш}}$. То же самое можно сказать и о формулах (4.74) и (4.76). Относительно низкое положение гидравлическое дно ($h_0/d = 0,2$) занимает при $F/F_{\text{ш}} \approx 18$ и $l/l_{\text{ш}} \approx 8$.

Положения гидравлического дна потока А. Л. Радюк предложил определять по зависимости

$$h_0 = 0,54\beta d, \quad (4.77)$$

где d — средний размер элементов шероховатости, определяемый по формуле

$$d = \frac{\sum d_i N_i}{\sum N_i},$$

где d_i — средний размер камней в каждой градации; N_i — количество камней в каждой градации; β — поправочный коэффициент, учитывающий геометрическую форму элементов шероховатости и плотность их расположения, принимаемый по табл. 4.3.

Таблица 4.3

Значения коэффициента β в формуле (4.77)

Геометрическая форма элементов шероховатости	Плотное расположение	Разреженное расположение
Окатанная галька (эллипсоиды)	1,0	1,0
Щебенка (рваный камень)	1,05	1,07
Шары	0,98	0,96
Полусферы	0,95	0,93
Кубы	1,20	1,12

Расположение элементов шероховатости плотное, если $l/d = 1 \div 2$, и разреженное, если $l/d = 2 \div 25$. В работе [100] отмечено, что достоверность определения положения плоскости для отсчета глубин на порогах существенно влияет на точность гидравлических расчетов. Ошибки могут достигать 60—80 %. Из табл. 4.3 видно, что для элементов шероховатости в виде шаров при плотном их расположении $h_0 = 0,54 \cdot 0,98d = 0,53d$, т. е. гидравлическое дно расположено выше центров шаров всего на $0,03d$.

Изложенное позволяет сделать вывод о существенном влиянии на коэффициент Шези положения плоскости отсчета глубин, если относительная шероховатость русла велика.

4.9. Влияние аэрации потока на пропускную способность каналов

В открытых потоках (каналах) с большими скоростями движения наблюдается насыщение воды воздухом, называемое аэрацией. Отношение объема воздуха в аэрированном потоке к сумме объемов воды и воздуха называется коэффициентом аэрации α . Отношение объема воды к сумме объемов воды и воздуха называется коэффициентом водонасыщения β . Очевидно, что $\beta = 1 - \alpha$.

Скорость, при которой на быстротоках начинает развиваться процесс аэрации, может быть определена по зависимости Т. Г. Войнича-Сяноженцкого [19]

$$v_{кр} = \frac{6,63 [g \cos \varphi (R^2 + 0,0011)]^{1/2}}{R^{1/3} (R^{1/6} + 8,7n)}, \quad (4.78)$$

где R — гидравлический радиус неаэрированного потока, м; n — коэффициент шероховатости; g — ускорение свободного падения, м/с²; $\cos \varphi = \sqrt{1 - I_0^2}$, где I_0 — уклон дна водотока, обычно быстротока.

Коэффициент аэрации независимо от коэффициента шероховатости быстротока может быть определен по зависимости О. М. Айвазяна [3]

$$\alpha = I_0, \quad (4.79)$$

где I_0 — уклон дна быстротока.

Зависимость (4.79) определяет коэффициент аэрации в условиях стабилизации процесса аэрации, т. е. когда аэрация достигает предельного для данного быстротока развития, что имеет место при достаточно больших значениях относительной длины быстротока l/h_0 , где l — длина быстротока, h_0 — нормальная глубина.

Глубина аэрированного потока в условиях равномерного движения может быть определена из формулы Шези

$$Q_{\phi} = \omega C \sqrt{RI_0},$$

где фиктивный расход Q_{ϕ} , по Айвазяну, определяется по расходу жидкости и коэффициенту аэрации

$$Q_{\phi} = \frac{Q}{(1-a)^{1,67}}. \quad (4.80)$$

После нахождения глубины аэрированного потока скорость жидкой фазы может быть определена как

$$v_{ж} = \frac{Q}{\omega(1-a)},$$

где ω — площадь живого сечения аэрированного потока.

Следовательно, зная расход жидкой фазы и коэффициент аэрации, находим Q_{ϕ} , а затем и глубину аэрированного потока исходя из формулы [4.80]. Существенное влияние на глубину аэрированного потока оказывает шероховатость, в данном случае искусственная. Для уменьшения скорости на быстротоках применяют усиленную шероховатость различных типов, чаще в виде поперечных донных ребер.

Для расчета усиленной шероховатости рекомендуется пользоваться методом Айвазяна, который может быть применен в широком диапазоне уклонов $I_K < I_0 < 0,6$ для расчета ребристой донной шероховатости квадратного сечения высотой Δ , при расстояниях между осями ребер $\delta = 8\Delta$, соответствующих наиболее эффективному гашению кинетической энергии. Расчет ведется для условий равномерного движения на основе двух равенств:

$$1 - \frac{Q}{v_{ж}\omega} = I_0, \quad (4.81)$$

$$\frac{8gRI\omega^2}{Q^2} = 0,04 + 2,29I_0^2 + KI_0^{0,1} \frac{\Delta}{R} \left(\frac{b}{\chi}\right)^2, \quad (4.82)$$

правые части которых представляют экспериментальные выражения для коэффициента аэрации a согласно (4.79) и коэффициента Дарси λ , определяемого по расходу жидкой фазы, но по геометрическим параметрам живого сечения аэрированного потока.

В (4.81) и (4.82) Q , $v_{ж}$, I_0 , b , Δ , K — соответственно расход и скорость жидкой фазы, уклон и ширина по дну быстротока, высота выступов усиленной шероховатости, опытный коэффициент, зависящий от типа шероховатости [3]; ω , χ , R — соответственно площадь живого сечения; смоченный периметр и гидравлический радиус аэрированного потока, определяемые по глу-

бине, отсчитанной от верха ребер шероховатости. Следовательно, в этом способе расчета движения жидкости и размеров выступов шероховатости не используется понятие гидравлического дна. Рассмотрим методику решения некоторых типов задач.

При решении задач, когда дано I_0 , b , коэффициент откоса m , Q , $v_{ж}$, надо определить h и Δ . Из (4.81) определяют ω , затем h и из (4.82) — Δ . При решении задач, когда дано I_0 , b , коэффициент откоса m , Q , Δ , надо определить h , $v_{ж}$. Из (4.82) определяют h , выразив предварительно через него ω , R и χ и затем из (4.81) находят $v_{ж}$.

Результаты расчетов справедливы, если $h/\Delta \geq 3$. При решении задач первого типа результат $h/\Delta < 3,0$ означает, что назначенный тип шероховатости при заданных условиях не может обеспечить требуемого снижения скорости. Тот же результат при решении задач второго типа означает, что заданный расход настолько мал, что на быстротоке будет устанавливаться движение в виде переливов через ребра. Результат $\Delta < 0$ в задачах первого типа означает, что при назначенном типе шероховатости и заданных условиях скорость жидкой фазы заведомо ниже, чем назначенное значение $v_{ж}$.

После расчета высоты Δ следует указать длину участка, на котором водоскат должен быть снабжен усиленной шероховатостью. Если ребра применяются для создания определенной скорости на самом водоскате, то их следует установить, начиная с того сечения, после которого, согласно расчету без усиленной шероховатости, скорости становятся больше допускаемых значений. Если усиленная шероховатость имеет целью создание определенного режима лишь на выходе (режима назначаемого для уменьшения размеров водобойной части), то в этом случае ребрами снабжаются лишь концевой участок длиной $l_{\Delta} \approx 20h$, где h — расчетное значение глубины равномерного движения на участке усиленной шероховатости.

Предположим бетонный призматический быстроток имеет следующие показатели: $I_0 = 0,30$, $b = 2,0$ м, $m = 0$, $n = 0,017$, $Q = 9,77$ м³/с, $h_0 = 0,36$ м. Расчет кривой спада показывает, что скорости на значительном протяжении превышают допускаемую, достигая в конце водоската $v_{ж} = 13,0$ м/с. Требуется рассчитать усиленную шероховатость исходя из значения скорости $v_{ж} = 8,0$ м/с.

Принимаем тип шероховатости — поперечные ребра ($K = 0,88$). С учетом исходных значений I_0 , b , m , Q , $v_{ж}$ формула (4.81) примет вид

$$1 - \frac{9 \cdot 77}{8 \cdot 2h} = 0,30,$$

откуда находим глубину аэрированного потока $h = 0,872$ м. Этому значению глубины соответствует: $\omega = 1,74$ м², $\chi = 3,74$ м, $R = 0,466$ м, при которых из (4.82) имеем $\Delta = 0,22$ м. Результат

расчета справедлив, так как $h/\Delta = 3,96 > 3$. Назначаем расстояния между ребрами $\delta = 8\Delta = 1,76$ м. Коэффициенты аэрации и водонасыщения на водоскате соответственно равны: $\alpha = 0,30$, $\beta = 0,70$.

Изложенное иллюстрирует, как с помощью шероховатости русла можно воздействовать на гидравлические элементы потока — его глубину и скорость, а следовательно, и на пропускную способность русла.

4.10. Расчет пропускной способности оросительных лотков

Различают следующие типы постоянной оросительной сети: трубчатую, лотковую, открытую. Облицованные или необлицованные каналы представляют собой открытую сеть. Из необлицованных каналов значительная часть воды теряется на фильтрацию. Для предотвращения фильтрационных потерь воды применяются тонкостенные бетонные лотки, изготавливаемые промышленным способом. Их иногда называют каналами-лотками. Лотки рекомендуются применять: на участках каналов в насыпи, на участках трассирования каналов с фильтрующими, просадочными и скальными грунтами. Могут применяться лотки с параболической, полукруглой, эллиптической и другими формами сечения. Наибольшие скорости течения в лотках принимают до 6 м/с, наименьшие — по условиям транспортирования наносов. Расчет пропускной способности параболических и сегментных (круговых) лотков изложим в соответствии с методикой, предложенной И. И. Агроскиным [2].

Параболические лотки. Очертание смоченного периметра принято по квадратичной параболе (см. рис. 1.6).

$$b^2 = 2ph,$$

где p — параметр параболы, имеющей размерность длины. При $b = B/2$ получим $h = h_{\text{макс}}$, поэтому

$$B^2 = 8ph_{\text{макс}}. \quad (4.83)$$

Площадь живого сечения равна

$$\omega = \frac{2}{3} Bh_{\text{макс}}. \quad (4.84)$$

Длина смоченного периметра выражается формулой

$$\chi = p[\sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau})], \quad (4.85)$$

где $\tau = h_{\text{макс}}/p$ — наибольшая относительная глубина, т. е. наибольшая глубина, нормированная по параметру параболы p .

При заданных p , $h_{\text{макс}}$, уклоне дна водотока I и коэффициенте шероховатости n , легко найти пропускную способность

лотка. Необходимо предварительно подсчитать B по (4.83), τ , χ по (4.85), $R = \omega/\chi$ и C по формуле (4.50), а затем и расход воды по формуле (4.1). Для решения обратной задачи, т. е. определения наполнения канала, целесообразно воспользоваться способом безразмерных параметров [2]. Выразим геометрические элементы живого сечения лотка через глубину $h_{\text{макс}}$ и безразмерный параметр τ . Для длины смоченного периметра имеем формулу (4.85), которую для краткости перепишем в виде $\chi = \rho f(\tau)$, где $f(\tau)$ — выражение, стоящее в квадратных скобках формулы (4.85). Из (4.83) получим

$$B = 2 \sqrt{\frac{2}{\tau}} h_{\text{макс}}, \quad (4.86)$$

а из (4.84)

$$\omega = \frac{4 \sqrt{2}}{3 \sqrt{\tau}} h_{\text{макс}}^2 = \frac{1,89}{\sqrt{\tau}} h_{\text{макс}}^2. \quad (4.87)$$

Гидравлический радиус равен

$$R = \frac{1,89 h_{\text{макс}}^2}{\sqrt{\tau} \rho f(\tau)} = \frac{1,89 \sqrt{\tau}}{f(\tau)} h_{\text{макс}} = F(\tau) h_{\text{макс}}, \quad (4.88)$$

где

$$F(\tau) = \frac{1,89 \sqrt{\tau}}{f(\tau)}. \quad (4.89)$$

Безразмерное отношение с учетом обозначения $F(\tau)$ будет

$$\frac{\omega}{R^2} = \frac{1,89}{\sqrt{\tau} F^2(\tau)} = \frac{f(\tau)}{\tau F(\tau)} = F_*(\tau). \quad (4.90)$$

Гидравлический радиус R получается наибольшим, если правая часть этого уравнения принимает наименьшие значения, а именно 6,56. Этому значению $F_*(\tau)$ соответствует $\tau = 1,89$. Поэтому, если смоченный периметр выражен квадратичной параболой,

$$\tau_{г. н} = \frac{h_{г. н}}{p} = 1,89,$$

или

$$F_*(\tau_{г. н}) = 6,56.$$

Формулу (4.1) с учетом (4.90) запишем в виде

$$Q = F_*(\tau) R^2 C \sqrt{RI} = F_*(\tau) F(R, n) \sqrt{I}, \quad (4.91)$$

где

$$F(R, n) = R^{2,5} C = \frac{1}{n} R^{2,5+y}. \quad (4.92)$$

Для гидравлически наивыгоднейшего живого сечения

$$Q = 6,56 F(R_{г. н}, n) \sqrt{I}, \quad (4.93)$$

откуда

$$F_*(R_{г. н}, n) = \frac{0,152}{\sqrt{I}} Q. \quad (4.94)$$

Сравнивая (4.91) с (4.94), учитывая (4.92) и принимая одинаковым $\sqrt{I}/n$, получаем

$$\frac{R}{R_{г. н}} = \sqrt[2,5+y]{\frac{6,56}{F_*(\tau)}}. \quad (4.95)$$

Другие безразмерные величины имеют вид [2]:

$$\frac{h_{\max}}{R_{г. н}} = \frac{1}{F(\tau)} \frac{R}{R_{г. н}}, \quad (4.96)$$

$$\frac{B}{R_{г. н}} = 2 \sqrt{2\tau} \frac{p}{R_{г. н}}. \quad (4.97)$$

Последовательность гидравлического расчета лотков такая же, как и при расчете трапециевидальных каналов, но используются другие таблицы [2].

Сегментные лотки. На рис. 1.7 показано сегментное живое сечение с центральным углом φ и радиусом r . Для такого сечения ширина потока

$$B = 2r \sin \frac{\varphi}{2}, \quad (4.98)$$

наибольшая глубина

$$h_{\max} = 2r \sin^2 \frac{\varphi}{4}, \quad (4.99)$$

длина смоченного периметра

$$\chi = \frac{\pi}{180} \varphi r, \quad (4.100)$$

гидравлический радиус

$$R = \frac{(\pi\varphi - 180 \sin \varphi) r}{2\pi\varphi}, \quad (4.101)$$

безразмерное отношение

$$\frac{\omega}{R^2} = \frac{\frac{2\pi}{180} \varphi}{1 - \frac{180}{\pi} \frac{\sin \varphi}{\varphi}} = \psi. \quad (4.102)$$

Уравнение для расхода (4.1) принимает вид

$$Q = \psi R^2 C \sqrt{RI} = \psi F(R, n) \sqrt{I}, \quad (4.103)$$

где $F(R, n) = CR^{2,5}$.

При гидравлически наивыгоднейшем сечении $\varphi = 180^\circ$ и сегмент переходит в полукруг, поэтому $R_{г. н} = r/2$ и $\psi_{г. н} = 2\pi$. В этом случае уравнение (4.103) принимает вид

$$Q = 2\pi F(R_{г. н}, n) \sqrt{I}, \quad (4.104)$$

откуда

$$F(R_{г. н}, n) = \frac{1}{2\pi} \frac{Q}{\sqrt{I}} = 0,159 \frac{Q}{\sqrt{I}}. \quad (4.105)$$

Полезно сопоставить формулы (4.21), (4.94) и (4.105).

В (4.21) перед расходной характеристикой $Q/\sqrt{I}$ переменное значение коэффициента; в (4.94) и (4.104) постоянные коэффициенты, мало отличающиеся. Следовательно параболическое и сегментное живые сечения не имеют большой разницы по этому показателю.

Из уравнений (4.103) и (4.104) получим

$$\frac{R}{R_{г. н}} = \sqrt[2,5+y]{\frac{2\pi}{\psi}}. \quad (4.106)$$

Другие безразмерные величины имеют вид:

$$\frac{h_{\max}}{R_{г. н}} = 2 \frac{r}{R_{г. н}} \sin^2 \frac{\varphi}{4}, \quad (4.107)$$

$$\frac{v}{v_{г. н}} = \left(\frac{R}{R_{г. н}} \right)^{0,5+y}. \quad (4.108)$$

Если принять

$$\frac{2,5+y}{0,5+y} \approx 4,$$

формулу (4.108) с учетом (4.106) напомним в виде

$$\frac{v}{v_{г.н}} = \sqrt[4]{\frac{2\pi}{\psi}}. \quad (4.109)$$

В работе [2] приведены числовые примеры, иллюстрирующие изложенную методику расчета каналов-лотков. В дальнейшем эта методика получила развитие в работе Р. М. Каримова [66], автор которой за эталонное живое сечение принял полукруг, т. е. гидравлически наивыгоднейшее сечение, названное им абсолютным. Все другие сечения, включая полигональные, сравниваются с полукруглым. При этом он использует понятие относительного смоченного периметра $\chi/R = 2\pi$, названного удельным смоченным периметром. Очевидно, $\chi/R = \omega/R^2$, т. е. тот же безразмерный параметр, который был использован в работе [2].

4.11. Область гидравлически выгодных сечений больших каналов трапецеидальной формы

Выше были использованы понятия абсолютного гидравлически наивыгоднейшего сечения и гидравлически наивыгоднейшего сечения. Применительно к трапецеидальному сечению отношение ширины канала по дну к глубине выражается формулой (4.8). Недостатки сооружения таких каналов при большой пропускной способности были отмечены выше. Теперь вводится понятие гидравлически выгодных сечений каналов, в которых средняя скорость потока $v_{г.в}$ отличается от скорости при гидравлически наивыгоднейшем сечении $v_{г.н}$ на заданное значение. Отношение $v_{г.в}/v_{г.н}$ может быть только меньше единицы по самой сущности постановки задачи, так как проектировщик канала идет на некоторое снижение средней скорости потока для того, чтобы увеличить отношение b/h . Оказалось, что незначительное уменьшение отношения $v_{г.в}/v_{г.н}$ по сравнению с единицей дает возможность существенно увеличить b/h , что и требуется. Следовательно, можно проектировать каналы, которые будут близки к каналам с гидравлически наивыгоднейшим сечением и будут иметь приемлемое со строительной точки зрения отношение b/h . Такая постановка задачи принадлежит А. А. Угинчусу [117]. Далее сопоставление гидравлических элементов каналов обычных и гидравлически наивыгоднейших выполнил путем расчетов М. И. Виноградов [18]. Он сделал вывод, что увеличение по сравнению с $(b/h)_{г.н}$ мало влияет на уменьшение средней скорости потока в канале. Развитие идеи проектирования гидравлически выгодных каналов в отличие от гидравлически наивыгоднейших каналов принадлежит А. М. Латышенкову [78]. Им установлена область гидравлически выгодных сечений каналов, разработана методика их расчетов и проанали-

зированы параметры существующих крупных каналов в сопоставлении с таковыми для гидравлически наивыгоднейших каналов.

Введем безразмерные величины [78] $A_v = v/v_{г.н}$ и $A_h = h/h_{г.н}$, где v и h — средняя скорость и глубина при любом трапециевидальном профиле живого сечения. Кривая в координатах A_v и A_h имеет общий вид, напоминающий по своей форме безразмерный профиль скоростей. В верхней части кривая близко приближается к вертикальной оси, отстоящей от начала координат на расстоянии, равным единице (рис. 4.5). В гидрометрии широко используется кривая $v = v(H)$, где H — уровень воды. Для каналов строят кривую в координатах $v = v(h)$. Следовательно, кривая $A_v = A_v(A_h)$ есть безразмерная кривая средних скоростей потока. При $A_v = 1$ и $A_h = 1$ имеем канал с гидравлически наивыгоднейшим живым сечением.

Значительное уменьшение относительной глубины A_h вызывает небольшое уменьшение относительной скорости. Поэтому при заданной площади живого сечения можно определить такое b/h , при котором глубина потока окажется приемлемой с практической точки зрения. Считая одинаковыми коэффициенты шероховатости n и уклоны поверхности воды при гидравлически наивыгоднейшем сечении и при любом другом сечении, т. е. при $A_v < 1$ и $A_h < 1$, исходя из формулы Шези получаем

$$A_v = \frac{v}{v_{г.н}} = \left(\frac{R}{R_{г.н}} \right)^{0,5+y}. \quad (4.110)$$

Так как $v\omega = v_{г.н}\omega_{г.н}$ по условиям постановки задачи, то

$$\omega = \frac{v_{г.н}\omega_{г.н}}{v} = \frac{\omega_{г.н}}{A_v}.$$

Гидравлический радиус с учетом (4.4) равен

$$R = \frac{\omega_{г.н}}{A_v(b + h\sqrt{1+m^2})},$$

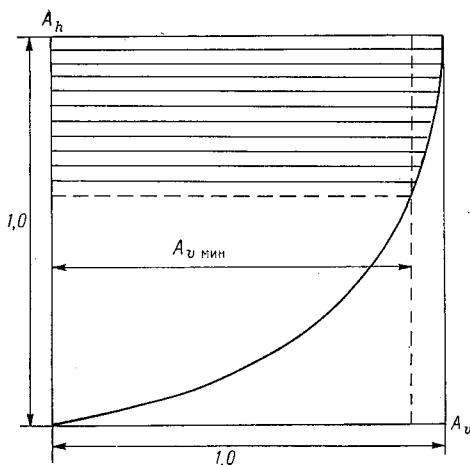


Рис. 4.5. Связь A_v с A_h (в общем виде).

а при гидравлически наивыгоднейшем сечении $R_{г.н} = h_{г.н}/2$ и

$$\omega_{г.н} = (\beta_{г.н} + m) h_{г.н}^2 = (2 \sqrt{1 + m^2} - m) h_{г.н}^2.$$

Вводя в уравнение (4.110) выражения для R и $R_{г.н}$ после ряда преобразований Латышенков [78] предложил формулу

$$A_h = \frac{h}{h_{г.н}} = \frac{1 - \sqrt{1 - A_v^{y_1}}}{A_v^{y_2}}, \quad (4.111)$$

где

$$y_1 = \frac{2,5 + y}{0,5 + y}; \quad y_2 = \frac{3 + 2y}{1 + 2y}.$$

По этой формуле в работе [78] приведены графики функции (4.111) при значениях $y = 1/6; 1/5; 1/4$. Например, при $A_v = 0,97$ $A_h = 0,72$ (при $y = 0,2$), т. е. при уменьшении глубин на 28 % средняя скорость потока снижается всего на 3 %.

Запишем выражение для A_v в виде

$$A_v = \frac{\omega_{г.н}}{\omega} = \frac{(\beta_{г.н} + m) h_{г.н}^2}{(\beta + m) h^2}. \quad (4.112)$$

Предположим, что $\beta = \beta_{\max}$, т. е. наибольшее отношение ширины потока к глубине (для площади ω), которое соответствует наименьшему заданному (возможному по условиям проектирования канала) значению $A_{v \min}$. Этому относительному значению скорости будет соответствовать относительная глубина $A_{h \min}$. Формулу (4.112) перепишем в виде

$$A_{v \min} = \frac{\beta_{г.н} + m}{(\beta_{\max} + m) A_{h \min}^2},$$

откуда

$$\beta_{\max} = \frac{\beta_{г.н} + m}{A_{v \min} A_{h \min}^2} - m. \quad (4.113)$$

Следовательно, для области гидравлически выгодных сечений каналов ($\beta = \beta_{г.в}$) должно соблюдаться неравенство

$$\beta_{г.н} < \beta_{г.в} < \beta_{\max}.$$

Задавая значениями m , находим по (4.8) $\beta_{г.н}$. Далее, определяя A_h по формуле (4.111) при заданных A_v , можем построить номограммы или составить таблицы значений $\beta_{\max}$ по формуле (4.113). При этом надо иметь в виду, что y — величина переменная, поэтому каждая номограмма $\beta_{\max} = \beta_{\max}(A_v, m)$ будет

соответствовать определенному значению y . В табл. 4.4 приведены значения $\beta_{\max}$ [62].

Таблица 4.4

Значения $\beta_{\max}$ при $y=0,2$

A_v	m						
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
0,98	2,22	2,22	2,37	2,60	2,87	3,50	4,20
0,97	2,62	2,69	2,91	3,22	3,59	4,42	5,33

Эта таблица позволяет при заданных A_v и m определить верхнюю границу области гидравлически выгодных трапецидальных сечений каналов или по заданным размерам канала b и h определить A_v . А. М. Латышенков ввел понятие гидравлическая эффективность канала, причем за параметр гидравлической эффективности он принял безразмерную скорость A_v при максимальном расчетном расходе воды. Он провел исследование этого параметра для каналов оросительного назначения и промышленного водоснабжения. Оказалось, что для большинства каналов $A_v \geq 0,97$, но есть каналы, у которых A_v снижается до 0,92. Рекомендовано принимать $A_v \geq 0,97$ для каналов промышленного водоснабжения и орошения [62]. Надо иметь в виду, что широкие каналы могут быть запроектированы по условиям судоходства; для них A_v достигает 0,92.

4.12. Пропускная способность русел каналов при критическом состоянии потока

Критическое состояние потока есть особая форма движения жидкости. Руслу таких потоков обладают уникальными метрологическими особенностями. Прежде чем изложить способ расчета пропускной способности русел критических потоков, необходимо привести некоторые краткие сведения из курса гидравлики.

Удельная энергия в данном живом сечении свободного потока относительно горизонтальной плоскости, проходящей через самую низшую точку этого сечения, без учета удельной энергии, соответствующей давлению на свободной поверхности жидкости, называется удельной энергией сечения. Она равна

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha v^2}{2g}, \quad (4.114)$$

или

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}, \quad (4.115)$$

где h — наибольшая глубина воды в живом сечении; ω — площадь живого сечения; Q — расход воды; α — коэффициент Кориолиса, определяемый по формуле (2.32) (см. с. 30).

График функции (4.115) при различных расходах воды показан на рис. 4.6, при этом $Q_1 < Q_2 < Q_3$ и т. д. Кривые удельной энергии имеют точки перегиба, соответствующие минимальному значению

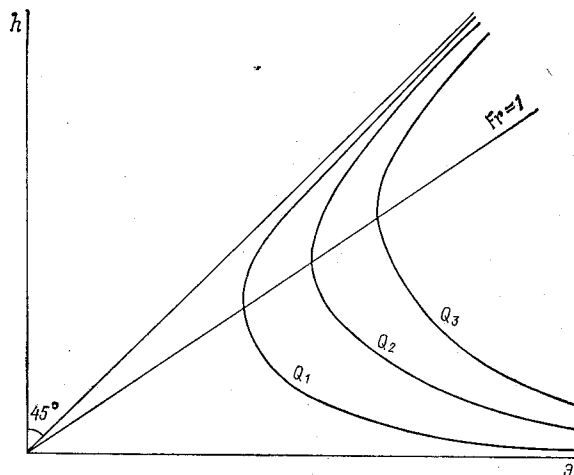


Рис. 4.6. График удельной энергии сечения при различных расходах воды.

чению $\mathcal{E} = \mathcal{E}_{\min}$. Глубина потока, при которой заданный расход проходит с минимальным значением удельной энергии сечения, называется критической. Состояние потока, при котором его глубина равна критической, называется критическим состоянием потока. При этом число Фруда

$$Fr_k = \frac{\alpha v_k^2}{gh_k} = 1.$$

Точки перегиба кривых $\mathcal{E} = \mathcal{E}(h)$ при различных расходах Q лежат на прямой, наклоненной к оси $\mathcal{E}$ под углом около 33° . При $h < h_k$ ($Fr > 1$) имеем бурное состояние потока, при $h > h_k$ ($Fr < 1$) — спокойное состояние. При критическом состоя-

нии потока $d\mathcal{E}/dh = 0$, что позволяет из уравнения (4.115) получить формулу

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k}, \quad (4.116)$$

где ω_k и B_k — площадь живого сечения и ширина потока при его критическом состоянии, т. е. при критической глубине. Выше было отмечено, что эта формула может быть записана как $Fr_k = 1$. Из формулы (4.116) получим расход воды

$$Q = \sqrt{\frac{g \omega_k^3}{\alpha B_k}}, \quad (4.117)$$

или

$$Q = \omega_k \sqrt{\frac{g}{\alpha} h_{k, \text{ср}}}, \quad (4.118)$$

где $h_{k, \text{ср}}$ — средняя критическая глубина потока.

Выражение (4.117) справедливо для любой формы живого сечения потока. Обращает на себя внимание отсутствие в формуле коэффициента шероховатости. Отсюда следует, что для придания руслу наилучших метрологических свойств необходимо поток перевести в критическое состояние.

Уравнение линии при $Fr = 1$ (рис. 4.6) имеет вид

$$\mathcal{E}_{\text{мин}} = h_k + \frac{\alpha v_k^2}{2g}.$$

Так как

$$\frac{\alpha v_k^2}{g h_{k, \text{ср}}} = 1, \text{ то } \mathcal{E}_{\text{мин}} = h_k + \frac{h_{k, \text{ср}}}{2}.$$

Введя обозначение $\alpha_h = h_{k, \text{ср}}/h_k$, получим

$$\mathcal{E}_{\text{мин}} = \left(1 + \frac{\alpha_h}{2}\right) h_k.$$

Для русел прямоугольного сечения $\alpha_h = 1$, $\mathcal{E}_{\text{мин}} = 1,5h_k$, параболического $\alpha_h = 2/3$, $\mathcal{E}_{\text{мин}} = 1,33h_k$. Отсюда легко подсчитать угол между линией при $Fr = 1$ и горизонтальной осью (рис. 4.6). При переменных α_h эта линия может быть искривлена.

Приведем формулы для пропускной способности в руслах различных форм при критическом состоянии потока (без вывода формул):

для прямоугольного русла

$$Q = \omega_K \sqrt{\frac{g}{\alpha}} h_K . \quad (4.119)$$

для трапецидального русла

$$Q = \omega_K \sqrt{\frac{g}{\alpha} \frac{h_K}{K}} , \quad (4.120)$$

где K — коэффициент, определяемый, согласно И. И. Агроскину, по табл. 4.5. Эта формула записана исходя из того, что критическая глубина в трапецидальном русле выражена через глубину в прямоугольном русле. Чтобы определить глубину в трапецидальном русле, глубину в прямоугольном русле надо умножить на коэффициент $K < 1$, определяемый по табл. 4.5.

Таблица 4.5

Значения K в формуле (4.120)

$\frac{mh_{K.п}}{b}$	K	$\frac{mh_{K.п}}{b}$	K	$\frac{mh_{K.п}}{b}$	K
0,02	0,99	0,32	0,90	0,74	0,81
0,05	0,98	0,36	0,89	0,80	0,80
0,08	0,97	0,40	0,88	0,86	0,79
0,11	0,96	0,44	0,87	0,92	0,78
0,15	0,95	0,49	0,86	0,98	0,77
0,18	0,94	0,54	0,85	1,10	0,76
0,21	0,93	0,58	0,84	1,20	0,74
0,25	0,92	0,64	0,83	1,30	0,73
0,28	0,91	0,68	0,82	1,40	0,72

Примечание. m — коэффициент откоса, b — ширина по дну.

В формулу (4.120) следует подставить $\omega_K = bh_K$, т. е. как для прямоугольного живого сечения. Для треугольного русла

$$Q = \omega_K \sqrt{\frac{g}{2\alpha}} h_K , \quad (4.121)$$

где $\omega_K = h_K^2 \operatorname{tg}(\Theta/2)$ — площадь живого сечения; h_K — критическая глубина, отсчитанная от вершины угла, т. е. наибольшая глубина в сечении; Θ — угол при вершине треугольника.

Для параболического русла:

$$Q = \omega_k \sqrt{\frac{2}{3} \frac{g}{\alpha} h_k}, \quad (4.122)$$

где $\omega_k = \frac{2}{3} h_k B$ — площадь живого сечения; B — ширина канала по зеркалу воды; h_k — критическая глубина, отсчитанная от вершины параболы ($\frac{2}{3} h_k$ — средняя глубина параболического сечения).

Коэффициент Кориолиса α , входящий в формулы для расхода воды, определяется в зависимости от коэффициента Шези C (см. с. 30). Но так как он зависит от шероховатости русла, то приходится считать, что и при критическом состоянии потока расход воды зависит от шероховатости русла, но в меньшей мере, чем при спокойном и бурном состояниях потока.

Выше было обращено внимание на возможность нормирования расхода воды Q по динамическому расходу Q_* . Отношение Q/Q_* — безразмерный коэффициент Шези.

Предположим теперь, что мы нормируем некритический поток по критическому при одинаковом наполнении русла, т. е.

$$\frac{\omega C \sqrt{RI}}{\omega_k \sqrt{\frac{g}{\alpha} h_{k, \text{ср}}}} \approx C^* \sqrt{\alpha I}.$$

Здесь принято, что $R \approx h_{k, \text{ср}}$ (широкий поток).

Напомним, что $C \sqrt{R} = C^* \sqrt{gR}$ есть скоростная характеристика. Видим, что $C^* \sqrt{\alpha I}$ — расход воды, нормированный по расходу потока в критическом состоянии.

4.13. Расчет пропускной способности русел каналов при установившемся неравномерном движении воды

Уравнение движения воды в призматических руслах (2.34) перепишем в виде

$$\frac{dh}{dl} = I_0 \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - j \frac{K_0^2}{K^2}}, \quad (4.123)$$

где

$$j = \frac{\alpha I_0 C^2}{g} \frac{B}{\chi}. \quad (4.124)$$

Перемножив числитель и знаменатель в правой части уравнения (5.23), получим

$$\frac{dh}{dl} = I_0 \frac{\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 - 1}{\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 - j}, \quad (4.125)$$

где K/K_0 — относительная расходная характеристика, т. е. расходная характеристика при неравномерном движении, нормированная по расходной характеристике при равномерном движении воды.

Для интегрирования уравнения (4.125) по способу Б. А. Бахметева используется следующая зависимость:

$$\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 = \left(\frac{h}{h_0}\right)^x = \eta^x, \quad (4.126)$$

где h/h_0 — относительная глубина, т. е. глубина потока h при неравномерном движении, отнесенная к нормальной глубине h_0 ; x — гидравлический показатель русла (его определение изложено в п. 4.14). Так как $h = h_0 \eta$ и $dh = h_0 d\eta$, то уравнение (4.125) запишем в виде

$$\frac{I_0 dl}{h_0} = \frac{\eta^x - j}{\eta^x - 1} d\eta. \quad (4.127)$$

Предположим, требуется рассчитать расход Q при неравномерном движении воды (рис. 4.7). Если пропускная способность русла определяется методами гидрометрии, например методом скорость—площадь, то измерения скоростей и глубин можно сделать только в одном живом сечении. При расчете же расхода воды при неравномерном движении необходимо иметь гидравлические элементы потока в двух сечениях (рис. 4.7). В верхнем сечении безразмерная глубина равна $\eta_1 = h_1/h_0$, в нижнем $\eta_2 = h_2/h_0$. Расстояние между сечениями L . С учетом этого уравнения (4.127) в интегральной форме запишем так:

$$\frac{I_0}{h_0} \int_0^L dl = \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{\eta^x - j}{\eta^x - 1} d\eta.$$

Принимая среднее значение параметра j на участке водотока и обозначая его через $\bar{j}$, последнее уравнение записывается в виде

$$\frac{I_0 L}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - \bar{j}) [B(\eta_2) - B(\eta_1)], \quad (4.128)$$

где $B(\eta)$ — функция, определяемая по таблицам в зависимости от η и гидравлического показателя русла. Вопрос этот излагается в курсах гидравлики, поэтому здесь мы ограничились самыми краткими сведениями из этой области.

Рассмотрим методику расчета расхода воды, пользуясь уравнением (4.128). В него не входит непосредственно расход, но есть элементы движения, от которых он зависит — глубины, ук-

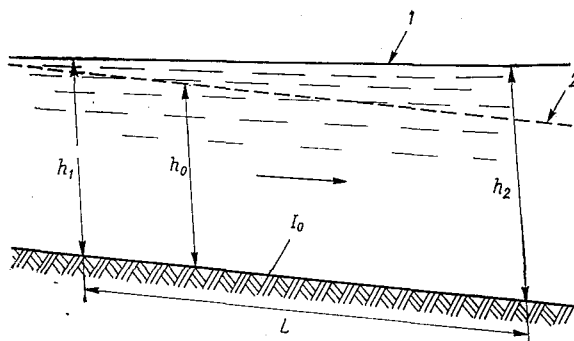


Рис. 4.7. К расчету расхода воды в русле при неравномерном движении.

1 — кривая подпора, 2 — кривая свободной поверхности воды при равномерном движении.

лон дна и др. Решим уравнение (4.128) относительно глубины h_0 , играющей роль параметра уравнения. Если бы неравномерное движение перешло в равномерное с тем же расходом воды его глубина была бы равна h_0 (рис. 4.7). Задаваясь h_0 , находим $\eta_1 = h_1/h_0$, $\eta_2 = h_2/h_0$, гидравлический показатель χ , а затем по таблицам функции $B(\eta_1)$ и $B(\eta_2)$. Параметр j принимается как осредненный для участка потока на длине L : $\bar{j} = 0,5(j_1 + j_2)$. Подставляя все величины в уравнение (4.128), проверяем, соблюдается ли равенство правой и левой частей уравнения при заданном h_0 . Если такое равенство соблюдается, значение глубины h_0 принимается за окончательное. Применение ЭВМ позволяет быстро найти h_0 . Далее подсчитываются ω_0 , R_0 и C_0 , соответствующие глубине h_0 , и расход воды

$$Q = C_0 \omega_0 \sqrt{R_0 I_0}. \quad (4.129)$$

На рис. 4.7 показана кривая подпора 1. Методика расчета расхода воды остается такой же и при образовании кривой спада. Пропускная способность русел может быть рассчитана при переходе потока из бурного состояния в спокойное. Особенности бурного потока рассмотрены в п. 3.5. Скачкообразное возрастание глубины потока при переходе из бурного состояния ($h_1 < h_K$) в спокойное ($h_2 > h_K$), сопровождающееся возникновением мощных макротурбулентных пульсаций давлений и скоростей, называется гидравлическим прыжком. Глубины h_1 и h_2 до и после прыжка называются сопряженными глубинами, а разность $h_1 - h_2$ — высотой прыжка.

Основное уравнение совершенного гидравлического прыжка, возникающего в призматическом русле с нулевым или малым уклоном дна, имеет вид

$$\frac{\alpha'_1 Q^2}{g \omega_1} + \omega_1 h_{c1} = \frac{\alpha'_2 Q^2}{g \omega_2} + \omega_2 h_{c2}, \quad (4.130)$$

где h_{c1} и h_{c2} — расстояния от поверхности воды до центров тяжести живых сечений ω_1 и ω_2 соответственно до прыжка и после прыжка; α' — коэффициент количества движения (коэффициент Буссинеска).

Идея использования гидравлического прыжка для определения расхода воды принадлежит Н. Н. Павловскому. Из уравнения (4.130) получим

$$Q = \sqrt{\frac{\omega_2 h_{c2} - \omega_1 h_{c1}}{\frac{\alpha'_1}{g \omega_1} - \frac{\alpha'_2}{g \omega_2}}}. \quad (4.131)$$

Для прямоугольного русла $h_{c1} = h_1/2$, $h_{c2} = h_2/2$. При $\alpha'_1 = \alpha'_2 = \alpha'$ формула (4.131) принимает вид

$$Q = b \sqrt{\frac{g}{2\alpha'} h_1 h_2 (h_1 + h_2)}, \quad (4.132)$$

где b — ширина канала.

Введя обозначения $0,5(h_1 + h_2) = \bar{h}$ — средняя арифметическая глубина, $Q/b = q$ — расход на единицу ширины канала, формулу (4.132) запишем в виде

$$q = \sqrt{\frac{g}{\alpha} h_1 h_2 \bar{h}}. \quad (4.133)$$

При $\alpha \approx 1,1$

$$q \approx 3 \sqrt{h_1 h_2 \bar{h}}. \quad (4.134)$$

Влияние шероховатости русла при применении формул гидравлического прыжка для определения расхода воды сказывается незначительно (через коэффициент α , зависящий от коэффициента Шези).

4.14. Гидравлический показатель русла

Запишем выражение для расходной характеристики

$$K = C\omega\sqrt{R} = \frac{1}{n} \omega R^{0,5+y}. \quad (4.135)$$

Так как ω и R зависят от глубины воды в канале, то K есть функция глубины. Принимаем

$$K^2 = \frac{1}{n^2} C' h^x, \quad (4.136)$$

где C' — некоторый коэффициент, зависящий от формы русла; x — гидравлический показатель русла.

Логарифмируем формулу (4.136), затем дифференцируем ее, считая $C'/n^2 = \text{const}$, получаем

$$x = 2 \frac{d(\lg K)}{d(\lg h)}. \quad (4.137)$$

Логарифмируя уравнение (4.135) и дифференцируя полученный результат по h и допуская, что коэффициент шероховатости n не зависит от h , получаем

$$\frac{d(\lg K)}{d(\lg h)} = \frac{h}{\omega} \frac{d\omega}{dh} + (0,5+y) \frac{h}{R} \frac{dR}{dh}.$$

Учитывая, что $d\omega/dh = B$ (ширина потока по водной поверхности), $R = \omega/\chi$ и формулу (4.137), последнее уравнение перепишем в виде

$$x = 2 \left[\frac{h}{\omega} B + (0,5+y) \frac{h}{\omega\chi} \left(\chi \frac{d\omega}{dh} - \omega \frac{d\chi}{dh} \right) \right].$$

После преобразований получим

$$x = \frac{2h}{\omega} \left[(1,5+y) B - (0,5+y) R \frac{d\chi}{dh} \right]. \quad (4.138)$$

При частном значении $y = 1/6$ последняя формула принимает вид

$$x = \frac{2}{3} \frac{h}{\omega} \left(5B - 2R \frac{d\chi}{dh} \right). \quad (4.139)$$

Основной зависимостью для x следует считать формулу (1.138). В случае трапецидального сечения имеем для ω формулу (4.2), для B формулу (4.3), а для χ формулу (4.4). Производная $d\chi/dh$ из (4.4) равна

$$\frac{d\chi}{dh} = 2\sqrt{1+m^2},$$

т. е. задача рассматривается при $b = \text{const}$. В результате формула (4.138) принимает вид

$$x = (3 + 2y) \left(1 + \frac{m}{\beta + m} \right) - (1,0 + 2y) \frac{2\sqrt{1+m^2}}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}, \quad (4.140)$$

где $\beta = b/h$ — относительная ширина канала по дну. Формула (4.140) предложена Р. Р. Чугаевым. При $y = 0,2$

$$x = 3,4 \left(1 + \frac{m}{\beta + m} \right) - 1,4 \frac{2\sqrt{1+m^2}}{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}. \quad (4.141)$$

Из формулы (4.140) для прямоугольного русла ($m = 0$) получим

$$x = (3 + 2y) - (1 + 2y) \frac{2}{\beta + 2}. \quad (4.142)$$

Если русло очень широкое ($b \gg h$), $x \approx 3 + 2y$, если очень узкое ($b \ll h$), $x = 2$. Для треугольного русла ($b = 0$, $\beta = 0$) из (4.140) получим $x = 5 + 2y$.

Для широких параболических русел принимают $x \approx 4 + 2y$. Под широким руслом понимается такое, когда можно принять $\chi \approx B$, $R \approx h_{\text{ср}}$. Для параболического русла

$$\omega = \frac{2}{3} B h_{\text{макс}} \quad \text{и} \quad h_{\text{ср}} = \frac{2}{3} h_{\text{макс}}.$$

Учитывая формулу (4.83), получаем

$$K^2 = \left[\left(\frac{8}{3} \right)^2 \left(\frac{p}{3} \right) \left(\frac{2}{3} \right)^{2y} \frac{1}{n^2} \right] h_{\text{макс}}^{4+2y}.$$

Логарифмируя это выражение, а затем дифференцируя, считая величину, стоящую в квадратной скобке, постоянной, получаем

$$2 \frac{d(\lg K)}{d(\lg h_{\text{макс}})} = 4 + 2y.$$

Согласно (4.137), левая часть этого уравнения и есть гидравлический показатель русла x , поэтому для широких параболиче-

ских русел $x \approx 4 + 2y$. При гидравлически наивыгоднейшем сечении трапецеидального канала $\beta = \beta_{г.н}$ и определяется по формуле (4.8). В этом случае формула (4.140) принимает вид

$$x = (3 + 2y) \left(1 + \frac{m}{2\sqrt{1+m^2} - m} \right) - (1 + 2y) \frac{\sqrt{1+m^2}}{2\sqrt{1+m^2} - m}.$$

После преобразований получим

$$x = (5 + 2y) \frac{\sqrt{1+m^2}}{2\sqrt{1+m^2} - m}. \quad (4.143)$$

Для гидравлически наивыгоднейшего прямоугольного русла ($m = 0$) из (4.143) следует

$$x = 2,5 + y. \quad (4.144)$$

Видно, что получается сравнительно небольшое значение гидравлического показателя русла. Если x необходимо подсчитать при изменении глубины от h_1 до h_2 , то рекомендуется в формулы вводить среднюю глубину $\bar{h} = 0,5(h_1 + h_2)$. Более точный результат определения x получается путем построения логарифмической анаморфозы функции (4.126). Анаморфоза может быть не обязательно линейной, тогда желательно подсчитать x для интервалов глубин, где анаморфоза получается линейной. Существует способ спрямления нелинейной анаморфозы. Он изложен ниже применительно к расчету параметров уравнения кривой расходов воды.

Определяя пропускную способность русла, ограниченного длиной L и глубинами h_1 и h_2 (рис. 4.7), необходимо подсчитать x , характерное для этого участка потока. В формулу (4.126) рекомендуется вводить осредненную по длине расходную характеристику $\bar{K}$. Тогда получим

$$x = 2 \frac{\lg \bar{K} - \lg K_0}{\lg \bar{h} - \lg h_0}, \quad (4.145)$$

где $\bar{h}$ — средняя глубина на участке водотока, которая используется для вычисления $\bar{K}$, а также $\bar{j}$. Возможна и другая методика вычисления $\bar{K}$ и $\bar{j}$. Сначала подсчитывается K_1 и j_1 при глубине h_1 и K_2 и j_2 при глубине h_2 , а затем их средние значения: $\bar{K} = 0,5(K_1 + K_2)$, $\bar{j} = 0,5(j_1 + j_2)$. Разница в двух методиках расчета $\bar{K}$ и $\bar{j}$ не существенная.

4.15. Допустимые скорости движения воды в укрепленных каналах

Допускаемыми скоростями течения воды считаются такие, при которых запроектированный канал работает при заданных гидравлических параметрах в условиях его нормальной эксплуата-

ции. Главными критериями нормальных условий эксплуатации каналов являются: сохранение проектной пропускной способности русла; функционирование укреплений канала без повреждений их потоком; незаиляемость русла канала, что связано с транспортом наносов.

Для оценки воздействия потока на русло используются различные характерные скорости потока. Основными из них являются неразрывающая $v_{нр}$ и незаиляющая $v_{нз}$. Скорости в запроектированном канале должны находиться в пределах $v_{нз} \leq v \leq v_{нр}$.

Природа допускаемых неразрывающих скоростей по отношению к неукрепленным и укрепленным руслам разная. Строго говоря, для укрепленных русел термин неразрывающая скорость не вполне подходит, но, по сложившейся традиции, он используется и в данном случае.

Скорости течения воды, при которых элементы и конструкции укреплений находятся в безопасности, но дальнейшее повышение этих скоростей уже не может быть допущено, называют неразрывающими скоростями для укреплений. Скорости течения воды, при которых частицы (фракции) грунта, составляющие поверхностный слой дна или берега водотока, еще не увлекаются потоком, называют неразрывающими скоростями для грунтов. При превышении этих скоростей частицы грунта срываются и переходят из состояния покоя в состояние движения, что вызывает деформации дна. Решающую роль играют скорости потока в придонной области. По давно установившейся традиции в качестве нормативных неразрывающих скоростей принимают средние скорости потока. Тем самым в скрытом виде постулируется постоянство отношения средней придонной скорости потока к средней скорости. Фактически такое отношение есть переменная величина. Метод его определения изложен в п. 3.9. В настоящее время наблюдается тенденция к использованию в гидравлических расчетах неразрывающих придонных скоростей и характеристик турбулентности. На необходимость этого указывалось в работах [17, 33]. В настоящем параграфе рассматриваются неразрывающие скорости для закрепленных русел.

Поток, поступающий в канал из реки, может содержать твердые частицы (наносы). Для поддержания наносов во взвешенном состоянии и для их транспорта поток должен двигаться со скоростью, при которой не будет происходить выпадение частиц наносов, приводящие к заилению (занесению) русла. Скорость потока, при которой взвешенные наносы не выпадают на дно, называют незаиляющей скоростью. К рассмотрению этого вопроса мы еще возвратимся ниже. Такой термин происходит от наименования грунта ил, характеризующегося малыми размерами диаметров частиц — от 0,001 до 0,01 мм.

По вопросу об определении допускаемых скоростей течения воды имеется много предложений. Широко известны разработки Гидропроекта, Союзводпроекта и др. Не утратили своего значения нормы допускаемых скоростей, разработанные Главтранс-проектом [20] и Институтом водных проблем АН СССР. Большой вклад в создание норм допускаемых скоростей, а также и многих других нормативных документов в области гидротехники, гидравлики и гидрологии внес Е. В. Близняк.

При нормировании неразмывающих скоростей использован принцип: чем больше глубина потока, тем больше допускаемая неразмывающая скорость. Для искусственных укреплений и скальных грунтов $v_{нр}$ даны в диапазоне глубин от 0,4 до 3,0 м [20]. В среднем при увеличении глубины в 7,5 раза $v_{нр}$ повышается в 1,5 раза. Диапазон $v_{нр}$ для искусственных укреплений составляет 0,9 м/с (одерновка плашмя) — 20 м/с (бетон марки 170); для скальных грунтов — 2 м/с (конгломерат, мергель, сланцы) — 22 м/с (граниты, диобазы, базальты).

При наличии в потоке взвешенных наносов более 1,5 кг/м² скорости $v_{нр}$ для искусственных укреплений уменьшаются на 10—20 % в зависимости от количества и состава наносов. Нормы скоростей $v_{нр}$ даны в табл. 4.6 [20] исходя из условий целостности скального грунта (породы). Для выветренных и трещиноватых пород скорости $v_{нр}$, приведенные в работе [20], понижаются на 10—15 %.

В нормативном документе СНиП II-52-74 скорости $v_{нр}$ для закрепленных русел даны при глубинах от 0,5 до 5 м. Для более надежной оценки воздействия потока на русло следует делать проверку на размыв по наибольшей скорости в живом сечении. Такая скорость подсчитывается по формуле $v_{\max} = v/K_2$, где K_2 — коэффициент, определяемый как изложено в п. 3.7.

Незаилающая средняя скорость потока может быть определена по приближенной формуле

$$v_{из} = e \sqrt{R}, \quad (4.146)$$

Здесь e — коэффициент, определяемый по формуле И. И. Леви

$$e = 0,1 \frac{\omega}{\sqrt{d_{ср}}} \sqrt{\frac{p}{0,01} \frac{0,0225}{n}}, \quad (4.147)$$

где ω — гидравлическая крупность частиц взвешенных наносов при $d_{ср}$, мм/с; $d_{ср}$ — средний диаметр преобладающих частиц взвешенных наносов, мм; p — процент (по массе) взвешенных наносов крупностью более 0,25 мм; n — коэффициент шероховатости русла.

Так как ω зависит от $d_{ср}$, то для наиболее часто встречающейся шероховатости русла ($n \approx 0,0225$) коэффициент e

Таблица 4.6

Допускаемые неразрывающие средние скорости потока (м/с)
для закрепленных русел (СНиП II-52-74)

Вид крепления	Проектная марка бетона или раствора по прочности на сжатие	Глубина потока, м			
		0,5	1	3	5
Бетонная облицовка (поток не содержит песчаных и галечниковых наносов)	100	12,5	13,8	16,0	17,0
	150	14,0	15,6	18,0	19,1
	200	15,6	17,3	20,0	21,2
	300	19,2	21,2	24,6	26,1
Облицовка из каменной кладки (поток не содержит песчаных и галечниковых наносов)	150—50	7,4	8,7	10,7	11,6
	25	6,3	7,4	9,1	9,8
	10	4,3	5,0	6,2	6,7
Габионы (размером 0,5×0,5 м и более)	—	4,7	5,5	6,8	7,3
Каменная наброска в плетневой клетке	—	3,0	3,5	4,0	4,4
Мощение одиночное на слое щебня или глины (10—15 см) с покрытием слоем глины, ила, соломы или сена:					
на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней в см:					
15—20	—	2,4	2,8	3,5	3,8
20—30	—	2,8	3,3	4,1	4,4
на осевшем или плотно утрамбованном грунте при крупности камней в см:					
15—20	—	2,6	3,0	3,7	4,0
20—30	—	3,0	3,6	4,5	4,9
Мощение двойное на слое щебня при крупности камней, см:					
15—20	—	3,0	3,5	4,3	4,7
20—30	—	3,1	3,7	4,7	5,1
Дерновка плашмя	—	1,0	1,25	1,5	1,5

в формуле (4.147) (при $p < 0,01$ % наносов и диаметре $d_{\text{ср}} > 0,25$ мм) можно определить по ниже приведенным данным:

$d_{\text{ср}}$ мм	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0	3,0
e м ^{0,5} /с	0,22	0,45	0,67	0,82	0,90	0,95	1,03	1,10	1,11

Коэффициент e при $R = 1$ м равен $v_{\text{нз}}$.

При скоростях $v < v_{\text{нз}}$ взвешенные наносы могут перейти в донные и двигаться по укрепленному дну, например в оросительных каналах. При недостатке сыпучего материала на дне образуются специфические песчаные волны, между которыми расположены участки укрепленного дна, не покрытые наносами. Такие песчаные волны исследованы в лабораторных условиях [29] и названы дефицитными песчаными грядами. В качестве характеристики дефицитных гряд, образующихся на укрепленном дне, принят коэффициент сплошности K_c , равный отношению площади дна, покрытой дефицитными грядами, к общей площади дна лотка. Получено, что

$$K_c = 0,22 \ln \frac{p}{p_0},$$

где p — среднее количество песка на единице площади дна; p_0 — минимальное количество песка данной крупности на единице площади дна, при котором образуются дефицитные гряды, по опытным данным $p_0 \approx 0,015$ г/см².

Дефицитные гряды являются дополнительным источником гидравлических сопротивлений. Они напоминают собой усиленную шероховатость, но качественно отличную от искусственной шероховатости, а именно подвижную шероховатость.

Как видно из изложенного, для определения допускаемых скоростей необходимо знать глубину потока. Она должна быть найдена при расчетном расходе воды в канале. Методика решения такой задачи изложена выше. Для применения формулы (4.146) при найденной глубине подсчитывается гидравлический радиус. Указанное выше соотношение между $v_{\text{нз}}$, v и $v_{\text{нр}}$ соблюдается, если в канал поступает небольшое количество взвешенных наносов и $d_{\text{н}} < d_{\text{р}}$, где $d_{\text{н}}$, $d_{\text{р}}$ — соответственно крупность взвешенных и донных наносов. При $d_{\text{н}} \gg d_{\text{р}}$ возникает необходимость соблюдать неравенство $v_{\text{нз}} > v_{\text{нр}}$, что создает трудности при проектировании статически устойчивых каналов [69].

**ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ РУСЕЛ
ЗЕМЛЯНЫХ КАНАЛОВ И РЕК**

Русла земляных каналов при скоростях течения воды в них, меньших неразмывающих, могут рассматриваться как статически устойчивые. Форма поперечного сечения канала в таких случаях не изменяется или мало изменяется. В земляных каналах и реках при скоростях течения воды, больших неразмывающих, происходит русловой процесс, т. е. изменение морфологического строения русла водотока, а для рек и поймы, обусловленное взаимодействием текущей жидкости и русла. В результате русло потока становится подвижным, а сам поток — двухфазным, состоящим из жидкой фазы (воды) и твердой (наносов). В природе нет более сложной формы движения жидкости, чем движения воды в каналах и реках с изменяющимися во времени граничными условиями. Эти вопросы изучаются наукой, получившей, по предложению М. А. Великанова, название динамики русловых потоков.

Подвижные скопления наносов, определяющие морфологическое строение русел, называют русловыми образованиями. Изменение размеров и положения в пространстве русла и отдельных русловых образований, связанное с переотложением наносов, называют русловыми деформациями. При наличии русловых деформаций отметки дна потока в заданном живом сечении изменяются по ширине потока и во времени, поэтому в качестве основной характеристики пропускной способности русел деформируемых каналов и рек принимают связь между расходами воды и уровнями воды H (или z), т. е. кривую расходов воды $Q = Q(H)$. Аргументом является расход воды, а функцией уровень, однако по практическим соображениям обычно пишут $Q = Q(H)$. В этой главе мы должны уделить внимание анализу кривых расходов воды, так как с их помощью определяется пропускная способность русел при заданном их наполнении. Однако учитывая, что это есть классическая проблема гидрометрии и она рассматривается в курсах гидрометрии, мы приведем только основные сведения из данной области.

Анализ кривых расходов в связи с расчетами речного стока в данной монографии не рассматривается. Это направление исследований получило развитие в ГГИ [64, 89 и др.]. Наиболее сложен расчет пропускной способности русел при изменении гидравлических сопротивлений по ширине потока. В СССР получило развитие новое направление исследований, основанное на учете взаимодействия руслового и пойменного потоков [12, 44]. В этой главе даны только краткая характеристика исследований, выполненных в последнее время, и практические рекомендации по расчету пропускной способности русел с переменной шероховатостью по смоченному периметру. Глава заканчивается изложением способов расчета допускаемых скоростей в руслах земляных каналов и рек. Автор счел уместным в этой же главе кратко описать радиолокационный способ определения подвижности донных наносов, так как он позволяет наиболее точно измерить неразмывающую и размывающие скорости потока.

5.1. Общие представления о гидравлических сопротивлениях русел земляных каналов и рек

Гидравлические сопротивления выражают в виде напряжения трения τ_0 по формуле (2.1) или в виде удельной энергии, потерянной на сопротивление движению по длине потока h_f . Из формул (2.4) и (2.5) видно, что h_f возрастает с уменьшением коэффициента Шези C или, что то же, h_f возрастает с увеличением коэффициента гидравлического трения λ . Из формулы (4.22) следует, что увеличение коэффициента шероховатости повышает h_f . Из формул (2.4) и (4.40) видно, что увеличение относительной шероховатости обуславливает повышение h_f . Учитывая названные очевидные связи в гидравлике, анализ гидравлических сопротивлений часто отождествляют с анализом коэффициента C или λ , коэффициента шероховатости n или относительных шероховатостей русла. В этом параграфе приведены только общие сведения о сопротивлениях в деформируемых руслах. Способы же расчетов C (или λ) рассмотрены отдельно.

В деформируемых руслах гидравлические сопротивления обусловлены, кроме шероховатости поверхности дна Δ , русловыми образованиями, отличающимися разной степенью подвижности, размерами и формой. Все это делает проблему гидравлических сопротивлений потоков с подвижными границами очень сложной. Шероховатость Δ в том понимании, как она уже была введена в формулы (4.33) и (4.40), в земляных каналах и реках может быть охарактеризована размерами лежащих на дне или перемещающихся частиц, например песка, гальки, валунов и пр.

Русловыми (донными) образованиями являются: рифели, гряды, барханы, антидюны. Их высоты существенно больше

размеров фракций донных отложений. В связи с этим можно выделить два типа шероховатостей дна: 1) микрошероховатость (обусловлена крупностью фракций донных наносов); 2) макрошероховатость (обусловлена высотой донных образований).

По мере увеличения скорости потока для подвижного русла характерны следующие стадии (формы) руслового процесса.

Первая гладкая форма движения влекомых наносов, при которой русло в общем остается ровным.

Рифели — волны, сформированные из подвижного материала, имеющие асимметричный продольный профиль с пологим верховым откосом и более крутым низовым откосом. Рифели в широких потоках в плане имеют подковообразную форму и называются барханами. Представление о неполных рифелях было дано в п. 4.15.

Гряды — волны, сформированные из подвижного материала, но более крупные по сравнению с рифелями. Могут существовать одновременно и рифели, и гряды. Рифели располагаются на поверхности гряд и перемещаются быстрее гряд.

Вторая гладкая форма движения наносов, при которой гряды размываются и дно потока выравнивается с частичным переходом наносов во взвешенное состояние.

Антидюны — волны, сформированные из подвижного материала в бурном потоке, имеющие крутой фронтальный откос и пологий тыловой.

Области существования донных образований зависят от скорости, глубины и гидравлической крупности наносов. Следовательно, определению условий, при которых может проявляться макрошероховатость в каналах и реках, должна предшествовать постановка задачи о гидравлических сопротивлениях в деформируемых руслах.

Кроме перечисленных русловых форм, в каналах и реках образуются побочни, осередки и проч. Для руслового процесса в реках характерно образование морфологических пар (состоящих из плёсов и перекатов), излучин, представляющих собой макроформы. Гидроморфологическая теория руслового процесса, созданная в ГГИ Н. Е. Кондратьевым и И. В. Поповым, положена в основу типизации руслового процесса в реках. Это создало предпосылки и для решения проблемы гидравлических сопротивлений в речных руслах.

Разработка способов расчета гидравлических сопротивлений с учетом иерархии русловых образований находится на стадии поисковых исследований. Их анализ и обобщение даны в монографии Н. С. Знаменской [56]. Наибольшее число работ посвящено оценке гидравлических сопротивлений гряд. Сюда относятся работы В. С. Кнороза, Н. С. Знаменской, Б. Ф. Снищенко и др. Полная потеря удельной энергии h_i на заданной длине водотока от сопротивления микрошероховатости и макрошерохо-

ватости русла, согласно принципу сложения потерь энергии, равна

$$h_l = h_\Delta + h_{\Gamma l}, \quad (5.1)$$

где h_Δ — потеря удельной энергии, обусловленная зернистой шероховатостью (микрошероховатостью с высотой выступа Δ); $h_{\Gamma l}$ — потеря удельной энергии, обусловленная грядами (макрошероховатостью с высотой, равной высоте гряд h_Γ). Обращаясь к формуле (2.5) и считая, что нет существенной разницы в положении гидравлического дна, получаем

$$\lambda = \lambda_\Delta + \lambda_\Gamma. \quad (5.2)$$

Учитывая (2.6), формулу (5.2) запишем в виде

$$\frac{1}{C^2} = \frac{1}{C_\Delta^2} + \frac{1}{C_\Gamma^2}. \quad (5.3)$$

По результатам лабораторных экспериментов В. С. Кнороз предложил формулу

$$C_\Gamma = 3,16 \sqrt{g} \left(\frac{R}{h_\Gamma} \right)^{1/8} \left(\frac{l_\Gamma}{h_\Gamma} \right)^{1/2}, \quad (5.4)$$

где h_Γ/R — относительная макрошероховатость; l_Γ — длина гряды.

Структура формулы является обычной в том смысле, что в нее входит относительная макрошероховатость, но зато появляется член l_Γ/h_Γ , характеризующий крутизну гряды. При $l_\Gamma \rightarrow \infty$ (исчезновение гряд) $C_\Gamma \rightarrow \infty$, $h_{\Gamma l} \rightarrow 0$. Следовательно, формула (5.3) имеет правильную структуру.

Дифференцированный учет сопротивлений русловых образований на всех уровнях, начиная от рифелей и кончая меандрами, был бы вполне логичным, однако достигнутый уровень исследований не позволяет это сделать. Поэтому и в настоящее время используются формулы и входящие в них коэффициенты интегрально учитывают влияние русловых образований на гидравлические сопротивления.

5.2. Расчет коэффициента Шези для земляных каналов и рек

Основными формулами для расчета коэффициента C являются (4.22), (4.33) и (4.39). Формула (4.22) должна применяться при определении показателя y по (4.51), что равносильно использованию формулы (4.50). Напомним, что эта формула получена при $k_{\max} = 2,3$ и $k_{\min} = 0,3$ в формуле (3.52). В более

общем виде формулу для коэффициента Шези запишем так:

$$C = \frac{1}{n} + 2,3 \frac{\sqrt{g} + C}{k_{\max} + k_{\min} \frac{C}{\sqrt{g}}} \lg R. \quad (5.5)$$

В работе [44] отмечено, что $k_{\min}$ может принимать и меньшие значения, чем 0,3, при том же значении $k_{\max}$. Однако есть реки, для которых и $k_{\max}$ и $k_{\min}$ следует специально определить с учетом индивидуальных их гидравлических особенностей. Для этого необходимы данные о распределении скоростей на вертикалях, чтобы подсчитать параметр k по формуле (3.29). Затем рассчитываются коэффициенты Шези и определяются параметры уравнения (3.30). Например, для р. Амурдаи Т. Жураев получил следующие параметры в формуле (3.30): $k_{\max} = 5,55$; $k_{\min} = 0,15$, поэтому

$$k = \frac{5,4}{1+C} + 0,15.$$

Подставив эти значения $k_{\max}$ и $k_{\min}$ в (5.5), получим формулу для данной реки. Решив такое уравнение относительно C , составляется таблица значений C при различных n и R . Так как аналитическое решение уравнения (5.5) в общем виде получается сложным, желательно решить его с помощью ЭВМ.

Введя в уравнение для коэффициента C переменный параметр k , представилось возможным расширить область применения формулы (4.22).

Как видно из исследований А. М. Латышенкова, формула (4.50), а следовательно, и формула (4.51) дают хорошие совпадения с вычисленными по натуральным данным значениями C при большем диапазоне средних глубин потока — от 4 до 16 м. Были использованы гидрометрические данные, относящиеся к различным участкам рек Волги, Западной Двины, Ангары, Енисея, Витима. При этом коэффициент Шези изменялся от 30 до 60 м/с.

Н. Б. Барышников [12] сопоставил фактические значения C с рассчитанными по различным формулам, используя гидрометрические данные по рекам Слована, Птичь, Ока, Сож, Лежа, Емца (всего использовано 73 измерения расходов воды). Ценность сопоставления состоит в том, что значения C были проанализированы отдельно для русла и поймы. Для русла C лежало в пределах 13,6—56,5 м^{0,5}/с, для поймы — 4,5—35,2 м^{0,5}/с. Н. Б. Барышников сделал вывод, что формула (4.50) относится к числу тех, которые дают наилучшие результаты. Было констати́ровано, что ошибки расчета C для пойменного потока значительно выше, чем для руслового. Средняя квадратическая ошибка расчета C по формуле (4.50) для русловой части потока

составляет 2,5 %. Сравнительно высокое значение ошибки (28,2 %) в таблице, приведенной в работе [12], имело место только один раз. Судя по данным таблицы [12] наибольшая ошибка в большинстве случаев составляет около 17 %. В числе рассмотренных Барышниковым формул есть и такие, которые дают очень большие ошибки расчета C для пойменного потока.

Рассмотрим логарифмические и степенные формулы для C (или λ), содержащие в качестве аргумента относительную гладкость. Таких формул сравнительно много. Все они вполне сопоставимы. Откладывая по вертикальной оси C , а по горизонтальной $\lg(R/\Delta)$, получаем интересующую нас связь в виде полулогарифмической анаморфозы. Такую работу выполнила Н. И. Зудина [57], что представляет определенный интерес. Она построила указанные анаморфозы для 22 формул, которые приводятся в различных литературных источниках. В работе [57] есть сводка формул и их анализ. Построены логарифмические анаморфозы $C = C(\lg h_{cp}/\Delta)$ с расшифровкой величины Δ применительно к каждой формуле. Для одних формул Δ это средний диаметр русловых наносов d , для других — диаметр русловых наносов при заданной обеспеченности по кривой гранулометрического состава. Все формулы имеют различные значения параметров, но в пределах данной формулы — постоянные параметры (кроме формулы В. Ф. Талмазы). Различия в формулах отчетливо видны из приведенных в работе [57] сопоставлений формул в графическом виде. На рисунках имеется поле опытных точек для горно-предгорных участков рек. Видно, что по некоторым формулам получаются значения коэффициента C , сильно уклоняющиеся от фактических. Например, при $C_0 = 20 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, $\Delta = d$ и $m = 6$ по формуле (4.40) получаются заниженные значения C . В дальнейшем Альтшуль [7] повысил C_0 до $25 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$. При $C = 26 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, $\Delta = d_{90}$ и $m = 6$ (предложение А. Штриклера) формула (4.40) также дает нереальные значения C . Формулу (4.40) с этими коэффициентами иногда называют формулой Штриклера. По данным М. Прирковского коэффициент C_0 в этой формуле должен быть повышен до $33 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$. К. В. Разумихина установила, что для русел с песчано-гравелистыми наносами крупностью от 0,05 до 10—20 мм с преобладающими фракциями 1,0—0,5 и 0,5—0,2 мм следует принимать $\Delta = d_{50}$. Этот вывод сделан на основе анализа гидрометрических данных для шести гидрометрических створов различных рек [65]. Коэффициенты C лежали в пределах 32,5—42,4 $\text{м}^{0,5}/\text{с}$. В одном случае $C = 55,3 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$. Так как амплитуда C была небольшой, нельзя считать, что есть убедительные доказательства преимуществ формулы Штриклера. Ей присущи те же недостатки, что и другим формулам с постоянными параметрами.

Рассмотрим формулы для C с переменными параметрами. Согласно Методическим указаниям [84], составленным К. Ф. Ар-

тамоновым, А. Н. Крошкиным и В. Ф. Толмазой для рек горно-предгорной зоны при $h_{\text{ср}}/d_{\text{отм}} = 1-1000$, рекомендуется формула

$$C = K \cdot 7,4 \sqrt{g} \left(\frac{h_{\text{ср}}}{d_{\text{отм}}} \right)^{1/m}, \quad (5.6)$$

где

$$K = \frac{m-1,5}{m+1} \lg \left(\frac{31 \frac{h_{\text{ср}}}{d_{\text{отм}}} + 2}{\frac{h_{\text{ср}}}{d_{\text{отм}}} + 2} \right);$$

m — параметр уравнения (3.18); $d_{\text{отм}}$ — средневзвешенный диаметр отмытки русла.

Параметр m определяется исходя из формулы (3.36) при введении в нее коэффициента Шези для всего потока. Подставляя $C^* = C/\sqrt{g}$, получим

$$m = \frac{C}{\sqrt{g}} \left(\frac{2\sqrt{g}}{\sqrt{g} + C} + 0,3 \right). \quad (5.7)$$

Так как m зависит от C , то коэффициент C по формуле (5.6) находится способом последовательных приближений. В качестве первого приближения можно принять $m=6$. В формуле (5.6) нижний предел $m=1,5$ ($C=0$). Поэтому применимость формулы (5.6) ограничена значениями $m > 1,5$.

По результатам обобщения лабораторных и натурных данных по ряду порожистых рек Восточной Сибири и А. Л. Радюк установил параметры в формуле (4.40). Значения C_0 и m даны в зависимости от относительной гладкости русла (табл. 5.1). Результаты аналогичного обобщения приведены в статье [105].

Таблица 5.1

Значения C_0 и m_0

Пределы $h_{\text{ср}}/\Delta$	C_0 м ^{0,5} /с	m
$0,4 < h_{\text{ср}}/\Delta < 1$	9,8	0,50
$1 < h_{\text{ср}}/\Delta \leq 5$	12,9	0,50
$5 < h_{\text{ср}}/\Delta \leq 25$	16,6	0,25
$25 < h_{\text{ср}}/\Delta \leq 250$	22,2	0,17
$250 < h_{\text{ср}}/\Delta < 700$	34,4	0,10

На участках рек, где шероховатость русла поддается схематизации как близкая к однородной по составу с плотным расположением выступов шероховатости, $\Delta \approx (0,58 \div 0,72)d$, где d — средний размер камней, находящихся в затопленном состоянии. Если русло сформировано из неоднородных по составу выступов шероховатости, то $\Delta = (0,58 \div 0,72)d_{80}$.

В табл. 5.1 даны значения C_0 и m при $h_{cp}/\Delta < 1$. Это означает, что часть выступов возвышается над поверхностью воды, что наблюдается на многих порогах во время межени. Ясно, что та часть выступов шероховатости, которая находится в воздухе, не создает сопротивления движению воды. В данном же случае при указанных пределах абсолютной гладкости Радюк считает возможным использовать $C_0 \approx 9,8 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ с оговоркой, что относительная густота расположения выступов шероховатости $l/d < 10$, где l — расстояние между выступами шероховатости. При $l/d > 10$ считается, что все камни практически затоплены.

Наиболее сложная проблема гидравлики земляных каналов и рек — влияние транспорта наносов (взвешенных и влекомых) на гидравлические сопротивления. В п. 3.3 рассмотрен вопрос о влиянии мутности потока (концентрации наносов) на профили скоростей (см. рис. 3.5). При увеличении мутности потока параметр m , а следовательно, и k уменьшаются. Согласно формуле (4.37), C должно увеличиваться, поэтому потеря удельной энергии h_f , согласно формуле (2.4), должна убывать. Это положение воспринимается как не вполне ясное и противоречивое, так как на транспорт твердой фазы дополнительно затрачивается энергия. Объяснить это можно тем, что взвешенные в потоке твердые частицы снижают интенсивность турбулентности. Кроме того, взвешенные наносы,двигающиеся вблизи выступов шероховатости дна, способствуют выглаживанию поверхности дна. С. Х. Абальянец [1] обратил внимание на то, что проявление этого фактора может быть разным в зависимости от соотношения между крупностью наносов и размерами выступов шероховатости. При движении двухфазных потоков (гидросмеси или пульпы) с большими скоростями и при больших концентрациях гидросмеси влияние отмеченных факторов становится незначительным. Решающую роль играют затраты энергии потока на транспортирование твердой фазы. Гидравлический уклон при движении гидросмеси равен

$$I_{cm} = I + \Delta I,$$

где I — гидравлический уклон при движении воды; ΔI — гидравлический уклон, обусловленный наличием твердой фазы в потоке гидросмеси.

Исследованиями А. П. Юфина, М. А. Дементьева, С. Х. Абальянца, Н. А. Силина и других установлены основные закономерности движения гидросмеси и методы расчета уклона ΔI . При

напорном транспортировании грунтов объемная концентрация гидросмеси достигает 0,2, следовательно, мутность потока составляет $0,2 \cdot 2,65 \text{ т/м}^3 = 530 \text{ кг/м}^3$. В реках мутность потока изменяется ориентировочно в пределах от $0,01 \text{ кг/м}^3$ (р. Волга) до 40 кг/м^3 (р. Хуанхэ). По мнению С. Х. Абальянца, влияние взвеси на сопротивления движению при мутности меньше 20 кг/м^3 становится несущественным, главным фактором гидравлических сопротивлений является шероховатость русла. При скоростях, больших размывающих, граница потока вместе с ее элементами шероховатости становится подвижной. Изучение влияния подвижной шероховатости на гидравлические сопротивления находится в начальной стадии. Задача эта не рассматривается не только в учебной литературе, но и в монографиях, специально посвященных динамике русловых потоков. Есть только отдельные статьи, в которых эта задача поставлена и рассмотрена с привлечением натурных данных. С теоретической точки зрения ясно, что при движении влекомых (донных) наносов потери энергии в потоке должны возрасти по сравнению с неподвижным дном. Ряд авторов (М. С. Вызго и др.) обратили внимание на то, что в некоторых гидрометрических створах коэффициент Шези увеличивается с возрастанием глубины (или расхода воды), а затем убывает. Это равносильно тому, что гидравлические сопротивления убывают с возрастанием глубины, а затем возрастают. Было сделано предположение, что возрастание сопротивлений обусловлено транспортом донных наносов. Следовательно, можно выделить две области гидравлических сопротивлений:

1) при $h_{\text{ср}} < h'_{\text{ср}}$ коэффициент C возрастает с увеличением $h_{\text{ср}}$;

2) при $h_{\text{ср}} > h'_{\text{ср}}$ коэффициент C убывает с возрастанием $h_{\text{ср}}$ или остается без изменений.

Переход из одной области сопротивления в другую происходит при глубине $h'_{\text{ср}}$ (или расходе Q'). Связи C и $h_{\text{ср}}$ можно типизировать [57 и др.], как показано на рис. 5.1.

Вторую область сопротивлений изучил по гидрометрическим данным для горных рек Л. А. Морозов. Расходы воды лежали в пределах $2,32\text{--}680 \text{ м}^3/\text{с}$, средние глубины — $0,17\text{--}3,00 \text{ м}$, уклоны — $0,001\text{--}0,015$, средние скорости потока — $0,22\text{--}3,40 \text{ м/с}$. В результате получена формула

$$C = \sqrt{g} \left(3,0 \lg \frac{h_{\text{ср}}}{d} + 5,1 \lg \frac{1}{\tau} - 7,0 \right), \quad (5.8)$$

где $\tau = \gamma h_{\text{ср}} I$ — касательное напряжение (влекущая сила). Диаметр влекомых наносов (m) найден косвенным путем по формуле И. В. Егiazарова $\tau' = 0,10d$, где τ' — касательное напряжение при глубине $h'_{\text{ср}}$.

Подсчитанные значения d лежали в пределах 0,018—0,182 м относительная гладкость русла изменялась от 10 до 97. Формула (5.8) справедлива при значениях $C \geq C'$, где

$$C' = 2,6 \left(\frac{h_{\text{ср}}}{d} \right)^{3/4}.$$

При $C < C'$ имеет место первая область гидравлических сопротивлений. При относительной гладкости $h_{\text{ср}}/d = 1$ имеем $C' = 2,6 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, следовательно, поток,двигающийся между вы-

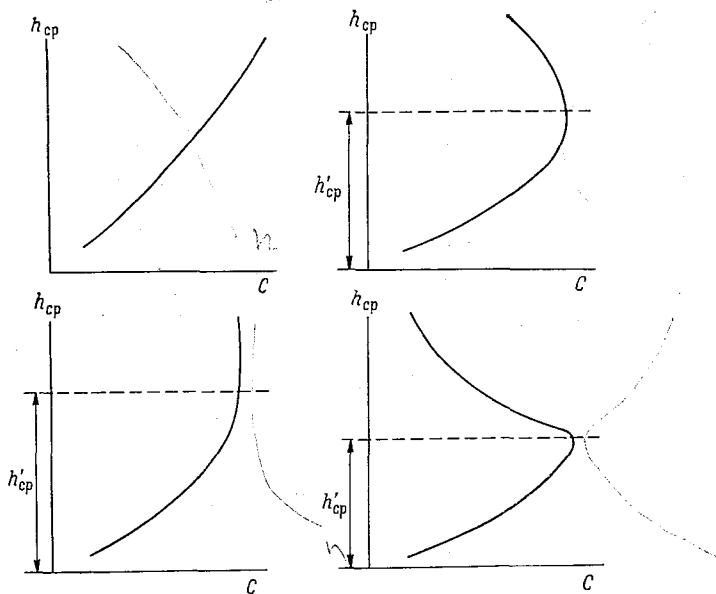


Рис. 5.1. Типы связей коэффициента Шези со средней глубиной водотока.

ступами шероховатости испытывает очень высокое сопротивление.

Согласно формуле (5.8), с увеличением уклона I и средней глубины $h_{\text{ср}}$ коэффициент C убывает. Заметим, что введение t в формулу (5.8) нарушило размерность члена, стоящего в скобке.

Обстоятельное исследование двух областей гидравлических сопротивлений для участков рек горно-предгорного региона принадлежит Н. И. Зудиной [57]. На первом этапе своих исследований Зудина использовала гидрометрические данные по 24 створам рек Узбекской ССР. Диапазоны гидравлических элементов потока следующие: $h_{\text{ср}} = 0,07 \div 5,30 \text{ м}$; $I = 0,00017 \div 0,050$; $v = 0,12 \div 6,48 \text{ м/с}$. Достоинство работы в том, что в ней исполь-

зованы фактические, а не косвенные данные о размерах фракций русловых наносов. Их средний диаметр составляет $d = 0,05 \div 0,76$ м; соответственно гладкость русла $h_{cp}/d = 0,50 \div 14,0$. Были подсчитаны средние скорости потока $v' = Q'/\omega'$, соответствующие смене областей гидравлических сопротивлений, и сопоставлены с рассчитанными неразрывающимися скоростями. На основании этого сделан вывод, что переход первой области сопротивлений во вторую обусловлен транспортом донных наносов. Получена приближенная зависимость скорости v' от относительной гладкости (в диапазоне от 2,6 до 14,0)

$$v' = 2,53e^{-0,0592 \frac{h_{cp}}{d}}.$$

Видно, что v' убывает с увеличением h'_{cp}/d , т. е. в более гладких руслах смена областей гидравлических сопротивлений происходит при меньших скоростях, что естественно, так как неразрывающиеся скорости меньше при малых d . Параметр, равный 2,53, можно истолковать как скорость при $h_{cp} \rightarrow 0$, что будет соответствовать неполному обтеканию выступов шероховатости.

На втором этапе исследований Зудина использовала гидрометрические данные по 62 створам рек Узбекской ССР с общим количеством измеренных расходов воды 13 350. На 43 створах был определен гранулометрический состав русловых наносов, что важно для подобных исследований. Исходные гидрометрические данные с помощью связей $C = C(h_{cp})$ были отнесены к первой и второй областям гидравлических сопротивлений. Относительная гладкость подсчитана при среднем диаметре русловых наносов и при среднем диаметре естественной отмостки русла. Учитывая рекомендации Талмазы и Крошкина, за средний диаметр отмостки принят диаметр d_{80} . Для первой области сопротивлений рек и горно-предгорного региона предложены уравнения [57]:

$$C = \sqrt{g} \left(6,0 \lg \frac{h_{cp}}{d} + 3,7 \right), \quad (5.9)$$

$$C = \sqrt{g} \left(5,9 \lg \frac{h_{cp}}{d_{80}} + 4,7 \right). \quad (5.10)$$

Уравнение (5.9) справедливо, по мнению Зудиной, при $0,42 < h_{cp}/d < 70$, а уравнение (5.10) — при $0,28 < h_{cp}/d_{80} < 52$. Нижним предельным значениям относительной шероховатости соответствует $C \approx 4,4$ м^{0,5}/с. Коэффициенты корреляции для обоих уравнений оказались одинаковыми и равны 0,85. Принятие нижнего предела относительной гладкости меньше единицы носит условный характер, но может быть оправдано тем, что в горных

реках четко проявляется пульсация расходов и уровней, обусловленная крупномасштабными турбулентными возмущениями. Это явление исследовано в ГГИ В. В. Дементьевым. Краткие итоги его интересной работы изложены в [35]. Следовательно, выступы шероховатости при малых глубинах потока могут находиться под поверхностью воды или возвышаться над ней. Это способствует аэрации потока. При анализе гидравлических сопротивлений для второй области были использованы гидравлические элементы потока при наибольших расходах воды [57], что позволило получить наименьшие значения коэффициентов C при активном движении донных наносов.

Для второй области сопротивлений рек горно-предгорного региона предложены уравнения [57]:

$$C = \sqrt{g} \left(5,7 \lg \frac{h_{cp}}{d} + 2,0 \right), \quad (5.11)$$

11

$$C = \sqrt{g} \left(5,4 \lg \frac{h_{cp}}{d_{80}} + 3,0 \right). \quad (5.12)$$

Коэффициент корреляции для уравнения (5.11) составляет 0,80, а для уравнения (5.12) он равен 0,83. Уравнение (5.11) справедливо при $2 < h_{cp}/d < 70$, а уравнение (5.12) при $1,5 < h_{cp}/d_{80} < 52$. Сравнивая уравнения (5.9) с (5.11) и (5.10) с (5.12), видим, что коэффициенты Шези во второй области сопротивления меньше, чем в первой. Тем самым Зудина доказала, что при активном транспорте донных наносов гидравлические сопротивления возрастают. Соответствующие уменьшения коэффициентов Шези из вышеприведенных уравнений составляют:

$$\Delta C = \sqrt{g} \left(0,3 \lg \frac{h_{cp}}{d} + 1,7 \right),$$

$$\Delta C = \sqrt{g} \left(0,5 \lg \frac{h_{cp}}{d_{80}} + 1,7 \right).$$

Предположим $h_{cp}/d_{80} = 10$, тогда из последней формулы $\Delta C = 6,9 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$. Из (5.10) при этом значении относительной гладкости $C = 33,5 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$, откуда $\Delta C/C \cdot 100 = 21 \%$, т. е. получается существенное уменьшение коэффициента Шези для рек горно-предгорного региона. Следовательно, речные русла при отсутствии транспорта донных наносов и при их движении имеют различную пропускную способность.

В п. 4.3 сформулирован принцип оценки шероховатости русла на статистической основе с использованием понятия гидравлического дна. Исследование статистических характеристик рельефа дна создало предпосылки для их использования в расчетах

гидравлических сопротивлений. В МИИТ К. В. Матвеев и др. [83] определили в лабораторных условиях статистические параметры барханного рельефа дна в поперечном и продольном направлениях. Обнаружена их связь с числом Фруда (вдоль потока).

В МГМИ определены статистические характеристики дна Кызылкумского канала. Для анализа были отобраны трапециевидные сечения при $b/h_{\text{ср}} > 5$. Глубины измерялись эхолотом при расходах воды от 82 до 125 м³/с. Эксперименты выполнены А. П. Полад-заде. В результате обобщения опытных данных получена формула для коэффициента Шези [93]

$$C = 6,1 \sqrt{g} \lg \frac{18,3R}{\sigma_{hb}},$$

где σ_{hb} — среднее квадратическое отклонение локальной глубины на ширине канала по дну b .

Если считать, что $R \approx h_{\text{ср}}$, то $\sigma_{hb}/h_{\text{ср}}$ — коэффициент вариации глубины в живом сечении, учитывающий относительную макрошероховатость дна. Шероховатость откосов канала в явном виде не учитывалась, но косвенно ее влияние отразилось на числовых коэффициентах формулы, так как при составлении формулы C определялось из формулы (4.1). Методика анализа экспериментальных данных может быть усовершенствована, если использовать понятие гидравлического дна на всей длине смоченного периметра.

5.3. Влияние гидравлического уклона на коэффициент Шези

На протяжении длительного времени ведутся исследования с целью получения для земляных каналов и речных потоков формулы для коэффициента C , не содержащей коэффициента шероховатости. Такая постановка вопроса вполне обоснована, так как при взаимодействии потока и деформируемого русла абсолютная шероховатость дна перестает быть параметром, не зависящим от гидравлических элементов потока. Русловой поток отличается способностью создавать и управлять шероховатостью своего подвижного дна. Из предыдущего изложения видно, что на коэффициент C существенное влияние оказывает глубина потока. Другим гидравлическим элементом, влияющим на коэффициент C , как установлено А. А. Труфановым и др., является гидравлический уклон.

Р. А. Шестакова предложила следующие формулы.

Для беспойменных участков рек с продольными уклонами поверхности воды $I = 0,0002 \div 0,0055$, $h_{\text{ср}} > 3$ м и шириной русла в паводок или половодье $B > 100$ м

$$C = 18,5I^{-0,10}. \quad (5.13)$$

Для малых рек при $I = 0,0002 \div 0,0005$, $h_{\text{ср}} > 1$ м, $B < 100$ м

$$C = 22,0I^{-0,07}. \quad (5.14)$$

Для малых горных рек с галечно-валунным руслом при $I = 0,002 \div 0,011$, $B < 50$ м

$$C = 7,2I^{-0,25}. \quad (5.15)$$

Следовательно, чем больше уклон I , тем меньше коэффициент Шези. В формулах (5.13) — (5.15) гидравлический уклон принят равным уклону поверхности воды. Значения C получаются в $\text{м}^{0,5}/\text{с}$ и коэффициенты 18,5, 22,0 и 7,2 имеют размерность $\text{м}^{0,5}/\text{с}$. Недостаток формул в том, что в них не введена в явном виде средняя глубина потока, так как из всего изложенного выше C зависит от гидравлического радиуса R или средней глубины потока. Напомним, что формула Павловского при больших гидравлических радиусах дает уменьшение C с увеличением R и это объясняется тем, что структура формулы (4.47) для показателя y не допускает ее экстраполяции за пределы $R > 3$ м. При выводе формулы для y Павловский не имел в виду вообще потоки с деформируемыми руслами, поэтому было бы неправильным искать аналогии между видом графика $C = C(R)$ при больших R и графиком на рис. 5.1 для второй области гидравлических сопротивлений. Заметим, что для первой и второй областей сопротивления (рис. 5.1) коэффициент C увеличивается с возрастанием относительной гладкости.

Имеются большие трудности в создании универсальной формулы для C , не содержащей параметра шероховатости русла, но вполне реально создание таких формул для C применительно к определенным условиям движения жидкости, например с учетом типизации русловых процессов согласно гидроморфологической теории. Применительно к земляным каналам такое исследование успешно выполнил О. М. Айвазян [4], он получил расчетную формулу для C (и λ).

Проводя сравнительную оценку формул Гангиле-Куттера, Маннинга, Агроскина, Альтшуля и др., в работе [4] сказано, что на их основе трудно обобщить относящиеся к земляным каналам одной и той же категории и состояния данные, если последние охватывают более или менее широкий диапазон параметров. О. М. Айвазян оперировал совокупными данными по каналам Средней Азии, отобранными из работы С. Х. Абальянца и имеющими диапазон: $I = 0,00002 \div 0,002$; $R = 0,10 \div 2,61$ м; $Q = 0,022 \div 135,0$ $\text{м}^3/\text{с}$; $\text{Re} = vR/\nu = (0,03 \div 10,2) \cdot 10^6$. Всего было использовано 380 таких комплексов параметров. О. М. Айвазян [4] предложил при обобщении данных по гидравлическим сопротивлениям земляных каналов исходить из связи $\lambda = \lambda(I, \Delta/R)$. Полученная им формула для коэффициента Дарси

земляных каналов в суглинках, супесях и заиленных песках имеет вид

$$\lambda = 0,016 + 0,26I^{1/3}/R, \quad (5.16)$$

где R выражен в м, а множитель 0,26 — линейная величина в м, пропорциональная высоте выступа шероховатости Δ ; I — гидравлический уклон, практически равный в случае земляных каналов уклону свободной поверхности. Для коэффициента Шези зависимость (5.16) примет вид

$$C = \left(\frac{8g}{0,016 + 0,26I^{1/3}/R} \right)^{1/2}. \quad (5.17)$$

Числовые параметры в (5.16) и (5.17) относятся к каналам в средних условиях их содержания. Исследования показали хорошее соответствие формул также и в экстраполяционных областях гидравлических элементов потока, на примере таких каналов как Северокрымский, Фархадский и др.

Представив зависимости (5.16) и (5.17) в общем виде

$$\lambda = a + bI^{1/3} \frac{\Delta}{R}, \quad (5.18)$$

$$C = \left(\frac{8g}{a + bI^{1/3} \frac{\Delta}{R}} \right)^{1/2} \quad (5.19)$$

и отправляясь от значений a и $b\Delta$, известных для средних условий, и основываясь на существующем опыте корректирования значения коэффициента C в зависимости от состояния земляного канала, Айвазян предложил табл. 5.2 значений a и $b\Delta$, входящих в формулы (5.18) и (5.19).

Таблица 5.2

Значения a и $b\Delta$ в формулах (5.18) и (5.19)

Категория земляного канала	Условия содержания	a	$b\Delta$
Каналы в связанных грунтах и заиленных песках	Выше средних	0,015	0,23
	Средние	0,016	0,26
	Ниже средних	0,019	0,31
Каналы в песке	Средние	0,030	0,12

Значения, приведенные в последней строке табл. 5.2, установлены на основе натурных данных по каналам в песках и данных по Қаракумскому каналу. Из формулы (5.19) видно, что

с увеличением уклона коэффициент C уменьшается, а с увеличением R коэффициент C увеличивается, что находится в соответствии с результатами общего анализа природы гидравлических сопротивлений.

5.4. Коэффициенты шероховатости русел земляных каналов

Рассмотрим сначала нормативные значения коэффициентов шероховатости согласно СНиП II-52-74. Для русел каналов без облицовки коэффициенты n изменяются сравнительно в небольших пределах — 0,02—0,04, при этом n для коллекторно-дренажных и осушительных каналов несколько больше, чем n для ирригационных каналов; предусмотрено некоторое уменьшение коэффициентов n с увеличением расходов воды. Для естественных водотоков значения n лежат в пределах 0,025—0,20. В некоторых случаях указывается амплитуда коэффициентов n , например, для сильно заросших участков рек болотного типа $n = 0,075 \div 0,15$, т. е. отношение предельных значений n составляет 2, что безусловно много.

В США используется известностью таблица коэффициентов n , составленная В. Т. Чоу [119]. Она представляет собой обобщение имеющихся в США данных различных авторов. Почти для всех категорий русел даны нормальные (средние), минимальные и максимальные значения n , а также выделены n , которые обычно рекомендуются при проектировании, но при высоких значениях n такая рекомендация не делается. Для каналов в грунте без облицовки приведен очень большой диапазон n , а именно 0,016—0,14. Это объясняется тем, что даны значения n и для каналов, не поддерживаемых в нормальных эксплуатационных условиях, например, когда трава и кусты в руслах не расчищаются. Для естественных водотоков (рек) значения n даны от 0,025 до 0,20, т. е. так же, как и в СНиП II-52-74.

Крупный вклад по установлению норм сопротивления движению речных потоков внес М. Ф. Срибный. В его первой большой работе, завершенной в 1932 г., была предложена таблица коэффициентов n , ставшая в СССР наиболее популярной. В 1960 г. Срибный [114] опубликовал новые таблицы коэффициентов шероховатости, назвав их классификацией рек по сопротивлению. Значения n даны отдельно для равнинных и горных рек в пределах 0,02—0,20. Для горных рек в таблицы введен уклон водотока I в качестве количественного классификационного признака. При этом принят следующий постулат: чем больше I , тем больше n . Отличительная и важная особенность таблиц состоит в том, что в них нашла отражение принципиально правильная точка зрения Павловского (сформулированная в 1925 г.) о непостоянстве показателя y в формуле для коэффициента Шези. В таблицах Срибного даны значения показателя y , изменяющиеся

от 0,167 до 0,50. Заметим, что верхнее значение y , очень близкое к 0,5, получено автором [44] теоретически. Необходимость учета переменного значения y Срибный ограничивает условиями движения воды в реках, когда коэффициент шероховатости уменьшается или остается неизменным при увеличении уровня воды. И в настоящее время таблицы Срибного широко используются. Иногда они приводятся в литературе с сокращениями и упрощениями. Значения y в его таблице дают лишь общее представление о возможных пределах изменения y для данной категории русла. Показатель y в каждом конкретном случае определяется по формуле (4.51) в зависимости от $R(h_{cp})$ и n .

Особого внимания заслуживает таблица коэффициентов шероховатости для горных рек, предложенная в 1938 г. Н. М. Носовым. По своей четкости она не имеет себе равных и в настоящее время. Одновременное использование в явном виде двух постулатов (чем больше уклон I , тем больше n и чем больше Q , тем меньше n) позволило Носову свести к минимуму словесные характеристики русла [35]. Л. Л. Лиштваном и др. [89] для определения n в руслах предложено учитывать площади водосборов, а для пойм — степень их зарастания. На основе данных М. Ф. Срибного И. Ф. Карасев предложил уточненную шкалу коэффициентов n для русел и пойм [64].

В международном стандарте ИСО 1070 приведена таблица коэффициентов n , изменяющихся от 0,019 до 0,20. Отмечается, что значения n являются ориентировочными; наибольшая погрешность может возникнуть при малых гидравлических радиусах и крупных донных наносах.

Уменьшение коэффициента шероховатости с увеличением глубины потока (или расхода воды) не может рассматриваться в качестве универсальной зависимости. При увеличении абсолютной шероховатости по смоченному периметру при увеличении уровня, например при зарастаемости русла или образования на откосах канала песчаных волн, коэффициент n увеличивается. Заметим, что песчаные волны на откосах каналов образуются раньше, чем на дне. Под влиянием изменения формы русла, например при выходе потока на пойму; коэффициент n увеличивается. В указанных случаях образуется явление, называемое кинематическим эффектом, о чем уже было отмечено выше. Очевидным является тот факт, что коэффициентом n суммарно учитываются многие сложные особенности движения воды в реках. Не снимается вопрос об индивидуальной оценке факторов, влияющих на гидравлические сопротивления. Так, например, в работе [119] коэффициент n предложено определять по формуле

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5, \quad (5.20)$$

где n_0 — коэффициент шероховатости русла с однородной поверхностью из естественного материала; n_1 — коэффициент, учиты-

вающий неоднородность поверхности; n_2 — коэффициент, учитывающий изменение по длине формы и размеров сечений, т. е. неравномерности движения; n_3 — коэффициент, учитывающий влияние препятствий, т. е. местных сопротивлений (в работе [119] не уточнены виды препятствий); n_4 — коэффициент, учитывающий влияние растительности; m_5 — коэффициент, учитывающий влияние искривления русла, т. е. меандрирование.

В работе [119] даны ориентировочные значения частных коэффициентов шероховатости. Если принять нижние значения этих коэффициентов, получим $n_{\min} \approx 0,025$, а если верхнее, то $n_{\max} \approx 0,24$, что близко к наибольшему значению $n \approx 0,20$. Запись формулы (5.20) нельзя признать корректной, так как она предложена без учета вполне очевидных формул (5.2) и (5.3). Формула (5.3) применительно к данной задаче должна быть записана с учетом формулы (4.22) и при $m_5 = 1$

$$\frac{n^2}{R^{2y}} = \frac{n_0^2}{R^{2y_0}} + \frac{n_1^2}{R^{2y_1}} + \frac{n_2^2}{R^{2y_2}} + \frac{n_3^2}{R^{2y_3}} + \frac{n_4^2}{R^{2y_4}}.$$

Если принять $y = y_0 = y_1 = y_2 = y_3 = y_4$, то

$$n = \sqrt{n_0^2 + n_1^2 + n_2^2 + n_3^2 + n_4^2}. \quad (5.21)$$

Подсчитав таким образом n , затем его можно перемножить на m_5 . Исследование коэффициентов n по гидрометрическим данным активно продолжается. Дадим краткий обзор этих исследований. Прежде всего возникает вопрос о наибольших значениях n и является ли принятый во многих известных таблицах коэффициент $n \approx 0,20$ верхним пределом? С теоретической точки зрения можно принять значение $n \gg 0,20$, например при сильном зарастании русла малых рек и в поймах рек с кустарником и лесом. Рассмотрим фактические данные. Авторы статьи [112] подсчитали средние, минимальные и максимальные значения коэффициентов шероховатости для ряда рек и обнаружили, что, например, для р. Хопер—с. Бесплемяновский $n \approx 0,24$, а для р. Сож—г. Славгород $n \approx 0,40$. Эти данные надо рассматривать как приближенные, поскольку n определялось по формуле Павловского для y , которая, строго говоря, не допускает экстраполяции n за пределы больших значений.

В работе американских авторов [125] для малых рек получены значения $n > 0,5$, а в период активного развития водной растительности в руслах достигают даже 4,48. Следовательно, не исключена возможность расширения таблиц коэффициентов шероховатости за пределы традиционной границы $n = 0,20$.

Имеется много исследований, в которых авторы анализируют связи $n = n(h_{\text{ср}})$, $n = n(R)$, $n = n(v)$, $n = n(Q)$. Четко прослеживается уменьшение n с увеличением $h_{\text{ср}}$ (или Q). для конкретных участков водотоков. Это положение можно считать

вполне обоснованным для водотоков без пойм. Представляет интерес опыт определения распределения коэффициента n по ширине потока [112]. Оказалось, что, например, для р. Сож — г. Славгород n изменяется в пределах гидрометрического створа от 0,02 до 0,40. В этой же статье [112] сделана попытка типизировать связи $n = n(H)$ для рек с поймами. Выделены четыре типа связей: 1) n не изменяется от уровня; 2) n убывает с возрастанием уровня; 3) кривая $n = n(H)$ имеет несколько точек перегиба; 4) связь между n и H отсутствует. Констатируется неоднозначность связей $n = n(H)$ при подъеме и спаде половодья.

Обстоятельное исследование коэффициентов шероховатости русел и пойм выполнил Н. Б. Барышников [12]. Он рассмотрел отдельно изменение коэффициентов шероховатости русла n_p и поймы $n_{п.}$. В целях обобщения данных по многим рекам им использованы нормированные (безразмерные) коэффициенты шероховатости $n_p/n_{р.б.}$ и $n_{п.}/n_{р.б.}$, где $n_{р.б.}$ — коэффициент шероховатости русла при заполнении его до бровки. Были построены графики изменения таких безразмерных коэффициентов в зависимости от превышения уровня воды над отметкой бровки русла (прируслового вала). В результате анализа таких связей выделено три основные группы.

1. Отношение $n_p/n_{р.б.}$ увеличивается с ростом уровней при слиянии руслового и пойменного потоков, при их взаимодействии, а затем уменьшается. Таких связей большинство. Легко видеть, что это есть дополнительное подтверждение существования кинематического эффекта в руслах с поймами.

2. Отношение $n_p/n_{р.б.}$ уменьшается с ростом уровней или остается без изменений.

3. Отношение $n_p/n_{р.б.}$ увеличивается без образования перегибов на кривых изменения относительной шероховатости от уровня воды.

Большие значения n могут быть обусловлены тем, что из площадей поперечных сечений поймы не исключаются участки, где нет течений и не учитываются обратные течения, обусловленные сложным строением поймы.

Сравнительно давно обсуждается вопрос о влиянии мутности на сопротивление движению воды в реках. Отмечается снижение коэффициента шероховатости при увеличении мутности. Наличие в потоке взвешенных наносов способствует снижению высоты гряд, зернистой шероховатости и кольматации дна. Воздействие мутности потока на коэффициент шероховатости, по данным Е. К. Рабковой, проявляется неоднозначно [96]. Наибольшие значения n соответствуют мутности $\rho_{ср} = 1,0 \div 1,5 \text{ кг/м}^3$. При этом наблюдаются наибольшие высоты и крутизна песчаных волн и расход влекомых наносов. Чем больше отношение средней скорости потока к неразмывающей $v/v_{нр.}$, тем меньше n . Коэффициент шероховатости мутных потоков n_p рекомендовано

определять по формуле $n_p = k_p n$, где n — коэффициент шероховатости русла осветленного потока, определяемый как изложено выше.

Коэффициент k_p может быть определен по табл. 5.3, рекомендованной Рабковой.

Таблица 5.3

Значения k_p

$v/v_{нр}$	$\rho_{ср}$ кг/м ³				
	1	2	3	5	10
1,50	1,12	1,10	1,08	1,04	1,01
1,75	1,04	1,06	1,03	0,98	0,95
2,00	1,03	1,02	0,99	0,93	0,89
2,50	0,98	0,97	0,94	0,86	0,83

Имеются работы, в которых делается попытка найти связь n с относительной шириной потока $B/h_{ср}$ или с относительной длиной смоченного периметра χ/R . Если принять $R \approx h_{ср}$, две указанные безразмерные величины равны. Чем больше $B/h_{ср}$, тем в большей степени поток приближается к плоскому. При малых $B/h_{ср}$ свойства пространственности потока проявляются сильнее, изменяется поле скоростей, что влияет на гидравлические сопротивления, поэтому можно отметить наличие связи n с $B/h_{ср}$. В ряде литературных источников приведены такие связи. Выводы, которые могут быть сделаны из их анализа, носят противоречивый характер. В. С. Алтунин [6] отмечает, что четкая связь между n и $B/h_{ср}$ не наблюдается (по данным для каналов бассейна р. Амударьи и ее дельтовым участкам). Однако надо иметь в виду, что такая связь может быть. Так, например, Х. Ш. Шапиро и Т. А. Алиев получили кривую $n = n(B/h_{ср})$ с удовлетворительной группировкой опытных точек. При этом обнаружены две точки перегиба кривой. Одна точка перегиба (нижняя) получилась при $B/h_{ср} = 30$, другая (верхняя) при $B/h_{ср} = 70$. График построен по данным для Каракумского канала (связные и несвязные грунты), канала Ташсака (супесчаные грунты), т. Амударьи в створе Чатлы (несвязные грунты). Влияние вида грунтов четко не прослеживается; на кривой много точек. На рис. 5.2 показана эта кривая и огибающие поле кривые. Природа точек перегиба на этих кривых не вполне ясна, но может быть сделано предположение о влиянии на сопротивление движению потока поперечных циркуляций в потоке, которые, согласно М. А. Великанову и А. И. Лосиевскому, могут возникать и на прямых участках потока. Некоторые соображения

о виде кривых $n = n(\chi/R)$ приведены в монографии И. Ф. Карасева [63].

Особый интерес представляет исследование Н. С. Знаменской, предложившей методику определения n , учитывающую формы движения влекомых [56] наносов, в том числе образование рифелей и гряд. Чтобы выявить основные критерии потока, которые должны быть при этом учтены, запишем формулу Г. В. Железнякова и В. К. Дебольского для определения высоты гряды [44]

$$\frac{h_r}{h} = 1,25 \left(\frac{u_b}{u_{b.p}} \frac{d_{50}}{h} \frac{\omega}{\sqrt{gh}} \right)^{0,2}, \quad (5.22)$$

где h_r — высота гряды; h — глубина потока на вертикали; u_b — средняя скорость на вертикали; $u_{b.p}$ — размывающая скорость

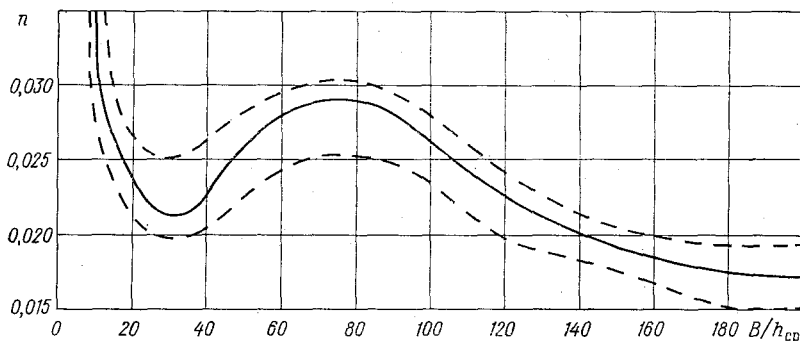


Рис. 5.2. Зависимость коэффициента шероховатости от относительной ширины водотока.

на вертикали; d_{50} — диаметр наносов при обеспеченности 50 % по кривой гранулометрического состава.

Обстоятельный анализ формул для определения параметров гряд с привлечением натурных данных выполнил А. В. Караушев [65]. Он пришел к выводу, что формулы В. С. Кнороза, Г. В. Железнякова и В. К. Дебольского, Н. С. Знаменской дают лучшую сходимость с натурными данными. Здесь приведена формула (5.22) как более удобная для анализа применительно к рассматриваемой задаче. Запишем формулу (5.22) в виде

$$\frac{h_r}{h} = 1,25 \left(\sqrt{Fr_b} \frac{d_{50}}{h} \frac{\omega}{u_{b.p}} \right)^{0,2}, \quad (5.23)$$

где $Fr_b = u_b^2 / gh$ — число Фруда.

Левая часть уравнения представляет собой относительную макрошероховатость, d_{50}/h — относительная микрошероховатость. Отношение ω/u_b есть коэффициент устойчивости донных наносов, а u_b/ω — коэффициент подвижности.

Н. С. Знаменская в своем исследовании за основные параметры движения приняла число Фруда и коэффициент подвижности. Относительная микрошероховатость и макрошероховатость охарактеризованы ею общим коэффициентом шероховатости. В результате она получила номограмму в форме изолиний n

в поле координат $\sqrt{Fr}$ и v/ω , где Fr — число Фруда для потока, v — средняя скорость потока. Изолинии имеют весьма сложное очертание; некоторые из них замкнутые. Номограмма Знаменской предназначается главным образом для использования ее в целях определения шероховатости гидравлических моделей. Поскольку для определения n необходимо узнать v , то в расчетах пропускной способности русел ее практическое значение ограничено, так как, зная v , легко вычислить пропускную способность русел. Однако номограмма может быть использована в расчетах пропускной способности русел способом последовательных приближений. Укажем на некоторые пути дальнейшего совершенствования методики определения параметров шероховатости русел.

1. Более широкое использование натуральных данных для непосредственного определения коэффициентов шероховатости. При неравномерном движении следует исходить из уравнения (4.53), применяя его для фрагментов живого сечения с однородной по периметру шероховатостью с обязательным разделением потока на его русловую и пойменные части. Должна быть существенно повышена точность измерения уклонов поверхности воды. При сложной форме живого сечения, как доказано И. А. Кузьминым и Ф. Ф. Раззороновым [24], необходимо в уравнение для подсчета n вводить коэффициент формы β_* [44]. Если же еще учесть коэффициент неравномерности распределения глубин и по длине потока β'_* (изменчивость поперечных сечений), как изложено в [44], то уравнение (4.53) можно записать в более общем виде

$$n = \frac{\beta_* \beta'_* \omega h_{cp}^{0.5+y} \sqrt{I_r}}{Q}. \quad (5.24)$$

2. Разработка таблиц коэффициентов шероховатости n , позволяющих сводить к минимуму неопределенности при выборе коэффициентов n . В США опубликованы цветные фотографии участков рек [125] с выписанными значениями n , установленными по гидрометрическим данным. Такие фотографии могут служить моделями (аналогами) рек, для которых надо назначить n .

3. Использование формул для n , полученных в результате обобщения опытных натуральных данных, например, для рек горно-предгорного региона [84]:

$$\text{при } 1 \leq h_{\text{ср}}/d_{\text{отм}} < 3 \quad n = (0,08 \div 0,16) d_{\text{отм}}^{1/3};$$

$$\text{при } 3 \leq h_{\text{ср}}/d_{\text{отм}} < 10 \quad n = (0,056 \div 0,08) d_{\text{отм}}^{1/4};$$

$$\text{при } 10 \leq h_{\text{ср}}/d_{\text{отм}} < 20 \quad n = (0,05 \div 0,056) d_{\text{отм}}^{1/5};$$

$$\text{при } 20 \leq h_{\text{ср}}/d_{\text{отм}} < 1000 \quad n = 0,045 d_{\text{отм}}^{1/6},$$

где $d_{\text{отм}}$ — средневзвешенный диаметр отмотки русла, м.

4. Продолжение исследований с целью перехода на использование абсолютной шероховатости русла как более ясного в гидравлическом отношении параметра по сравнению с коэффициентом шероховатости.

5.5. Типы связей между уровнями и расходами воды

Связь между гидравлическими элементами потока выражается с помощью уравнений (2.18), (2.25), (2.47) и др. в зависимости от формы движения жидкости. Обращаясь к дифференциальному уравнению установившегося неравномерного движения (2.25), видим, что изменение уровня dz обусловлено многими факторами, поэтому связь между уровнями и расходами воды в общем случае является неоднозначной. Обратимся вначале к уравнениям равномерного движения (2.18) и (2.19).

Произведение $\omega \sqrt{R}$ является функцией глубины потока, а следовательно, и уровня воды H (или z). Коэффициент Шези зависит от R или $h_{\text{ср}}$ и коэффициента шероховатости n . При известной шероховатости, не изменяющейся от глубины потока, левая часть уравнения (2.18) становится функцией уровня H . Отсюда приходим к выводу о существовании функциональной зависимости между уровнем H и расходной характеристикой

$Q/\sqrt{I}$. При неизменяющемся уклоне I существует функциональная однозначная зависимость вида $H = H(Q)$. Однозначной называется такая зависимость H от Q , когда одному наблюдающемуся значению Q соответствует одно значение H . Связь между уровнем и расходом воды для данного сечения водотока, выраженная графически, называется кривой расходов воды. Кривые расходов воды широко применяют в гидравлических расчетах, например, при построении кривых подпора, в расчетах сопряжения бьефов гидротехнических сооружений, в расчетах отверстий мостов и др. Кривые $Q = Q(H)$ представляют собой важнейшую гидравлическую характеристику реч-

ного потока и положены в основу расчетов пропускной способности русел и стока воды.

В зависимости от продолжительности периода, в течение которого сохраняется однозначная связь H и Q , различают временные и многолетние кривые расходов. Ориентировочно можно считать, что срок действия первых ограничен двумя годами, вторых — более длительным периодом. Так как $Q = \omega \omega$, то кривые площадей живых сечений и средних скоростей взаимосвязаны с кривыми расходов воды. Связь между площадью водного (живого) сечения ω и уровнем H , выраженная графически, называется кривой площадей водного (живого) сечения потока.

График $\omega = \omega(H)$ строят по данным измерений глубин и нивелировки берегов выше уреза до отметок, превышающих многолетний уровень высоких вод (УВВ). Нужно учитывать, что проектные отметки поверхности воды (свободной поверхности водохранилища) после сооружения высоконапорной плотины могут быть больше отметок УВВ; в этом случае поперечные профили поймы и долины должны быть пронивелированы до отметок, превышающих проектные отметки. Кривая $\omega = \omega(H)$ характеризует морфометрию русла; в подавляющем большинстве случаев ее можно получить с точностью до 2 %.

Связь между средней скоростью потока $v = Q/\omega$ и уровнем H , выраженная графически, называется кривой средних скоростей потока. Данных для построения кривой $\omega = \omega(H)$ почти всегда бывает достаточно, в то время как кривую $v = v(H)$ часто приходится строить при ограниченном числе измерений поля скоростей.

Перечисленные кривые строят в следующей последовательности, считая от оси H , располагаемой вертикально: $Q = Q(H)$; $\omega = \omega(H)$; $v = v(H)$. Почти во всех случаях точки располагаются с некоторым рассеиванием, образуя полосы, что объясняется неизбежными погрешностями измерения расходов воды и нарушением однозначности $Q = Q(H)$.

Неоднозначной зависимостью уровней от расходов воды называется такая, при которой уровень зависит от расхода и от каких-либо других факторов, приводящих к нарушению поля скоростей и гидравлических сопротивлений, свойственных равномерному потоку. Следовательно, уравнение неоднозначной кривой расходов можно записать в общем виде $Q = Q(H, H_t)$, где H_t — параметр, который имеет различную природу и чаще всего изменяется во времени. Его действие в итоге сводится к изменению уровня и обусловлено: переходом равномерного движения в неравномерное (вследствие изменения ω по длине или воздействия сооружений на поток); переходом равномерного и неравномерного движения в неустановившееся; деформациями дна; переходом безнапорного движения в напорное и, наоборот, под влиянием ледовых явлений; зарастаемостью русла. Поскольку

многие из перечисленных факторов достаточно ярко проявляются во времени, в ряде случаев отчетливо обнаруживается переход однозначных кривых расходов в неоднозначные, и наоборот. Перечисленные факторы могут проявляться одновременно в различных сочетаниях, что осложняет зависимость H от Q .

Совместный анализ вида кривых $Q = Q(H)$, $\omega = \omega(H)$ и $v = v(H)$ по расположению опытных точек позволяет выявить природу параметра H_t . Основные типы неоднозначных кривых $Q = Q(H)$ приведены в работе [38]. Обобщая их, можно сделать вывод: в условиях подпора, ледовых явлений или развития водной растительности нижняя огибающая кривая приближенно является однозначной кривой расходов воды.

Различают искусственный подпор, создаваемый гидротехническими сооружениями, и естественный подпор, возникающий при прохождении паводочной волны на впадающих ниже притоках, намыве нижерасположенного переката, ветровых нагонах воды и пр. Искусственный подпор стабилен, если в верхнем бьефе гидросооружения поддерживается постоянный уровень. При неизменном расходе воды и в гидрометрическом створе сохраняется постоянный подпор. Если расход изменяется, изменяется и подпор в этом створе.

5.6. Аппроксимация связи уровней с расходами воды

Предложено несколько способов аппроксимации связи Q и H . В. Г. Глушков предложил формулу, выражающую однозначную связь между Q и H , в виде

$$Q = a(H + H_0)^m, \quad (5.25)$$

где H_0 — уровень воды при расходе $Q = 0$; a и m — параметры уравнения.

Уравнение (5.25) и методика расчета его параметров вошли в международный стандарт ИСО 1100. Методика вычисления H_0 , a и m заключается в построении линейной анаморфозы функции (5.25). Для этого требуется предварительно найти H_0 , что можно сделать графически и аналитически. Построив однозначную кривую $Q = Q(H)$ и экстраполируя ее графически вниз, отсчитаем на вертикальной оси при $Q = 0$ отрезок H_0 , который может быть положительным и отрицательным в зависимости от выбранной отметки нуля графика уровней. Чтобы найти H_0 аналитически, представим себе, что построены линейная и нелинейная логарифмические анаморфозы $Q = Q(H)$.

Назначим точки с координатами $(H_1 \text{ и } Q_1)$, $(H_3 \text{ и } Q_3)$ в нижней и верхней частях $Q = Q(H)$ и соответственно точки на логарифмической анаморфозе. Параметры a и m уравнения (5.25)

можно определить из условия, если произойдет слияние нелинейной анаморфозы с линейной, что выражается уравнением

$$\lg Q_2 = \frac{1}{2} (\lg Q_1 + \lg Q_3),$$

откуда

$$Q_2 = \sqrt{Q_1 Q_3}, \quad (5.26)$$

т. е. расход Q_2 получится как среднее геометрическое из расходов Q_1 и Q_3 .

Подставив в выражение (5.26) расходы по формуле (5.25), получим

$$a (H_2 + H_0)^m = \sqrt{a (H_1 + H_0)^m a (H_3 + H_0)^m},$$

или

$$(H_2 + H_0)^2 = (H_1 + H_0)(H_3 + H_0).$$

Решая это уравнение относительно H_0 , получаем

$$H_0 = \frac{H_2^2 - H_1 H_3}{H_1 + H_3 - 2H_2}. \quad (5.27)$$

Уровень H_2 отсчитываем по кривой $Q = Q(H)$ при Q_2 , подсчитанном по формуле (5.26).

Параметры a и m находят после построения линейной логарифмической анаморфозы по всем точкам измеренных расходов и уровней:

$$\lg Q = \lg a + m \lg (H + H_0). \quad (5.28)$$

Показатель m определяют как тангенс угла наклона α линии, выражаемой уравнением (5.28) к оси $\lg (H + H_0)$, а $\lg a$ — как свободный член уравнения (5.28), откуда путем потенцирования находят a .

Значения a и m можно найти аналитически, если предварительно записать два уравнения (5.25) при Q_1 и Q_3 , составить их отношение и прологарифмировать, тогда

$$m = \frac{\lg \left(\frac{Q_1}{Q_3} \right)}{\lg \left(\frac{H_1 + H_0}{H_3 + H_0} \right)},$$

и уже при известных H_0 и m

$$a = \frac{Q_1}{(H_1 + H_0)^m} = \frac{Q_3}{(H_3 + H_0)^m}.$$

В качестве итоговой проверки расчетов необходимо построить кривую $Q = Q(H)$ по уравнению (5.25) и сопоставить ее с кривой $Q = Q(H)$, построенной по измеренным расходам и уровням. Чтобы представить себе возможные значения показателя в уравнении (5.25), запишем его для двух расходов воды Q_1 и Q_3 и найдем отношение Q_3/Q_1 . Полагая a одинаковым в заданных пределах расходов воды, получаем

$$\frac{Q_3}{Q_1} = \left(\frac{H_3 + H_0}{H_1 + H_0} \right)^m.$$

Предположим, что уклоны поверхности воды при расходах Q_1 и Q_3 равны. Возведя в квадрат это уравнение, найдем

$$\left(\frac{K_3}{K_1} \right)^2 = \left(\frac{H_3 + H_0}{H_1 + H_0} \right)^{2m}, \quad (5.29)$$

получаем уравнение типа (4.126), поэтому $m \approx x/2$. Значения гидравлического показателя x приведены в п. 4.14. В качестве возможного варианта аппроксимации связи H и Q может быть использовано уравнение

$$Q = b_0 + b_1 H + b_2 H^2 + b_3 H^3, \quad (5.30)$$

в котором параметры b_0, b_1, b_2, b_3 определяются по измеренным значениям H и Q . В отличие от уравнения (5.30) уравнение (5.25) имеет непосредственную связь с уравнениями гидравлики, что, в частности видно из (2.29).

5.7. Обобщенная кривая расходов воды

В практике гидравлических и гидрологических расчетов возникает необходимость не только в построении $Q = Q(H)$ по имеющимся расходам и уровням, но в интерполяции и экстраполяции этой функции. Успеха можно достигнуть, если будет найдена такая функция гидравлических элементов потока, с помощью которой связь между уровнем (или средней глубиной) и этой функцией выразится линейно. В настоящее время уделяется большое внимание решению данной задачи путем совместного использования критериев гидродинамического подобия и гидроморфологических параметров. Существо вопроса заключается в следующем. Исследованиями В. Г. Глушкова, относящимися к 1924 г., а затем и других авторов доказано, что в размываемых руслах геометрическое подобие нарушается, в результате чего устанавливается нелинейная связь между средней глубиной потока и шириной. В. Г. Глушковым она представлена в виде [23]

$$\frac{\sqrt{B}}{h_{\text{ср}}} = \Gamma. \quad (5.31)$$

В знак признания больших заслуг Глушкова этот параметр называют гидроморфологическим параметром Глушкова. В работе [23] соотношение между $h_{\text{ср}}$ и B названо «формулой подобия поперечных сечений речных русел». Из (5.31) видно, что масштаб ширины есть квадрат масштаба глубины. Впоследствии работу Глушкова высоко оценил Великанов. Отказ от чисто геометрического подобия между лабораторным потоком (микрорекой) и натурным речным потоком привел к созданию нового способа моделирования, называемого методом натурального моделирования. Основы теории этого метода сформулированы Великановым. Руслу, формируемые потоком в лабораторных условиях на размываемых моделях, в полном смысле являются микрореками, так как и для них выполняется условие (5.31), полученное для естественных речных русел. Это дало основание принять за характерный линейный размер потока

$$\frac{h_{\text{ср}}^2}{B} = \frac{1}{\Gamma^2}. \quad (5.32)$$

Вводя в критерий гидродинамического подобия Фруда параметр Γ^{-2} , как предложено автором монографии в 1950 г., получаем

$$C_r = \frac{v^2}{g \frac{h_{\text{ср}}^2}{B}}, \quad (5.33)$$

или

$$C_r = \frac{(v\Gamma)^2}{g}. \quad (5.34)$$

Многочисленные расчеты этого параметра для различных рек были выполнены автором в 1947—1949 гг. Было обнаружено его непостоянство. Исследования параметра C_r были возобновлены более чем через 10 лет. Результаты подсчета C_r для р. Тверцы были опубликованы в 1963 г., а затем в 1967 г. для Каракумского канала. После в печати появилось немало аналогичных работ. Отметим, что в настоящее время параметр C_r стали использовать в качестве критерия устойчивости русел рек и каналов, что придало ему большую практическую весомость в речной гидравлике. Учитывая это, рассмотрим некоторые следствия, которые вытекают из анализа параметра C_r . Первоначально параметр C_r был записан в виде (5.33). Представляется, что более общей формой его записи должна быть следующая:

$$C_r = \frac{\alpha v^2}{g \frac{h_{\text{ср}}^2}{B}}, \quad (5.35)$$

так как обычное число Фруда следует принимать как $Fr = \alpha v^2 / gh_{cp}$, где α — коэффициент Кориолиса. Однако в литературе по гидравлике число Фруда часто записывается при $\alpha = 1$. Это означает, что удельная кинетическая энергия турбулентного потока занижается. Напомним, что в уравнение неравномерного движения жидкости входит число Фруда с $\alpha > 1$. Поэтому возникает вопрос о целесообразности принятия более общей формы записи параметра C_r , т. е. согласно (5.35). Однако возможен и другой методический прием оценки C_r . Вычисляя C_r по (5.33), надо иметь в виду, что в C_r включено в неявном виде и влияние α . Там, где α меняется в небольших пределах, его влияние не скажется заметно на колебаниях C_r . Но если колебания α значительные, то неучет α в соответствии с (5.33) искусственно повысит вариации C_r . Чтобы учесть влияние плотности наносов, К. В. Гришанин предложил ввести в (5.33) в виде произведения $(\rho_n/\rho) - 1$, где ρ_n — плотность наносов; ρ — плотность воды. Но так как эта величина очень близка к постоянной (1.65), то в своих последующих работах он ее не учитывает.

Запишем уравнение (5.35) в виде

$$C_r = \frac{\alpha v^2}{g h_{cp}} \frac{B}{h_{cp}} = Fr \frac{B}{h_{cp}} = \frac{Fr}{\alpha_B}, \quad (5.36)$$

откуда следует, что зависимость между обычным числом Фруда $Fr = \alpha v^2 / gh_{cp}$ и отношением B/h_{cp} обратная, где $\alpha_B = h_{cp}/B$. Имеется различие в истолковании гидравлической сущности параметра C_r . При движении потоков в неразмываемых руслах C_r есть инвариант подобия, представляющий собой произведение числа Фруда на параметр геометрического подобия B/h_{cp} . Основываясь на идеях В. Г. Глушкова, М. А. Великанова и др., можно считать, что при переходе от неразмываемых русел к размываемым инвариант подобия переходит в критерий динамического подобия, так как величина B/h_{cp} в размываемых руслах не может быть задана. Она есть результат взаимодействия потока и русла. Некоторые авторы [26 и др.] считают, что C_r во всех случаях есть инвариант подобия. Надо отметить, что наличие разных точек зрения на истолкование параметра C_r не повлияло на методику исследования C_r и практическое использование C_r .

Введя в выражение (5.35) $v = Q/\omega$, получим

$$C_r = \frac{\alpha Q^2}{g B h_{cp}^4}, \quad (5.37)$$

откуда

$$Q = \left(\frac{C_r}{\alpha} \right)^{0.5} (gB)^{0.5} h_{cp}^2 \quad (5.38)$$

или

$$h_{cp} = M_r \frac{Q^{0,5}}{(gB)^{0,25}}, \quad (5.39)$$

где

$$M_r = \left(\frac{\alpha}{C_r} \right)^{0,25}. \quad (5.40)$$

При $\alpha = 1$ $M_r = C_r^{-0,25}$. Совершенно очевидно, что нет никакой разницы по существу между параметрами C_r и M_r . Связь между ними чисто алгебраическая, обусловленная тем, что в формуле для средней глубины (5.39) и в других удобнее писать M_r . Отметим, что C_r , вычисленные по формуле (5.35) при $\alpha = 1$, содержат в неявном виде α . Также и M_r , вычисленные из формулы (5.39), включает в неявном виде α . Все имеющиеся подсчеты M_r фактически выполнены по такой методике. Следовательно, в дальнейшем предстоит внести коррективы в C_r и M_r за счет влияния коэффициента Кориолиса.

Предположим, что при $M_r = 1$ $Q = Q_m$. Тогда в соответствии с формулой (5.39) получим

$$Q_m = (gB)^{0,5} h_{cp}^2. \quad (5.41)$$

Расход Q_m назовем морфологическим расходом как зависящим только от морфологических элементов живого сечения. Из формулы (5.37) найдем

$$Q = \left(\frac{C_r}{\alpha} \right)^{0,5} Q_m, \quad (5.42)$$

а из формулы (5.39)

$$M_r = \sqrt{\frac{Q_m}{Q}}. \quad (5.43)$$

Величина Q_m/Q может быть названа относительным морфологическим расходом. Разделив Q_m на площадь живого сечения, получим некоторую скорость, которую можно назвать морфологической скоростью. Пользуясь формулой (5.41), найдем

$$v_m = \frac{Q_m}{\omega} = \frac{Q_m}{h_{cp}B} = \left(\frac{g}{B} \right)^{0,5} h_{cp}. \quad (5.44)$$

Поделив v_m на динамическую скорость $v_* = \sqrt{gh_{cp}I}$, получим выражение для относительной морфологической скорости

$$\frac{v_m}{v_*} = \sqrt{\frac{h_{cp}}{BI}} = \sqrt{\frac{\alpha_B}{I}}. \quad (5.45)$$

Из формул (5.42) и (5.43) видно, что зависимость, построенная в координатах Q и Q_m , должна быть линейной. Отсюда следует, что введение в речную гидравлику нового параметра, согласно (5.33), привело к важным последствиям. Оказалось, что для линейризации связи между гидравлическими элементами потока достаточно отложить по одной оси Q , а по другой $Q_m = (gB)^{0,5} h_{cp}^2$. Возможен и другой равнозначный вариант построения аналогичной зависимости на основе формулы (5.39). Введем следующее обозначение:

$$h_m = \frac{Q^{0,5}}{(gB)^{0,25}}. \quad (5.46)$$

Видно, что h_m имеет размерность длины и по существу является некоторой глубиной потока. Назовем ее морфологической глубиной. Следовательно, связь между h_{cp} и h_m должна быть линейной, а именно

$$h_{cp} = M_\Gamma h_m. \quad (5.47)$$

Отношение h_{cp}/h_m может быть названо относительной глубиной.

Для перехода к обычной кривой расходов, т. е. в форме $Q = Q(H)$, необходимо предварительно построить график $h_{cp} = h_{cp}(H)$.

График функции $Q = Q(Q_m)$ назовем обобщенной кривой расходов воды. График функции $h_{cp} = h_{cp}(h_m)$ можно назвать обобщенной кривой средних глубин потока. Надо иметь в виду, что графики указанных функций могут быть и нелинейными ввиду сложности движения воды в речных руслах. В этом и заключается идея способа построения кривой расходов воды, основанная на использовании параметра C_Γ или M_Γ . Кривую $Q = Q(Q_m)$ Гришанин назвал универсальной кривой расходов для рек с мелкозернистыми донными грунтами.

Сравнивая формулу (2.17) с формулой (5.38), получаем

$$\left(\frac{C_\Gamma}{\alpha}\right)^{0,5} (gB)^{0,5} h_{cp} = \beta_* C \omega \sqrt{h_{cp} I},$$

откуда

$$C = \frac{1}{\beta_*} \sqrt{\frac{g C_\Gamma^{\alpha_B}}{\alpha I}} = \frac{1}{\beta_* M_\Gamma^2} \sqrt{\frac{g^{\alpha_B}}{I}}. \quad (5.48)$$

Следовательно, с увеличением уклона I коэффициент Шези убывает, что нашло подтверждение по натурным данным, но с меньшим показателем при уклоне (см. п. 5.3).

5.8. Параметры уравнения обобщенной кривой расходов воды

Рассматривая параметры C_T и M_T , видно, что основным параметром надо считать параметр C_T , определяемый по формуле (5.35). Когда же записывается формула для расхода воды (5.38), возникает необходимость использования параметра $C_T^{0,5}$, а при записи формулы для средней глубины, получающейся из (5.38), введено обозначение $C_T^{-0,25} = M_T$. В последние годы появилось немало работ, посвященных анализу параметра M_T . Кажется бы, что не имеет принципиального значения, какой вычислять параметр C_T , $C_T^{0,5}$ или $C_T^{-0,25}$, поскольку связь между ними чисто алгебраическая. Однако при исследовании этих параметров вычисления желательно начинать с C_T , так как C_T лучше реагирует на изменения гидравлических элементов потока. Многочисленными подсчетами показано, что параметр C_T , а следовательно, и M_T — переменные величины. Можно считать установленным, что M_T для рек и земляных каналов изменяется в пределах 0,25—1,75, но если учитывать всю амплитуду колебаний M_T с учетом сравнительно редких наблюдающихся M_T , то колебания M_T составят 0,2—2,0. Значения C_T , соответствующие $M_T = 0,25 \div 1,75$, составляют $C_T \approx 250 \div 0,1$. В имеющейся литературе даны главным образом значения M_T . Мы не будем приводить отдельные значения M_T . Рассмотрим только те работы, в которых сделаны попытки выявить причины колебаний M_T . Представляется важным рассмотреть влияние гидравлических сопротивлений на параметр M_T . С этой целью по многочисленным гидравлическим данным была проанализирована функция вида $M_T = M_T(C^*)$. Первоначально такие связи были исследованы для Каракумского канала и р. Амударьи. Оказалось, что M_T убывает с возрастанием C^* , но кривая $M_T = M_T(C^*)$ для Каракумского канала расположилась выше такой же кривой для р. Амударьи. Например, при $C^* = 15$ $M_T \approx 1,25$ для Каракумского канала и $M_T \approx 0,50$ для р. Амударьи. Для Каракумского канала были рассмотрены интегральные кривые распределения параметров C_T и M_T в сопоставлении с некоторыми другими гидроморфологическими параметрами [6]. Были также построены кривые $M_T = M_T(C^*)$ для каналов Клычниязбай и Шават. Характер кривых остался такой же, при $C^* = 15$ $M_T \approx 1,05$. Исследование связи M_T с C^* было продолжено по обширным гидравлическим данным для рек Восточной Сибири. Кафедра водного транспорта леса Сибирского технологического института выполнила измерения на реках Восточной Сибири (Красноярский край, Иркутская область, Читинская область, Бурятская АССР, Тувинская АССР). Кроме того, были использованы материалы Гидрологических ежегодников по вышеуказанным районам за ряд лет. В частности, для подсчета M_T были использованы

материалы гидрологических наблюдений за 1945—1975 гг. На многих участках рек были проведены повторные наблюдения с целью установления характера изменения величины M_T по годам. Всего было подсчитано 5746 значений M_T , из них 744 для скальных участков рек и 5002 для аллювиальных. Наблюдениями было охвачено ~ 80 рек Восточной Сибири. Расход воды Q в этих реках изменялся от 0,30 до 5000 м³/с, глубина потока h_{cp} — от 0,16 до 7,5 м, а медианная крупность донных наносов d_{50} — от 4 до 300 см. Верхний предел крупности донных наносов относится к скальным участкам рек. Наблюдения проводились в основном на прямолинейных или слабоискривленных участках рек как в меженный период, так и при прохождении паводков. Полученная информация обрабатывалась на ЭВМ Минск-22 и Минск-32.

Для отыскания осредненного значения критерия M_T были построены графики в координатах h_{cp} и $Q^{1/2}/(gB)^{1/4}$ соответственно для аллювиальных и скальных участков рек. Анализ этих графиков показывает, что в качестве осредненного значения можно принять для аллювиальных участков сибирских рек $M_T \approx 0,60$, а для скальных участков рек $M_T \approx 0,50$.

Для аллювиальных участков рек параметр M_T изменяется от 0,4 до 0,8, а для скальных участков рек — от 0,3 до 0,7. Это дает основание предполагать, что на параметр M_T оказывают влияние дополнительные факторы и в первую очередь гидравлические сопротивления. С целью изучения такого влияния были построены применительно к аллювиальным участкам сибирских рек график зависимости $M_T = M_T(C^*)$.

Аппроксимирующее уравнение имеет вид [46]

$$M_T = \frac{0,85}{(C^*)^{0,18}}. \quad (5.49)$$

Формула справедлива в диапазоне C^* от 1,6 до 34. Ю. А. Ибад-Заде [58] определил значение M_T для девяти каналов при расходах воды от 1,22 до 112 м³/с. Оказалось, что M_T изменяется от 0,72 до 2,06.

Как видим, непостоянство M_T убедительно доказано, однако для некоторых условий движения в реках и каналах M_T может изменяться в небольших пределах. Так, по данным К. В. Гришанина [26] для устойчивых участков рек с мелкозернистыми грунтами в донных наносах $M_T = 0,90$. Учитывая возможные ошибки определения гидравлических элементов потока, можно принять для этих условий $M_T \approx 1,0$, следовательно, пропускную способность русла можно приблизительно рассчитать по формуле

$$Q = Q_m = (gB)^{0,5} h_{cp}^2,$$

что представляет практический интерес. При $M_r \neq 1,0$ пропускная способность русла равна

$$Q = \frac{1}{M_r^2} Q_m = C_r^{0,5} Q_m. \quad (5.50)$$

Для рек с галечно-валунными донными наносами Гришанин получил $M_r \approx 0,53$, что удовлетворительно согласуется со значениями M_r , полученными авторами работы [46] для потоков с каменистыми руслами.

Зависимость (5.50), являющаяся непосредственным следствием формулы (5.35), была использована автором статьи [9] для описания типов руслового процесса. В результате предложено:

для участков рек с русловой и пойменной многорукавностью

$$Q = 6,80 Q_m^{0,87}, \quad (5.51)$$

для русел рек с незавершенным меандрированием

$$Q = 4,75 Q_m^{0,87}. \quad (5.52)$$

К сожалению, размерность формул оказалась нарушенной, так как морфологический расход Q_m в правую часть уравнений входит в степени, отличной от единицы. Если все же принять показатель степени вместо 0,87 за единицу, то получим соответственно из (5.51) и (5.52) $C_r^{0,5} \approx 6,80$ и $C_r^{0,5} \approx 4,75$, что заметно больше $C_r^{0,5} = 1/M_r^2 = 1/(0,9)^2 = 1,24$ для прямых участков рек с мелкозернистыми донными наносами.

Из сопоставления формул (5.51) и (5.52) при одинаковых Q_m следует вывод: участки русел с русловой и пойменной многорукавностью отличаются большей пропускной способностью в 1,4 раза по сравнению с руслами с незавершенным меандрированием. Это говорит о том, что меандрированием рек обуславливаются большие дополнительные гидравлические сопротивления, хотя нельзя не отметить, что многорукавность также является причиной повышения сопротивлений. Как известно, работа по типизации русловых процессов в свете гидроморфологической теории в основном завершена в ГГИ. Следует пожелать, чтобы получили развитие исследования пропускной способности русел с учетом их типизации.

На величину M_r влияет крупность донных наносов. К. В. Гришанин получил следующее приближенное уравнение по натурным данным [26]:

$$M_r = 0,15 \lg \frac{1000 h_{cp}}{d_{cp}}, \quad (5.53)$$

справедливое при $h_{cp}/d_{50} < 200$.

Авторы работы [46] предложили формулу такого же вида, но с несколько другим значением коэффициента

$$M_r = 0,13 \lg \frac{1000h_{cp}}{d_{50}}, \quad (5.54)$$

справедливую при $h_{cp}/d_{50} < 50$.

Из формулы (5.48) и (5.49) следует, что M_r убывает с возрастанием C . Из формул (5.53) и (5.54) видно, что M_r возрастает с увеличением относительной гладкости. Так как C увеличивается с ростом относительной гладкости, то возникает впечатление о некоторой противоречивости в оценке M_r с помощью коэффициента C и относительной гладкости русла. По-видимому, на данной стадии исследования следует принять за основу формулу (5.49), так как C определяется по натурным данным с большей точностью, чем d_{50} . Кроме того, величиной C учитывается микрошероховатость и макрошероховатость русла. Обратную связь между M_r и C можно выявить другим путем. По гидрометрическим данным для р. Амударьи получена приближенная формула (А. М. Мухамедов и др.)

$$M_r = \frac{0,82}{D^{0,25}}, \quad (5.55)$$

где D — относительный дефицит средней скорости потока, определяемый по формуле (3.64).

Аналогичная формула предложена Д. А. Мамедовым и Р. А. Бабаевым для р. Куры

$$M_r = \frac{0,77}{D^{0,50}}. \quad (5.56)$$

В соответствии с формулой (3.67) D увеличивается с ростом C , поэтому связь между M_r и C , согласно формулам (5.55) и (5.56), обратная, что является косвенным дополнительным подтверждением формулы (5.49). Я. И. Каганов [61] провел измерения на обвалованном участке р. Быстрицы (Львовская область). Русло реки умеренно извилистое с гравийно-галечными донными наносами. В результате получено $M_r \approx 0,4$. В этой же статье дано обобщение значений M_r в форме

$$\frac{\sqrt{Bd_{cp}}}{h_{cp}} = \frac{0,44}{M_r^{1,86}}, \quad (5.57)$$

где d_{cp} — средняя крупность донных наносов.

К сожалению, автор не привел гидравлические характеристики водотоков и данные о крупностях наносов. Формулу (5.57)

перепишем, округлив значения параметров и выделив в левой части относительную шероховатость

$$\sqrt{\frac{B}{h_{cp}} \frac{d_{cp}}{h_{cp}}} \approx \frac{0,50}{M_r^2},$$

откуда

$$M = 0,7 \left(\frac{B}{h_{cp}} \right)^{-0,25} \left(\frac{h_{cp}}{d_{cp}} \right)^{0,25}.$$

Следовательно, чем больше относительная ширина русла B/h_{cp} , тем меньше M_r . Это очевидно из рассмотрения структуры параметров C_r и M_r . Графическое представление связи M_r от B/h_{cp} оказалось полезным, что доказано Э. А. Асадулаевой, Х. Ш. Шапиро и Т. А. Алиевым. Эти авторы составили график зависимости M_r от B/h_{cp} по многочисленным данным для Каракумского канала, канала Ташсока, р. Б. Егорлык, оросительных каналов Азербайджанской ССР, р. Амударьи. Эта зависимость приведена на рис. 5.3, где дано среднее положение линии и огибающие больше-то числа опытных точек. Кривая удобна для обозрения возможных изменений M_r . Верхнее положение кривых ограничено значением $M_r = 1,8$, нижнее — значением $B/h_{cp} = 300$. Можно было бы построить интегральную кривую распределения M_r , но приведенная кривая для анализа измерений M_r оказалась более удачной по следующей причине. На кривой прослеживается группировка точек, хотя и не вполне четкая, позволяющая сделать вывод: значения $M_r > 1,0$ соответствуют связным грунтам, а значения $M_r < 1$ — несвязным грунтам. Дальнейшее исследование параметров C_r и M_r представляет интерес главным образом по двум причинам. Зная C_r или M_r , легко рассчитать пропускную способность русла по формуле (5.50). В ряде работ [26 и др.] M_r используется для оценки

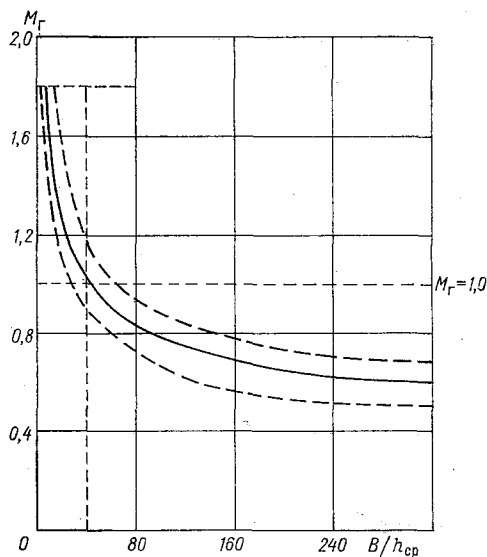


Рис. 5.3. Изменение M_r в зависимости от относительной ширины водотока.

динамической устойчивости русла. Обозначая минимальные и максимальные значения M_r через $M_{r. \min}$ и $M_{r. \max}$, при которых нарушается устойчивость русла, получаем: $M_{r. \min} \leq M_r \leq M_{r. \max}$.

Считается, что если $M_r > M_{r. \max}$, то поток имеет пониженную транспортирующую способность, что может привести к заиливанию русла. При $M_r < M_{r. \min}$ поток отличается повышенной транспортирующей способностью, что может вызвать размывы дна. Разности $M_{r. \max} - M_r$ и $M_r - M_{r. \min}$ не следует отождествлять с погрешностями определения M_r , так как они должны характеризовать развитие процесса взаимодействия потока и русла, приводящего к нарушению динамической устойчивости [44]. Структура параметра M_r (а следовательно и C_r) Гришаниным [26] получена из теоретических соображений при анализе квазиравномерных потоков, т. е. потоков, у которых уклон дна и уклон свободной поверхности равны и связь между уровнями и расходами воды однозначная.

Учитывая (2.8), формулу (5.36) запишем в виде

$$C_r = (C^*)^2 I \frac{B}{h_{cp}}.$$

Так как связь между C^* и λ выражается формулой (2.6), то C_r представим в виде

$$C_r = \frac{8}{\lambda} I \frac{B}{h_{cp}}. \quad (5.58)$$

При анализе движения воды в криволинейных руслах и при исследовании речных потоков на напорных моделях в ряде литературных источников упоминается критерий (здесь обозначен через C'_r)

$$C'_r = \lambda \frac{B}{h_{cp}}. \quad (5.59)$$

Видно, что λ в (5.58) и (5.59) входит различным образом. В этой связи интересно следующее преобразование. В (5.59) подставим λ , согласно формуле (2.9), в результате получим

$$C'_r = \frac{8I}{Fr} \frac{B}{h_{cp}}.$$

При $R \approx h_{cp}$ и с учетом выражения для Fr найдем

$$C'_r = \frac{8I}{v^2} gB.$$

В п. 1.4 было использовано число Фруда, в котором за характерный размер принята ширина потока B , т. е. $Fr_B = v^2/gB$. Поэтому последнее выражение принимает вид

$$C'_r = \frac{8I}{Fr_B}. \quad (5.60)$$

Следовательно, сторонники использования при гидравлическом моделировании критерия C'_r по существу переходят на моделирование потоков только по числу Fr_B (при равенстве уклонов на модели и в натуре). Иногда в (5.59) вместо λ принимается $\sqrt{\lambda}$ [63], тогда получается критерий

$$C''_r = \sqrt{\frac{8I}{Fr_B}} \sqrt{\frac{B}{h_{cp}}},$$

т. е. в нем сохраняется отношение B/h_{cp} . Чувствуя некоторую противоречивость в методике использования параметров C'_r и C''_r , ряд авторов даже не упоминают об этом.

В работе [129] для 11 рек (28 гидростворов) восточной Польши получены колебания критерия M_r от 0,68 до 2,13 при среднем его значении 1,13.

5.9. Методы оценки влияния формы живого сечения на пропускную способность русел

Вопрос о влиянии формы живого сечения на пропускную способность русел в общей форме рассмотрен в п. 2.1. Предложено оценивать форму живого сечения с помощью параметра β_* , определяемого по формулам (2.15), (2.20) или (2.22). Параметр β_* , определяемый по формуле (2.22), входит в ряд формул, вывод которых дан в п. 3.6. Параметр β_* для правильных сложных и несложных живых сечений подсчитан теоретически [44]. Для расчета пропускной способности русел сложной формы его необходимо предварительно разделить на фрагменты в виде несложных живых сечений или на такие фрагменты, которые могут быть схематизированы в виде прямоугольных, трапециевидальных или криволинейных живых сечений.

Для прямоугольного сечения $\beta_* = 1,0$, для треугольного $\beta_* = 1,13$, для параболического $\beta_* = 1,08$. Для трапециевидального несимметричного сечения (вывод опускаем)

$$\beta_* = \frac{1 - \frac{6}{5} \bar{m} \frac{h}{B}}{\left(1 - \bar{m} \frac{h}{B}\right)^{3/2}}, \quad (5.61)$$

где $\bar{m} = 0,5(m_1 + m_2)$; m_1, m_2 — коэффициенты откосов.

Для сопоставления пропускных способностей треугольного и параболического русел при одинаковых коэффициентах шероховатости n и отношениях $B/h_{\max}$ необходимо подсчитать их расходные характеристики K . Для треугольного русла

$$K_T = \frac{1,13}{n} B \left(\frac{h_{\max}}{2} \right)^{1,5+y},$$

для параболического русла

$$K_P = \frac{1,08}{n} B \left(\frac{2h_{\max}}{3} \right)^{1,5+y}.$$

Зададимся для примера высоким значением $y = 0,5$, тогда получим $K_P/K_T = 1,7$.

Для живых сечений, не поддающихся схематизации, β_* определяется с помощью построения эпюры $h^{3/2}(b)$, определения площади, ограниченной эпюрой, и делением ее на

$$h_{cp}^{3/2} B = \omega \sqrt{h_{cp}}.$$

Для приближенных подсчетов может быть использована формула [44]

$$\beta_* = (2 - \alpha_h)^p, \quad (5.62)$$

где $p = 1,1 - 1,3\alpha_h + 0,2\alpha_h^3$; α_h — отношение средней глубины к наибольшей.

Желательно, чтобы формулы вида (5.62) были получены для участков рек или отдельных рек в соответствии с типизацией русловых процессов. Это дает возможность повысить точность расчета β_* в зависимости от параметра α_h .

Для среднего и нижнего течения р. Амударьи Т. Жураев [55] предложил определять параметр p по формуле

$$p = 1,0 - 1,6\alpha_h + 0,6\alpha_h^3.$$

Значения β_* по двум формулам приведены в табл. 5.4. Для р. Амударьи значения β_* оказались меньше за счет активного руслоформирования, приводящего к выравниванию глубин в живом сечении.

Обратим внимание на то, что в работе [44] параметр β_* был рассчитан с учетом средней скорости на вертикали $u_v = C_v \sqrt{hI}$, т. е. в формулу вводились глубины на вертикалях. Следовательно, β_* в соответствии с (2.16) есть отношение расхода воды Q к расходу, равному

$$Q_h^* = \frac{h_{cp}^y}{n} \omega \sqrt{h_{cp}I}.$$

Таблица 5.4

Значения β_*

Формула	α_h					
	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
Общая	1,47	1,39	1,32	1,26	1,21	1,17
Для р. Амударьи	1,36	1,27	1,19	1,14	1,10	1,07

Формула	α_h					
	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	1,00
Общая	1,13	1,10	1,07	1,04	1,02	1,00
Для р. Амударьи	1,05	1,04	1,03	1,02	1,01	1,00

В монографии [123] аналогичное решение дано при введении в формулу для скорости на вертикали (точнее, для элементарной площадки $h db$) локального гидравлического радиуса. Напомним, что ранее локальный гидравлический радиус R' был определен как отношение элементарной площади, ограниченной линиями градиентов скоростей (рис. 3.1), к элементарной длине смоченного периметра. В данном случае [123] элементарные площади располагаются вертикально, поэтому локальный гидравлический радиус равен

$$R' = \frac{h db}{\sqrt{(db)^2 + (dh)^2}}, \quad (5.63)$$

или

$$R' = \frac{h}{\sqrt{1 + \left(\frac{dh}{db}\right)^2}}. \quad (5.64)$$

Средняя скорость для элементарной площади равна

$$u'_b = C'_b \sqrt{R'I} = \frac{1}{n} (R')^y \sqrt{R'I}. \quad (5.65)$$

В выражение для расхода воды

$$Q = \int_0^B u'_b h db$$

подставим u'_B по формуле (5.65) и R' по формуле (5.64). В результате получим

$$Q = \frac{I^{0,5}}{n} \int_0^B \frac{h^{y+1,5} db}{\left[1 + \left(\frac{dh}{db}\right)^2\right]^{0,5(y+0,5)}}. \quad (5.66)$$

В выражение для расхода $Q_R = c\omega \sqrt{RI}$, т. е. в его обычном виде, подставим

$$\omega = \int_0^B h db \quad \text{и} \quad \chi = \int_0^B \sqrt{1 + \left(\frac{dh}{db}\right)^2} db.$$

В результате получим

$$Q_R = \frac{I^{0,5}}{n} \frac{\left[\int_0^B h db\right]^{y+1,5}}{\left\{\int_0^B \left[1 + \left(\frac{dh}{db}\right)^2\right]^{0,5} db\right\}^{y+0,5}}. \quad (5.67)$$

Отношение расходов Q/Q_R по своему смыслу также представляет собой параметр формы β_* , но подсчитанный с использованием гидравлических радиусов — локального и для всего потока (в [123] рассматривается Q_R/Q). И. А. Шеренков определил отношение Q_R/Q для параболических русел при различных отношениях $B/h_{\max}$ исходя из уравнений (5.66) и (5.67). Уравнение параболы принято в виде $b^2 = 2ph$ при $p = 0,2$. Показатель y принят равным $1/6$. Оказалось, что Q_R/Q возрастает с увеличением $B/h_{\max}$. Для сопоставления результатов этого подсчета с величинами β_* удобнее использовать отношение Q/Q_R , что и сделано. С увеличением $B/h_{\max}$ Q/Q_R уменьшается и при $B/h_{\max} > 8$ становится примерно равным 1,11, т. е. близким к установленному для параболических русел [33]. Следовательно, введение в расчет локальных гидравлических радиусов делает переменным параметр формы для нешироких параболических русел. Вопрос этот нуждается в дальнейшем уточнении и развитии.

5.10. Расчет пропускной способности русел с учетом кинематического эффекта потока

Качественное описание явления кинематического эффекта безнапорного потока дано в п. 4.7. Интерес к исследованию этого явления возрастает как в СССР, так и за рубежом. Анализ и обобщение результатов исследований в данной области даны в монографии Железнякова [44] и Барышникова [12].

Здесь мы хотели бы обратить внимание читателей на те работы, которые опубликованы в последнее время и поэтому не нашли отражения в указанных монографиях. Активно продолжались исследования в Ленинградском гидрометеорологическом институте (ЛГМИ), в Сибирском технологическом институте (СТИ) и в других институтах.

В ЛГМИ завершена работа по типизации взаимодействия руслового и пойменного потоков, что внесло определенную систему в изучение явления кинематического эффекта в руслах рек с поймами. Для работ ЛГМИ характерно широкое привле-

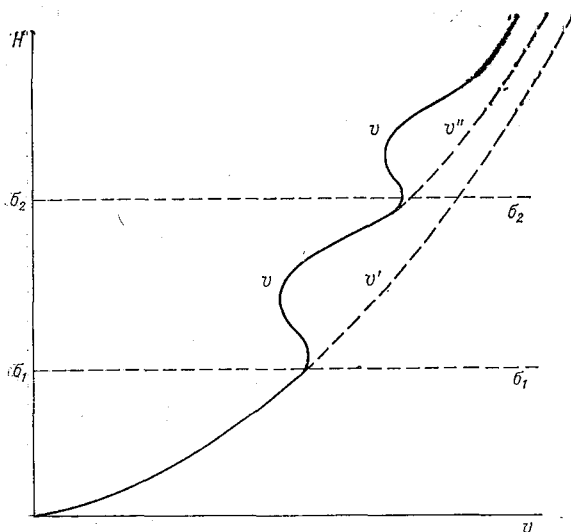


Рис. 5.4. К пояснению сущности двойного кинематического эффекта потока.

чение натурных данных для рек с различными гидрологическими условиями [12, 13 и др.].

Исследования А. Л. Радюка завершились созданием способа расчета пропускной способности русел с переменным гидравлическим сопротивлением по длине смоченного периметра [98, 100 и др.]. Результаты исследования нашли применение при регулировании русел каменистых участков рек (определения габаритов прорезей и расчисток).

Интересна постановка задачи об исследовании двойного (или даже тройного) кинематического эффекта, который возникает в руслах сложной формы (рис. 5.4). Опыт рассмотрения такой задачи имеется в МИИТ. На одной из рек был обнаружен двойной кинематический эффект по данным гидрометрических измерений. А. Л. Радюк изучил кинематические эффекты в русле,

которое состояло из прорези (полосы расчистки от крупных камней), основного каменистого русла и каменистой поймы. Было обнаружено существование двойного кинематического эффекта, который был назван кинематическим эффектом с двойным торможением [98].

Двойной кинематический эффект в общем виде можно пояснить с помощью рис. 5.4, на котором показано изменение средней скорости потока v по мере повышения уровня H и положения бровок b_1b_1 — первого русла (считая снизу) и b_2b_2 — второго русла, которое по отношению к первому руслу является поймой. Штриховыми линиями показаны скорости v' и v'' при отсутствии взаимодействия потоков. Изучение этого вопроса пока находится на стадии постановки задачи.

Кривая средних скоростей такого сложного вида может быть и при отсутствии двойной поймы. Если шероховатость дважды резко изменяется по длине плавного смоченного периметра, то кривая $v = v(H)$ может получиться такого же вида. Следовательно, если на кривых $v = v(H)$ для рек и каналов получается сложное расположение точек, то не следует проявлять поспешность в объяснении разброса точек за счет неточности гидрометрических работ. Представляет интерес исследование кинематического эффекта в аэродинамической трубе с крестообразной формой поперечного сечения, выполненное В. Е. Коротковым в Чувашском государственном университете имени И. Н. Ульянова. Эта первая работа, в которой было изучено данное явление в напорном воздушном потоке. Крестообразная форма сечения потока принята потому, что по отношению к плоскости симметрии получаем два потока, имеющих схематизированные прямоугольные русла и пойму. В. Е. Коротков [72] обнаружил кинематический эффект в напорном потоке (в данном случае воздушном).

Исследование взаимодействия руслового и пойменного потоков при меандрирующем русле выполнил В. Г. Саликов при консультации М. А. Михалева (ЛПИ). В работе уделено большое внимание моделированию кинематического эффекта потока. Установлено, что выход потока на пойму обуславливает интенсивное наращивание перекаатов, что способствует снижению пропускной способности русла. Из числа работ, выполненных в последнее время за рубежом, отметим работы авторов из Северной Ирландии [130, 131].

Не имея возможности в настоящей монографии подробно обсуждать эту проблему, изложим лишь два способа расчета пропускной способности русел с учетом кинематического эффекта потока.

Для расхода воды в руслах со сложным живым сечением автор [44] предложил общее выражение в виде

$$Q = Q_p' + Q_n - (K_p - K_n) Q_b, \quad (5.68)$$

где Q — общий (суммарный) расход воды в русле сложной формы; Q'_p , $Q'_п$ — расходы воды соответственно в русле и пойме, вычисленные без учета взаимодействия потоков; $Q_б$ — расход воды в русле при заполнении его до бровок; K_p , $K_п$ — параметры кинематического эффекта соответственно для русла и поймы.

Параметр K_p учитывает уменьшение расхода в русле, а $K_п$ — увеличение расхода в пойме. В общем случае $K_p > K_п$. При $K_p = 0$ и $K_п = 0$ взаимодействие отсутствует или очень незначительно. При $K_p \approx K_п$ уменьшение расхода в русле должно компенсироваться увеличением расхода в пойме. Это нереальный или очень редкий случай.

Принимаем, что $R \approx h_{cp}$, где R — гидравлический радиус, h_{cp} — средняя глубина потока; в уравнение вводим коэффициент формы живого сечения β_* , учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока. Способы вычисления β_* изложены в п. 5.9.

Расчетное уравнение (5.68) при равномерном движении или близком к нему записывается в виде

$$Q = \beta_{*p} C_p \omega_p \sqrt{h_{p, cp} I} + \beta_{*п} C_п \omega_п \sqrt{h_{п, cp} I} - (K_p - K_п) Q_б, \quad (5.69)$$

где I — уклон поверхности воды, принимаемый одинаковым для руслового и пойменного потоков, т. е. $I_p = I_п = I$; C_p , $C_п$ — коэффициенты Шези соответственно для русла и поймы; ω_p , $\omega_п$ — площади живых сечений соответственно для русла и поймы.

При расчете Q'_p выше бровок русла ширина потока принимается равной $B_б$, т. е. ширине потока между бровками, а коэффициент шероховатости равен $n = n_б$. Расход $Q_б$ рассчитывается по формуле

$$Q_б = \beta_{*б} C_{бв} \omega_{бв} \sqrt{h_{б, cp} I}. \quad (5.70)$$

При наличии кривой расходов $Q = Q(H)$ при H несколько выше $H_б$ $Q_б$ следует определить по кривой расходов. Далее необходимо вычислить коэффициент шероховатости $n_б$ и распространить его за пределы уровней $H > H_б$, т. е. принять $n_p = n_б$ и использовать его для вычисления Q'_p при $Q'_p > Q_б$. Коэффициент шероховатости для поймы $n_п$ принимается по известным таблицам. Но при наличии хотя бы ограниченных гидрометрических данных о расходах воды и уклонах в пойме коэффициент $n_п$ следует вычислять. Коэффициент Шези C определяется по формуле (4.50). В эту формулу подставляется соответственно n_p или $n_п$ и получается C_p или $C_п$.

В МИИТ в последнее десятилетие продолжались исследования кинематического эффекта на размываемых и неразмываемых моделях русла.

Для того чтобы воспользоваться уравнением (5.69), необходимо знать параметры K_p и K_{Π} . Некоторые результаты их определения по данным экспериментов приведены в работе [44]. В МИИТ Н. М. Новикова обобщила почти все выполненные в СССР эксперименты в данной области с целью создания способа определения параметров K_p и K_{Π} . Не были использованы только опыты Радиока как имеющие специфическую направленность (регулирование каменистых русел и рек на порогах). Не были использованы также опыты В. Г. Саликова, так как они были завершены после того, как указанное исследование в МИИТ уже было закончено.

Обобщение данных для изучения кинематического эффекта представляет собой сложную задачу, так как многие факторы влияют на кинематическую структуру потока при выходе его из основного русла на пойму. Вместе с тем условия проведения экспериментов у разных авторов, их методика и точность сильно отличаются.

Параметры K_p и K_{Π} определялись по формулам:

$$K_p = \frac{Q'_p - Q_p}{Q_6},$$

$$K_{\Pi} = \frac{Q_{\Pi} - Q'_{\Pi}}{Q_6}.$$

Расходы Q_p и Q_{Π} представляют собой опытные величины. Методика их определения заключалась в подсчете расхода в русле и пойме методами гидрометрии, т. е. с использованием эпюры расходов воды на вертикалях. Контролем правильности подсчетов является равенство $Q_p + Q_{\Pi} = Q$, где Q — расход, измеренный объемным способом или с помощью водослива. Методика определения Q'_p и Q'_{Π} разная. Наиболее точный способ определения Q'_p и Q'_{Π} заключается в изоляции потоков с помощью стеклянной стенки, устанавливаемой на бровке русла (предложено в ЛГМИ). В этом случае Q'_p и Q'_{Π} определяются методами гидрометрии. Если русло размываемое, то для определения Q'_p выше отметок поймы, по предложению Новиковой, измеряются скорости в русле того же поперечного сечения, имеющем отметку бровки выше отметки предполагаемой поймы. Для неизолированных потоков $Q'_p = \omega'_p v'_p$ и $Q'_{\Pi} = \omega'_{\Pi} v'_{\Pi}$. Скорость v'_{Π} определялась экстраполяцией $v_p = v_p(H)$ (полученной при $H \leq H_6$) с корректировкой по формуле $v'_p = C'_p \sqrt{h_{p, \text{ср}} I}$. Скорость v'_{Π} определялась по формуле $v'_{\Pi} = C'_{\Pi} \sqrt{h_{\Pi, \text{ср}} I}$. Всего было подсчитано около 600 значений K_p и около 500 значений K_{Π} при парал-

дельности динамических осей руслового и пойменного потоков. Установлено, что K_p зависит от соотношения коэффициентов шероховатости поймы и русла n_{Π}/n_p , относительной глубины в русле $h_{p. \text{ ср.}}/h_{б. \text{ ср.}}$, отношения ширины поймы к ширине русла B_{Π}/b_p , уклона поверхности воды I , формы поперечного сечения русла и поймы, русловых деформаций русла и поймы, где $h_{p. \text{ ср.}}$ — средняя глубина в русле, $h_{б. \text{ ср.}}$ — средняя глубина в русле при заполнении его до бровки. Коэффициент K_{Π} зависит от n_{Π}/n_p , $h_{p. \text{ ср.}}/h_{п. \text{ ср.}}$, $B_{\Pi}/b_{б.}$ и русловых деформаций русла и поймы. В качестве характеристики формы живого сечения при $H=H_{б.}$ использовались также параметры $\alpha_* = (b_{б.}/\chi_{б.}) \times (h_{б. \text{ макс.}}/h_{б. \text{ ср.}})$, где $\chi_{б.}$ — длина смоченного периметра, $h_{б. \text{ макс.}}$ — максимальная глубина. Н. М. Новикова предложила уравнения для K_p и K_{Π} , которые оказались весьма сложными и в настоящей монографии не приведены. Задача решалась с использованием ЭВМ Проминь-М. Относительные параметры всех использованных

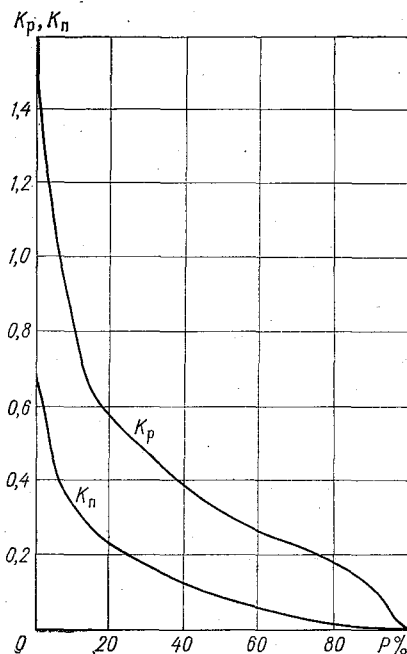


Рис. 5.5. Кривые распределения параметров кинематического эффекта для русла K_p и поймы K_{Π} .

опытов были следующие: $n_{\Pi}/n_{б.} = 1 \div 2,29$; $B_{\Pi}/b_p = 0,5 \div 11,0$; $h_{p. \text{ ср.}}/h_{б. \text{ ср.}} = 1,0 \div 2,2$; $I = 0,00028 \div 0,003$; $\alpha_* = 1,0 \div 2,2$.

Были сопоставлены измеренные расходы $Q_{\text{из}}$ с расходами, вычисленными без учета взаимодействия потоков $Q' = Q_p + Q_{\Pi}$ (старая расчетная схема), и с расходами Q , вычисленными по формуле (5.69). Оказалось, что отклонение $\frac{Q' - Q_{\text{из}}}{Q_{\text{из}}} 100 \approx 10 \div$

$\div 50 \%$, т. е. старая расчетная схема дает существенное завышение расходов воды (указанные отклонения во всех случаях положительные). Отклонение $\frac{Q - Q_{\text{из}}}{Q_{\text{из}}} 100$ имеет знак плюс и минус.

Его абсолютные значения составляют 1,3—7,2, что близко к точности измерения расходов воды. Этим подтверждается необходимость учета кинематического эффекта в расчетах расходов воды в руслах сложной формы.

Рассмотрим возможные числовые значения параметров K_p и K_n . С этой целью построены кривые распределения этих параметров (рис. 5.5). Получившиеся в отдельных случаях отрицательные значения K_n исключены из рассмотрения. Обеспеченность рассчитывалась по формуле $p = \frac{m}{n} 100$, где m — порядковый номер члена убывающего ряда, n — общее число членов ряда. При $p = 50\%$ $K_p = 0,31$, $K_n = 0,08$; при $p = 10\%$ $K_p = 0,83$, $K_n = 0,33$. Видно, что K_p существенно больше K_n , поэтому расход воды в сложных руслах может быть рассчитан в первом приближении по формуле

$$Q = Q_p + Q'_n - K_p Q_b.$$

Хотелось бы обратить внимание на необходимость проведения крупномасштабной серии экспериментов для изучения кинематического эффекта безнапорного потока при широком диапазоне гидравлических элементов потока и морфологических параметрах русла и поймы.

А. Л. Радюк предложил способ расчета пропускной способности русел рек с оригинальным его приложением при регулировании русел рек на каменистых участках. Как известно, для улучшения сплава и судоходства на порожистых реках производятся скалоуборочные работы. Это позволяет увеличить габариты сплавного (судового) хода и улучшить условия эксплуатации порожистых участков рек. В свете того, что теперь уже известно о явлении кинематического эффекта, ясно, что уборка скальных выступов по всей ширине русла менее рациональна по сравнению с расчисткой от крупных выступов шероховатости на части ширины потока. Частично расчищенное русло в виде прорези в совокупности с обочинами из крупных выступов шероховатости формирует поток с резким изменением гидравлических сопротивлений по его ширине. В общем случае кинематический эффект приходится рассматривать как нежелательное явление, так как он снижает пропускную способность русла. При выправлении же порогов с помощью устройства прорезей кинематический эффект становится положительным явлением. Он способствует увеличению глубин и снижению скоростей потока на регулируемом участке реки, что и требуется. Кроме того, объем работ при частичной расчистке русел снижается. Для перемещения скальных пород применяются плавучие бульдозеры и устройства для рыхления скальных грунтов под водой. Схема к расчету пропускной способности русел с расчистками на каменистых участках рек показана на рис. 5.6. Основное уравнение для расхода воды всего потока Q А. Л. Радюк принимает в виде

$$Q = \bar{K}_p Q'_p + \bar{K}_n Q'_n, \quad (5.71)$$

где Q'_p — расход воды в прорези (расчищенной части русла) при отсутствии взаимодействия потоков; Q'_n — расход воды на обочинах (суммарный для двух обочин); $\bar{K}_p$ и $\bar{K}_n$ — параметры кинематического эффекта соответственно для прорези (расчистки) и обочин.

А. Л. Радюк изучил формы поперечных сечений русел на прямолинейных и слабоискривленных каменистых участках рек Восточной Сибири. Оказалось, что в процентном отношении формы русел распределились таким образом: прямоугольная — 78, трапецидальная — 9, параболическая — 7, эллиптическая — 4, треугольная — 2. Поэтому за основную форму сечения принято

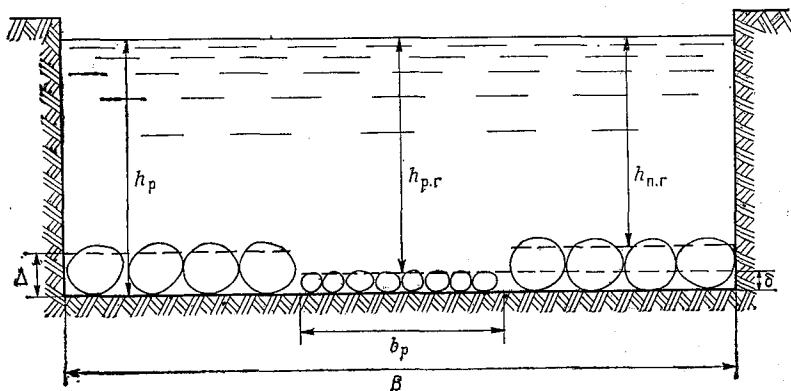


Рис. 5.6. Схема к расчету пропускной способности русел с расчистками на каменистых участках рек.

прямоугольное русло (рис. 5.6), на котором показана ширина расчистки (прорези) b_p и общая ширина потока B . Отношение $b_p/B = \epsilon_p$ представляет собой относительную ширину полосы расчистки. Ширина обочины равна $B - b_p = B(1 - \epsilon_p)$.

Уравнение (5.71) перепишем в виде

$$Q = \bar{K}_p C_{p,г} \epsilon_p B h_{p,г}^{3/2} I^{1/2} + \bar{K}_n C_{n,г} B (1 - \epsilon_p) h_{n,г}^{3/2} I^{1/2}, \quad (5.72)$$

где $h_{p,г}$ — глубина потока в прорези, отсчитанная от гидравлического дна, равна $h_p - \delta$; h_p — полная глубина потока, которая образуется после расчистки русла (рис. 5.6); $h_{n,г}$ — глубина потока на обочине, отсчитанная от гидравлического дна (рис. 5.6), равная $h_p - \Delta$; $C_{p,г}$ и $C_{n,г}$ — коэффициенты Шези, подсчитанные при глубинах $h_{p,г}$ и $h_{n,г}$; I — уклон поверхности воды после расчистки русла (порога).

Для определения параметров кинематического эффекта А. Л. Радюк [100] на основе обобщения результатов опытных данных предложил формулы:

$$\bar{K}_p = [1 + (0,18\varepsilon_p - 0,208) K_*] \Phi_p m_p, \quad (5.73)$$

$$\bar{K}_n = [1 + (0,10\varepsilon_p^2 + 0,015) K_*] \Phi_n m_n, \quad (5.74)$$

где

$$K_* = \left(\frac{h_p}{\Delta_9} \right)^4 e^{-\frac{4h_p}{3\Delta_9}}, \quad (5.75)$$

Δ_9 — эквивалентная шероховатость нерасчищенной бытовой части русла (обочин), определяемая по методике А. Я. Слабодкина [100]; e — основание натуральных логарифмов; Φ_p , Φ_n — коэффициенты, учитывающие влияние формы русла на кинематический эффект; m_p , m_n — коэффициенты, учитывающие влияние угла встречи смежных потоков на кинематический эффект.

Таблица 5.5

Значения Φ_p и Φ_n

	Форма русла			
	плоский поток	прямоугольная	трапециевидная	параболическая
Φ_p	1,0	0,96	0,90	0,81
Φ_n	1,0	1,03	1,05	1,07

Таблица 5.6

Значения m_p и m_n

	Угол встречи потоков, °					
	0	2—5	6—10	12—18	19—25	26—32
m_p для расчистки	1,0	0,93	0,89	0,78	0,64	0,58
m_n для верхней обочины	1,0	1,03	1,06	1,09	0,14	1,25
m_n для нижней обочины	1,0	1,05	1,08	1,13	1,26	1,38

Значения этих коэффициентов приведены в табл. 5.5 и 5.6. В работе [44] приведены графики $\bar{K}_p$ и $\bar{K}_n$.

Формулы (5.73) и (5.74) справедливы при $\varepsilon_p = 0,1 \div 0,80$. Понятие верхней и нижней обочины возникает при угле встречи

потоков больше нуля. Поэтому для того, чтобы воспользоваться значениями $m_{\text{п}}$ для верхней и нижней обочин, надо отдельно рассчитать расход воды, проходящей через верхнюю и нижнюю обочины. Живые сечения потока в верхней и нижней обочинах должны быть в одной плоскости. Способ расчета пропускной способности русла с переменным по ширине сопротивлением изложен применительно к проектированию расчисток. В работе [100] изложено решение аналогичной задачи при проектировании прорезей.

Для решения обратной задачи, т. е. для определения глубины h_p при известном Q и глубине в естественном состоянии $h_{\text{быт}}$ (бытовой глубине), Радюк считает, что $I \approx I_{\text{быт}}$. Поэтому уравнение (5.72) принимает вид

$$\frac{\bar{K}_p C_{p, \text{г} \varepsilon_p} (h_p - \delta)^{3/2} + \bar{K}_p C_{п, \text{г}} (1 - \varepsilon_p) (h_p - \Delta)^{3/2}}{C_{\text{быт}} (h_{\text{быт}} - \Delta)^{3/2}} = 1. \quad (5.76)$$

Уравнение решается способом последовательных приближений или при помощи ЭВМ. Целесообразно применение графоаналитического способа. Для этого необходимо построить график функции, стоящей в числителе выражения (5.76), откладывая по одной из осей значение h_p . При известном значении знаменателя по графику отсчитывается h_p , которое удовлетворяет уравнению (5.76).

Исследования должны быть продолжены для определения параметров в уравнениях (5.69) и (5.72) по натурным данным.

5.11. Определение пропускной способности русел при высоких уровнях и увязка кривых расходов воды по длине потока

Для определения пропускной способности русел рек при измеренных высоких уровнях, но при отсутствии измеренных расходов, возникает вопрос об экстраполяции кривых расходов воды. Экстраполяцией зависимости $Q = Q(H)$ называется ее продолжение за пределы измеренных расходов воды. Способы экстраполяции кривой расходов отличаются главным образом видом функции гидравлических элементов потока, с помощью которой удастся линеаризовать связь между уровнем воды и этой функцией. Методика экстраполяционных вычислений зависит от полноты исходных данных. Наличие уклонов поверхности воды, измеренных с удовлетворительной точностью, больше всего влияет на выбор методики экстраполяции $Q = Q(H)$.

Прежде чем перейти к экстраполяции, следует привести неоднозначные кривые к однозначным, если это возможно. Вообще же экстраполяция возможна и в форме номограммы расходов $Q = Q(H, H_t)$.

В зависимости от пределов экстраполяции $Q = Q(H)$ ее различают до наблюдаемых естественных уровней, что чаще всего связано с расчетами речного стока, и до проектных уровней, что связано с проектированием гидротехнических сооружений.

Проектными называют уровни, соответствующие расчетным расходам воды при проектировании гидротехнических сооружений и мостов. При строительстве высоконапорных плотин проектные уровни могут значительно превышать естественные высокие уровни воды.

Экстраполяцию считают надежной, когда кривая $Q = Q(H)$ продляется вверх примерно до $0,2(H_{\text{макс}} - H_{\text{мин}})$.

Ввиду сложности движения воды в реках желательно применять различные способы, отдавая предпочтение тому, с помощью которого в данном случае достигается линейризация $Q = Q(H)$ или другой, связанной с ней функцией. Во всех способах экстраполяции необходимо обращать внимание на изменение формы живого сечения и шероховатости дна по ширине потока, особенно в пределах экстраполируемой части $Q = Q(H)$. Целесообразно применять гидравлическое моделирование.

Рассмотрим основные способы экстраполяции кривых расходов. Часто применяется непосредственная экстраполяция кривой расходов или кривой средних скоростей. Непосредственная экстраполяция может быть графической и аналитической. При графической экстраполяции кривая расходов продолжается за пределы измерений, сохраняя в основном свое направление. При этом учитывается, что кривая расходов в пределах ее экстраполируемой части становится более пологой при уменьшении крутизны берегов и менее пологой при увеличении их шероховатости, например под влиянием растительности.

Аналитически экстраполяцию делают по уравнениям (5.25) или (5.28). Для этого подсчитывают параметры H_0 , m и a так, как изложено выше. Затем в уравнение (5.25) в пределах экстраполируемой части $Q = Q(H)$ подставляют уровни и находят соответствующие им расходы.

Учитывая, что $Q = \omega v$ и $\omega = \omega(H)$ не нуждается в экстраполяции, так как ω можно вычислить при любом уровне, нужно графически экстраполировать лишь кривую $v = v(H)$. В тех случаях, когда последнюю функцию трудно экстраполировать из-за сложности ее вида, можно воспользоваться методикой М. П. Сасорова, заключающейся в предварительном построении графика $v = v(h_{\text{ср}})$. В некоторых случаях эта функция для рек близка к линейной. При заданных высоких уровнях H по кривой $\omega = \omega(H)$ отсчитывают ω , вычисляют $h_{\text{ср}} = \omega/B$, после чего с экстраполированной $v = v(h_{\text{ср}})$ берут v и вычисляют $Q = \omega v$.

Широко используются для экстраполяции кривой расходов воды уравнение равномерного и неравномерного движения. Предположим, что в пределах зоны экстраполяции $Q = Q(H)$ были измерены уклоны поверхности воды I , следовательно, все

члены уравнения (4.1), кроме коэффициента C , известны, поэтому нужно экстраполировать этот коэффициент. С этой целью C вычисляют из формулы (4.1) при 5—7 уровнях. Их назначают примерно через равные интервалы (желательно в точках перелома смоченного периметра) в верхней половине кривой $Q = Q(H)$, построенной по фактическим данным, включая и уровень при наибольшем измеренном расходе. Значения v отсчитывают по кривой $v = v(H)$. Затем строят график $C = C(H)$ и экстраполируют до нужных высоких уровней; соответствующие расходы Q вычисляют по формуле (4.1). На крупных реках верхняя часть кривой $C = C(H)$ часто переходит в прямую, параллельную оси H , то есть $C = \text{const}$. В тех случаях, когда $C = C(H)$ имеет сложный вид, что характерно для малых рек, следует проверить возможность экстраполяции C по зависимости $C = C(h_{\text{ср}})$ и $C = C(I)$.

При отсутствии измеренных уклонов С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель предложили экстраполировать связь $\sqrt{I}/n$ с уровнем H . По измеренным расходам воды предварительно вычисляют экстраполируемую функцию

$$\frac{\sqrt{I}}{n} = \frac{Q}{\omega h_{\text{ср}}^{0,5+y}}.$$

Зависимости $\sqrt{I}/n$ от H строят отдельно для основного русла, правобережной и левобережной пойм. В случае их нелинейности следует проверить возможность использования зависимости $\sqrt{I}/n$ от $h_{\text{ср}}$. Показатель y вычисляется по формуле (4.50).

Другой путь экстраполяции $Q = Q(h)$ при отсутствии измеренных уклонов поверхности воды основан на допущении

Дж. Стивенса $C \sqrt{I} = \text{const}$. Отсюда следует, что связь между расходом Q и произведением $\omega \sqrt{R} \approx \omega \sqrt{h_{\text{ср}}} = Bh_{\text{ср}}^{3/2}$ должна быть линейной, что видно из уравнения (4.1). Поскольку в действительности $C = C(n, R)$, то линейность указанной связи часто нарушается. Экстраполяцию по этому способу выполняют в следующем порядке. Строят кривую расходов по измеренным Q и H , а затем кривую зависимости $Bh_{\text{ср}}^{3/2}$ от H . Последнюю можно построить по измеренным данным до любых H , т. е. без экстраполяции.

Далее строят кривую зависимости Q от $Bh_{\text{ср}}^{3/2}$ (являющуюся линеаризирующей функцией) по измеренным данным и экстраполируют до наибольшего уровня. Наибольшая кривизна рассматриваемой функции не является препятствием к применению этого способа. Для построения кривой $Q = Q(H)$ в экстраполируемой зоне задаются значениями H , графически находят $Bh_{\text{ср}}^{3/2}$,

затем Q и, следовательно, координаты точек кривой $Q = Q(H)$ в зоне экстраполяции. Экстраполяция кривых расходов воды с учетом изменения элементов потока по его ширине производится по уравнению (2.17). Линеаризующей функцией является $\beta_* B h_{\text{ср}}^{3/2}$.

Для учета неравномерности движения воды в предыдущие формулы вместо уклона поверхности воды I вводится гидравлический уклон I_r , определяемый по формуле (2.40). Представляет интерес экстраполяция кривых расходов с использованием критериев подобия.

Уравнение установившегося неравномерного движения (2.23) запишем в виде

$$-dz = -\frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} d\omega + \frac{v^2}{C^2 R} dl.$$

Выражения, стоящие перед $d\omega$ и dl , преобразуем следующим образом:

$$\frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} = \frac{\alpha v^2}{g \omega} = \frac{\alpha v^2}{g h_{\text{ср}} B} = \frac{Fr_h}{B},$$

$$\frac{v^2}{C^2 R} \approx \frac{v^2}{C^2 h_{\text{ср}}} = \frac{g Fr_h}{\alpha C^2},$$

где Fr_h — число Фруда.

Следовательно,

$$-dz = Fr_h \left(\frac{g}{\alpha C^2} dl - \frac{d\omega}{B} \right). \quad (5.77)$$

Коэффициент C при высоких уровнях для беспойменных створов изменяется незначительно (при глубинах на 1—2 м больше средних меженных).

Таким образом, главным безразмерным критерием, входящим в это уравнение, является Fr_h . Исследование критериев Fr_h , а также $Fr_B = \frac{\alpha v^2}{g B}$ показало, что графики $H = H(Fr_h)$ и $H = H(Fr_B)$ для речного потока во многих случаях близки к прямым в своей верхней части. В каждом конкретном случае можно использовать число Fr_h или Fr_B в зависимости от того, какое из них дает большую степень линеаризации функции: $H = H(Fr_h)$ или $H = H(Fr_B)$.

Экстраполяцию $Q = Q(H)$, например по параметру Fr_h , ведут в следующем порядке [38]: По данным о глубинах $h_{\text{ср}}$ и скоростях v определяют Fr_h и строят график функции $H = H(Fr_h)$. Коэффициент α определяют по формуле (2.32). Затем эту линейную или близкую к ней зависимость экстраполируют до тре-

букетного уровня. Отсчитывая значение Fr_h при заданном высоком уровне, вычисляют среднюю скорость потока

$$v = \sqrt{Fr_h g h_{cp}},$$

а затем и расход $Q = v\omega$.

В ряде случаев может оказаться целесообразным использование вместо Fr_h величины $\sqrt{Fr_h}$. Если считать $\alpha = 1$ и условно принять ускорение свободного падения за единицу, то в качестве вспомогательного графика для экстраполяции $Q = Q(H)$ можно применить связь $v/\sqrt{h_{cp}}$ с уровнем H .

Дальнейшее развитие способа экстраполяции $Q = Q(H)$ заключается в использовании числа C_r .

Если C_r сохраняет приблизительно постоянное значение в пределах данного створа реки или для группы рек с аналогичными русловыми процессами, то зависимость, построенная в координатах $h_{cp}^2 \left(\frac{gB}{\alpha}\right)^{1/2}$; Q должна быть линейной, что обосновано в п. 5.7.

С помощью экстраполированных кривых расходов воды решаются и обратные задачи. Наиболее ответственная из них — определение уровня воды при расчетном расходе воды, т. е. при расходе заданной обеспеченности. Для того чтобы повысить надежность экстраполируемых кривых, следует рассмотреть совокупность таких кривых на определенной длине реки. Теоретической основой для этого являются уравнения (2.44) и (2.45).

Предположим, что имеется продольный профиль водотока с гидрометрическими створами (1, 2, 3, 4). На рис. 5.7 показаны кривые расходов $Q = Q(z)$ для створов 1, 2, 3, 4. Верхняя кривая $Q = Q(z)$ относится к створу, расположенному выше всех рассматриваемых створов. Если провести на рис. 5.7 линию, параллельную оси z , при заданном расходе воды Q , то на пересечениях с кривыми расходов получим отметки поверхности воды в створах 1, 2, 3, 4 при этом расходе, причем $z_1 > z_2 > z_3 > z_4$.

Разности $z_1 - z_2 = \Delta z_{1-2}$, $z_2 - z_3 = \Delta z_{2-3}$, $z_3 - z_4 = \Delta z_{3-4}$ представляют собой падение водотока (разность уровней) на длине расчетных участков. При одинаковой длине участков реки и равномерном движении жидкости $\Delta z_{1-2} = \Delta z_{2-3} = \Delta z_{3-4}$ при любых расходах воды. Кривые расходов представляли бы собой систему искривленных параллельных линий, расположенных на равных расстояниях. Предположим, что при неравномерном движении длины участков реки одинаковые. Относительное расположение кривых расходов, характеризующееся изменением Δz , будет зависеть не только от сопротивлений по длине потока (сопротивлений на трение), но и от местных сопротивлений.

Построим график модуля сопротивления $\bar{F} = F(\bar{z})$, определяя $\bar{z}$ по (2.46). Число таких кривых равно числу участков на

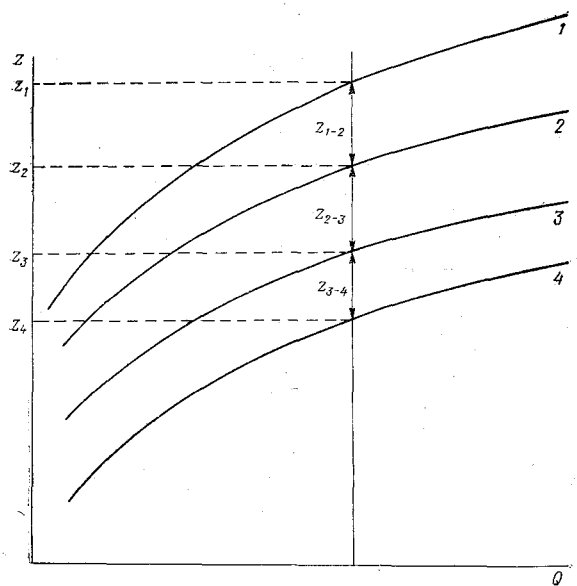


Рис. 5.7. Кривые расходов воды в совмещенном виде.

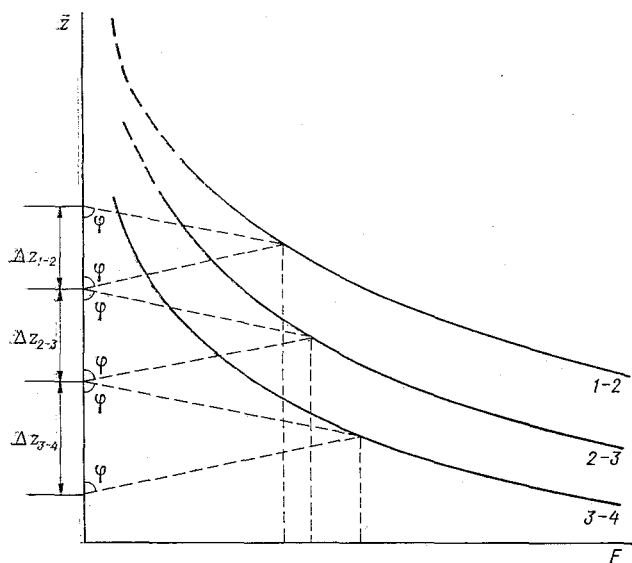


Рис. 5.8. Графики модуля сопротивления.

водотоке. Методику расчета координат $\bar{z}$ и F проиллюстрируем на примере построения $F = F(\bar{z})$ на участке 3—4 (рис. 5.7). Задаваясь расходом воды Q , найдем уровни z_3 и z_4 , а затем $\bar{z}_{3-4} = 0,5(z_3 + z_4)$, $\Delta z_{3-4} = z_3 - z_4$ и $F = \Delta z_{3-4}/Q^2$. Прделав такие же вычисления при других расходах воды, получим координаты для построения графика модуля сопротивления на участке 3—4. По такой же методике строятся и графики 2—3 и 1—2 (рис. 5.8). Обратим внимание на то, что о модуле сопротивления мы можем говорить только по отношению к участку водотока. Его можно истолковать как падение на участке водотока, нормированное по Q^2 . Здесь расход во второй степени в силу того, что потери удельной энергии при турбулентном движении пропорциональны расходу воды во второй степени.

Задаваясь модулем сопротивления на участке реки 3—4, графическим способом (рис. 5.8) можно найти модули сопротивления для всех других участков реки. Угол φ определяется из уравнения

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{F}{\frac{\Delta z}{2}} = \frac{\Delta z}{Q^2} \frac{2}{\Delta z} = \frac{2}{Q^2}.$$

При вычислении угла φ необходимо учитывать масштабы шкал на осях координат графика $F = F(z)$, переписав предыдущее уравнение в виде

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{a}{b} \frac{2}{Q^2},$$

где a — масштаб для z (в 1 см a м); b — масштаб для F (в 1 см b с²/м⁵).

Кривые $F = F(\bar{z})$ более удобны для экстраполяции по сравнению с $Q = Q(z)$, так как первые обычно бывают более плавными. Проекстраполировав $F = F(\bar{z})$, например для участков 1—2 и 2—3, можно аналогичным построением найти отметки поверхности воды в створах 1, 2 при заданном F . Поскольку угол φ зависит только от расхода, то при заданном F графически находится Δz , поэтому, задаваясь F , мы тем самым задаем и расход Q , равный

$$Q = \sqrt{\frac{\Delta z}{F}}.$$

Построение кривых (рис. 5.7 и 5.8) позволяет избегать грубых ошибок при экстраполяции $Q = Q(z)$. Экстраполяцию для всех створов необходимо выполнить независимо, а затем построить совокупность кривых расходов (рис. 5.7). При этом

отметки на участке реки следует предварительно провести к одной системе. Пересечение кривых на рис. 5.7 должно свидетельствовать о грубых просчетах при экстраполяции одной из кривых $Q = Q(z)$. Рассматривая совокупность кривых расходов и графиков модулей сопротивления, легко выявить створ, в котором экстраполяция выполнена менее надежно.

5.12. Расчет пропускной способности разветвленных речных русел

Длина разветвленных речных русел рек составляет примерно 20 % общей длины рек на территории СССР. Раздвоение русла реки на самостоятельные рукава называется бифуркацией

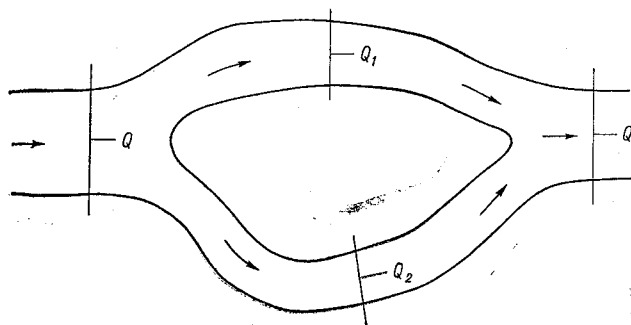


Рис. 5.9. Схема двухрукавного русла реки.

русла реки. Это явление наблюдается в условиях плоского рельефа, в нижних течениях равнинных рек. На реках Сибири и Дальнего Востока длина разветвленных русел составляет примерно 45 %. Различают двухрукавные и многорукавные разветвления русел. Двухрукавные разветвления встречаются чаще. Рассмотрим распределение расходов по рукавам (рис. 5.9). Будем считать, что общий расход воды Q , т. е. расход до разветвления, форма дна в рукавах и его шероховатость, отметки поверхности воды до разветвления и после слияния водотоков известны. Области, в которых происходит разветвление реки, и области, в которых соединяются рукава, называются узлами разветвления. Озеро или море, куда впадают рукава реки, рассматривается как один гидравлический узел. Предположим, требуется рассчитать расходы Q_1 и Q_2 . При установившемся движении необходимо иметь два уравнения. Одно из них $Q = Q_1 + Q_2$, другое выражает равенство потерь удельной энергии потока в двух рукавах $\Delta z_1 = \Delta z_2 = \Delta z$.

Величина Δz определяется как разность уровней воды до разветвления и после разветвления русла. В соответствии с формулой (2.43)

$$\frac{Q_1^2 l_1}{K_1^2} = \frac{Q_2^2 l_2}{K_2^2}, \quad (5.78)$$

где l_1, l_2 — длина рукавов по фарватеру; $\bar{K}_1, \bar{K}_2$ — расходные характеристики в рукавах, осредненные по длине потока.

Имея измеренные поперечные сечения в нескольких сечениях по длине рукавов, необходимо подсчитать для каждого поперечника расходные характеристики в рукавах

$$K_1 = \beta_{*1} C_1 \omega_1 \sqrt{h_{cp1}},$$

$$K_2 = \beta_{*2} C_2 \omega_2 \sqrt{h_{cp2}}.$$

Коэффициенты шероховатости для определения коэффициентов Шези принимаются для створов, в которых подсчитывается K . Значения $\bar{K}_1$ и $\bar{K}_2$ можно принять как средние арифметические на участках водотоков с длиной l_1 и l_2 . Из уравнения (5.78) видно, что $Q_1 = Q_2 = 0,5Q$ при

$$\frac{l_1}{\bar{K}_1^2} = \frac{l_2}{\bar{K}_2^2},$$

т. е. при равенстве модулей сопротивления, что видно из (2.44). Следовательно, длины рукавов l_1 и l_2 и расходные характеристики $\bar{K}_1$ и $\bar{K}_2$ могут быть разными, но если отношения $l/\bar{K}^2$ одинаковые, то и расходы воды в рукавах будут одинаковыми.

Подставляя в формулу (5.78) $Q_1 = Q - Q_2$, запишем ее в виде

$$\frac{(Q - Q_2)^2 l_1}{\bar{K}_1^2} = \frac{Q_2^2 l_2}{\bar{K}_2^2}.$$

Введя обозначение

$$\frac{\bar{K}_1}{K_2} \sqrt{\frac{l_2}{l_1}} = a,$$

получим

$$Q_2 = \frac{Q}{a + 1}.$$

Для того чтобы $Q_1 = Q_2$, необходимо, чтобы безразмерный параметр $a = 1$. При $a = 0$ один из рукавов перестает пропускать поток. Близкая к этому ситуация возникает при спрямлении

излучины после того, как русло спрямляющей протоки разработано.

Аналогичным образом получаем

$$Q_1 = \frac{aQ}{a+1}.$$

Сумма расходов $Q_1 + Q_2$ должна давать расход Q , что является контролем вычислений. Подсчитав при различных расходах Q расходы Q_1 и Q_2 , можно построить кривые расходов в рукавах. Отметки уровней воды в створах, к которым отнесены расходы Q_1 и Q_2 , желательно получить путем водомерных наблюдений в избранных створах рукавов.

5.13. Кривые расходов при неустановившемся движении воды в реках

Заменяя гидравлический радиус R на среднюю глубину потока $h_{\text{ср}}$ и вводя в уравнения параметр формы β_* , из выражения (2.47) получаем

$$Q = \beta_* C_{\omega} \sqrt{h_{\text{ср}} \left(I - \frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\alpha v}{g} \frac{\partial v}{\partial l} \right)}. \quad (5.79)$$

Из этой формулы видно, как следует скорректировать измеренный уклон поверхности воды I , чтобы рассчитать расход воды при неустановившемся движении.

При установившемся движении $\partial v / \partial t = 0$, а при равномерном движении и $\partial v / \partial l = 0$. Обозначим расход при нулевых значениях этих производных через Q_y , а при неустановившемся движении через Q , т. е. расход воды, определяемый по формуле (5.79).

Из формулы (5.79) получим

$$\frac{Q}{Q_y} = \sqrt{1 - \frac{1}{I} \left(\frac{\alpha'}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\alpha v}{g} \frac{\partial v}{\partial l} \right)}. \quad (5.80)$$

В практических расчетах частные производные, входящие в эту формулу, заменяются отношениями конечных разностей $\Delta v / \Delta t$ и $\Delta v / \Delta l$. Установлено, что конвективная производная в большей степени влияет на расход воды неустановившегося потока, чем локальная производная. Числовые значения локальных и конвективных производных для речных потоков определили Д. Е. Скородумов, а затем Н. Б. Барышников. В монографии [12] приведены значения $\Delta v / (g \Delta t)$, нормированные по уклону поверхности воды I , для 46 пунктов различных рек. Оказалось, что эта величина колеблется от 0,0001 до 0,05. Следовательно, влияние локальной производной уравнения (5.79) на расход воды находится в пределах точности измерений элемен-

тов потока. Данных для оценки конвективной производной мало. Однако на основе измерений даже по нескольким рекам можно отметить, что $(\alpha v/g)(\Delta v/\Delta l)$ по отношению к I составляет существенное значение, по Скородумову 0,25—0,28 для р. Луги и 0,55 для р. Пьяны. По Барышникову [12], для р. Дона значение $(\alpha v/g)(\Delta v/\Delta l)$ близко к значению уклона I .

С учетом изложенного уравнение (5.79) можно принять в виде

$$Q = \beta_* C \omega \sqrt{h_{\text{ср}} \left(I - \frac{\alpha v}{g} \frac{\partial v}{\partial l} \right)}, \quad (5.81)$$

В конечных разностях это уравнение, учитывая, что

$$\frac{\alpha v \partial v}{g \partial l} = \frac{\partial}{\partial l} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right),$$

запишем в виде

$$Q = \beta_* C \omega \times \sqrt{h_{\text{ср}} \left(I - \frac{\alpha_n v_n^2 - \alpha_v v_v^2}{2gl} \right)}, \quad (5.82)$$

где α_v, α_n — коэффициенты Кориолиса соответственно в верхнем и нижнем сечениях; v_v, v_n — средние скорости потока соответственно в верхнем и нижнем сечениях; l — расстояние между створами.

Как уже отмечено, при неустановившемся движении образуются паводочные петли (рис. 5.10). Изложим способ построения паводочных петель, рекомендованный Международным стандартом ИСО 1100. Для расчета координат неоднозначных кривых расходов при неустановившемся движении рекомендована формула

$$Q = Q_y \sqrt{1 + \frac{1}{I_y C_n} \frac{\partial z}{\partial t}}, \quad (5.83)$$

где Q — расход воды при наличии паводочной петли, т. е. при неустановившемся движении; Q_y — расход воды по однозначной кривой расходов, т. е. при установившемся или квазистационарном движении; I_y — уклон поверхности воды при установившемся движении; C_n — скорость добегания данного расхода;

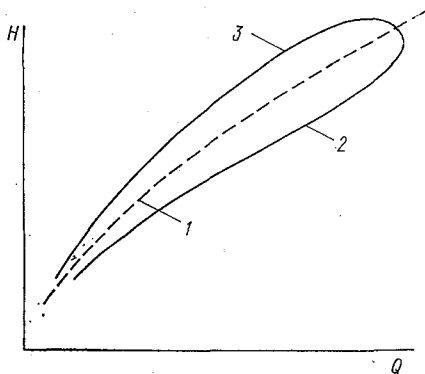


Рис. 5.10. Связь между уровнями и расходами воды в реках.

1 — при установившемся движении, 2 — на подъеме уровней, 3 — на спаде уровней.

$\frac{\partial z}{\partial t}$ — изменение уровня воды во времени в данном створе; при повышении уровня производная принимается со знаком плюс, при понижении — со знаком минус.

Приводим основную идею вывода формулы (5.83), как изложено в работе [119]. Выражение для производной dh/dl записано в виде

$$\frac{dh}{dl} = I_y - \frac{Q^2}{K_y^2}, \quad (5.84)$$

где $K_y = Q_y / \sqrt{I_y}$ — расходная характеристика при установившемся движении.

Из формулы (5.84) получим

$$Q = Q_y \sqrt{1 - \frac{1}{I_y} \frac{dh}{dl}}. \quad (5.85)$$

Далее принимается, что

$$\frac{dh}{dl} = - \frac{1}{c_n} \frac{\partial z}{\partial t}. \quad (5.86)$$

Вводя производную по (5.86) в (5.85), получена формула (5.83). Надо отметить, что этот вывод не может претендовать на строгость. Он не имеет прямой связи с уравнением Сен-Венана. Общее выражение для скорости C_n ранее было записано в виде (2.54) и для C_n/v в виде (2.55). Найдем производную $\partial v / \partial h$ для квазиустановившегося движения, принимая среднюю скорость потока по уравнению равномерного движения, что является допустимым. Пусть широкое русло имеет близкую к прямоугольной форме сечения, следовательно $R \approx h_{cp} \approx h$ и

$$v = C \sqrt{hI} = \frac{1}{n} h^y \sqrt{hI} = \frac{1}{n} h^{y+0,5} \sqrt{I},$$

откуда

$$\frac{\partial v}{\partial h} = \frac{\sqrt{I}}{n} (y + 0,5) h^{y-0,5} = (y + 0,5) \frac{v}{h}.$$

Учитывая, что $\partial v / \partial h \approx \partial v / \partial H$ и $\omega = Bh$, из формулы (2.55) получим

$$K_n = 1,5 + y. \quad (5.87)$$

Для параболического русла

$$K_n = \frac{2}{3} (2 + y). \quad (5.88)$$

Вывод формулы (5.88) аналогичен выводу формулы (5.87), поэтому здесь он опущен. Значение показателя y принимается по формуле (4.51). Автором монографии сделано обобщение натурных данных о величинах K_{Π} для паводочных и попусковых волн. Были использованы результаты экспериментов автора на Верхней Волге по изучению попусковых волн и гидравлические данные по ряду рек для периодов половодий. В результате подтвердилась формула (5.88). Однако колебание K_{Π} может выходить за пределы, даваемые формулой (5.88). При сопоставлении фазовой скорости со скоростью v последнюю надо вычислять как $v = 0,5(v_i + v_{i+1})$, где v_i и v_{i+1} — средние скорости потока соответственно в верхнем и нижнем створах при уровнях H_i и H_{i+1} .

Для определения K_{Π} были привлечены данные по р. Волге ниже Ивановской ГЭС и р. Топсе. В результате были построены кривые распределения значений K_{Π} и найдены K_{Π} при обеспеченности 50 %. Оказалось, что это число равно: 2,2 — р. Верхняя Волга ниже Верхневолжского гидроузла; 2,3 — р. Волга ниже Ивановской ГЭС; 2,1 — р. Топса. В среднем $K_{\Pi} \approx 2,2$.

К. В. Гришанин [26] определил значение K_{Π} исходя из формулы (5.50), т. е.

$$K_{\Pi} = 0,5 + 1,5\alpha_h,$$

где α_h — отношение средней глубины потока к наибольшей.

В случае прямоугольного сечения $\alpha_h = 1,0$ и $K_{\Pi} = 2$, что совпадает с формулой (5.87) при $y = 0,5$. Для параболического русла $\alpha_h = 2/3$ и $K_{\Pi} = 1,5$. Формула (5.88) при $y = 0,5$ дает $K_{\Pi} \approx 1,7$.

Рассматривая явление кинематического эффекта безнапорного потока, легко обнаружить, что производная dv_p/dH может принимать различные значения (рис. 4.4). Это обуславливает и изменение относительной фазовой скорости под влиянием поймы. Из уравнения (2.55) видно, что при $dv/dH = 0$ $K_{\Pi} = 1$; $dv/dH > 0$ $K_{\Pi} > 1$; $dv/dH < 0$ $K_{\Pi} < 1$.

Последнему неравенству соответствует такая стадия выхода потока на пойму, когда фазовая скорость C_{Π} меньше скорости v . Здесь в качестве главных факторов, влияющих на скорости v и C_{Π} и их соотношения, должны быть упомянуты: взаимодействие руслового и пойменного потоков, аккумулирующая способность поймы. Расчеты автора показали, что под влиянием поймы относительная скорость может снижаться до 0,5 [44].

В. В. Коваленко и Н. Б. Барышников [68] рассмотрели возможность использования линеаризованного динамического уравнения неустановившегося движения совместно с уравнением неразрывности для экстраполяции кривых расходов, что представляет интерес.

Наиболее сложную форму имеют кривые $Q = Q(H)$ в нижних бьефах в условиях образования попусковых волн при сбросах воды из водохранилищ. Такие кривые имеются в монографиях, ставших классическими, которые содержат итоги крупных исследований неустановившегося движения воды в реках, выполненных ГГИ [59, 60].

5.14. Неразмывающие и размывающие, незаиляющие и заиляющие скорости движения в неукрепленных каналах

Определение неразмывающих скоростей в укрепленных руслах рассмотрено в п. 4.15. При изучении движения воды в размываемых руслах используется несколько характерных скоростей.

Скорость течения воды (донная $v_{д. нр}$, средняя $v_{нр}$), при которой происходит первоначальное нарушение равновесия частиц наносов, формирующих русло, называется **неразмывающей скоростью**. Она представляет собой начальную предельную скорость движения частиц. Очевидно, $v_{д. нр} < v_{нр}$. Скорость течения воды (донная $v_{д. р}$, средняя $v_{р}$), при которой движение влекомых (донных) частиц наносов становится массовым (групповым) и поддерживается непрерывно, называется **размывающей скоростью**. Очевидно, $v_{д. р} < v_{р}$. Связь между донными (придонными) скоростями и средними рассмотрена в п. 3.9.

По опытным данным в водном потоке

$$v_{р} = (1,3 \div 1,4) v_{нр}. \quad (5.89)$$

Если наносы находятся в движении, то их остановка произойдет не при скорости $v_{нр}$, а при меньшей скорости $v_{нп}$, так как частицы, уже оторвавшиеся от дна потока, могут двигаться и при меньших скоростях, чем $v_{нр}$. Это можно рассматривать как проявление гистерезиса в явлении транспорта влекомых наносов. Скорость течения воды (донная, средняя), при которой влекомые частицы наносов останавливаются, называется **непередвигающей скоростью**. По опытным данным $v_{нп} \approx 0,8 v_{нр}$. Скорости $v_{нп}$ соответствует неподвижное состояние всех частиц, а следовательно, и отсутствие расхода влекомых наносов. Существенное влияние на размываемую способность потока оказывают амплитудные и частотные характеристики пульсации скорости потока; с их увеличением размывающая способность потока повышается при одинаковых средних скоростях потока. При неравномерном движении, например в нижних бьефах дорожных труб и малых мостов, средняя скорость потока перестает быть основной характеристикой размывающей способности потока. Решающее влияние на процесс размыва оказывает интенсивность турбулентности. Размывающая способность потока по-разному проявляется в руслах, сформированных связными и несвязными

грунтами. На неразмывающую и размывающую скорости оказывает влияние мутность потока и содержание в потоке наносов в коллоидном состоянии. Под влиянием взвешенных наносов изменяется плотность, вязкость и турбулентность потока. Взвешенный поток кольматирует несвязный скелет грунта и делает его более прочным. В мелкозернистых несвязных грунтах между частицами донных наносов возникают силы сцепления, что влияет на неразмывающую скорость.

Влияние различных факторов на неразмывающие скорости наиболее полно учтено в работе Ц. Е. Мурцхулавы [86]. Он предложил формулы для донной $v_{д.р}$ и средней $v_{нр}$ допускаемых (неразмывающих) скоростей для несвязных и связных грунтов. Они выведены для плоского турбулентного потока. Формулами можно воспользоваться и при более сложной в поперечном сечении формы русла, например речного потока. В этом случае в формулы вместо h следует подставить $h_{ср}$.

Для несвязных грунтов формулы Мирцхулавы запишем в виде:

$$v_{д.нр} = 1,25v_+, \quad (5.90)$$

$$v_{нр} = 1g \frac{8,8h}{d_0} v_+, \quad (5.91)$$

где

$$v_+ = \sqrt{\frac{2gm}{0,44\gamma n} [(\gamma_n - \gamma) d_0 + C_{у.н}]}, \quad (5.92)$$

γ_n , γ — удельный вес частиц соответственно несвязного грунта (наносов) и воды, Н/м³; d_0 — средний взвешенный диаметр частиц, м; $C_{у.н}$ — усталостная прочность (Н/м²) на разрыв несвязного грунта, учитывающая силы сцепления при мелкозернисто-

сти ($d < 0,25$ мм), определяемая по формуле $C_{у.н} = \frac{175}{10^{10}d_0}$;

m — коэффициент условий работы канала, в данном случае учитывающий влияние наносов в коллоидном состоянии на размывающую скорость при содержании в воде глинистых частиц более 0,1 кг/м³, m изменяется от 1,1 до 1,7; для осветленных потоков $m = 1$; n — коэффициент, учитывающий влияние пульсации скорости, определяемый по формуле

$$n = \left(\frac{v'_{д. макс}}{\bar{v}_д} \right)^2,$$

где $v'_{д. макс}$ — пульсационная мгновенная максимальная скорость в точке на высоте выступа шероховатости; $\bar{v}_д$ — осредненная донная скорость в той же точке; приближенно

$$n = 1 + \frac{d_0}{0,00005 + 0,3d_0};$$

n изменяется от 1 до 4.

Для связных грунтов формулы Ц. Е. Мирцхулавы запишем в виде:

$$v_{д. нр} = 1,25v_{++}, \quad (5.93)$$

$$v_{нр} = \lg \frac{8,8h}{d_0} v_{++}, \quad (5.94)$$

$$v_{++} = \sqrt{\frac{2gm}{2,6\gamma n} [(\gamma_n - \gamma) d_0 + 1,25K C_{y.c}]}, \quad (5.95)$$

где d_0 — средний размер агрегатов, т. е. отрывающихся отдельных, приведенных к диаметру шара; $C_{y.c}$ — нормативная усталостная прочность на разрыв связного грунта (Н/м^2), равная $0,035C$, где C — среднее значение сцепления грунта (Н/м^2) поверхностного слоя капиллярно водонасыщенного грунта при полной влагоемкости; m — коэффициент условий работы каналов, изменяющийся от 0,60 до 1,60; K — коэффициент однородности глинистых грунтов, характеризующий вероятность отклонения параметров сцепления частиц грунта от их средних величин, равный

$$K = 1 - \frac{\alpha\sigma_c}{C},$$

где σ_c — среднее квадратическое отклонение сцепления грунта, полученное на трассе проектируемого канала; α — коэффициент, принимаемый для магистральных каналов 2,65, для межхозяйственных распределителей 2,50, для хозяйственных распределителей 2,0. Значение коэффициента n то же, что и в формуле (5.92).

Формулы Мирцхулавы использованы при разработке нормативных допускаемых неразмывающих скоростей для проектирования сооружений мелиоративных систем. Более ранние нормативные данные о допускаемых неразмывающих скоростях для несвязных и связных грунтов приведены в работе [20]. Обращает на себя внимание большая степень детализации грунтовых условий. Нормами постулируется увеличение $v_{нр}$ с увеличением глубин потока. Для несвязных грунтов $v_{нр}$ лежит в пределах от 0,15 м/с (ил) до 6,2 м/с (валун особо крупный) при изменении глубин от 0,4 до 10 м и более. Для связных грунтов $v_{нр}$ лежит в пределах от 0,35 м/с (глина) до 1,7 м/с (лёссовые грунты в условиях закончившихся просадок) при изменении глубин от 0,4 до 3,0 м.

Скорости $v_{нр}$, согласно СНиП II-52-74, рекомендуется применять при расходах воды до 50 м³/с. При расходах более 50 м³/с скорости $v_{нр}$ желательно определять по результатам гидравлических и гидрологических исследований.

Если в потоке содержатся глинистые частицы в количестве 0,1 кг/м³ и более, то скорости $v_{\text{нр}}$ следует умножить на $\sqrt{m'}$, где m' — коэффициент, назначаемый по СНиП II-52-74. Для глинистых грунтов с равномерными включениями гальки и гравия более 20 % по объему $v_{\text{нр}}$ определяется, как для несвязных грунтов.

Приведем некоторые другие более простые формулы для расчета неразмывающих скоростей. Формула А. М. Латышенкова для средней неразмывающей скорости в случае несвязных грунтов имеет вид

$$v_{\text{нр}} = 1,6 \sqrt{g d_{\text{ср}}} \left(\frac{h}{d_{\text{ср}}} \right)^{0,2}, \quad (5.96)$$

где $d_{\text{ср}}$ — средний диаметр частиц.

Б. И. Студеничников для несвязных грунтов предложил следующую формулу:

$$v_{\text{нр}} = k \sqrt{g} (h d_{\text{ср}})^{0,25} \sqrt{(1 + 300 \rho_{\text{о.м}}^{2/3})}, \quad (5.97)$$

где k — коэффициент, равный: 1,5 для близких к однородным грунтов ($d_{10}/d_{\text{ср}} \approx 0,67$), 1,15 для неоднородных грунтов ($d_{10}/d_{\text{ср}} \approx 0,2 \div 0,3$); $\rho_{\text{о.м}}$ — относительное (по массе) содержание наносов в воде.

Следовательно, по Студеничникову, отношения неразмывающей скорости при однородном грунте к неразмывающей скорости при разнородном грунте составляет $1,5 : 1,15 = 1,3$. Из формулы (5.97) видно, что, чем больше мутность потока, тем больше $v_{\text{нр}}$. При малых $\rho_{\text{ов}}$ формула упрощается, так как подкоренное выражение можно принять равным единице. Параметры приведенных формул получены при постоянном значении плотности наносов. В МИИТ были проведены экспериментальные исследования движения наносов при большом диапазоне значений $a = (\rho_{\text{н}} - \rho) / \rho$ — от 0,05 до 1,65, используя естественные грунты и искусственные материалы. В результате для средней размывающей скорости на вертикали В. К. Дебольский предложил формулу

$$u_{\text{нр}} = 1,4 \omega_{50} \left[\left(\frac{\sqrt{g d_{50}}}{\omega} + 1 \right) \left(\frac{1}{\sqrt{\frac{1}{a} + 1}} \right) \lg \frac{h}{d_{50}} \right]^{7/6}, \quad (5.98)$$

где ω_{50} — гидравлическая крупность; d_{50} — диаметр частиц наносов при 50 %-ной обеспеченности (по кривой гранулометрического состава наносов).

В. Е. Коротков [73] предложил следующую формулу для размывающей скорости:

$$v_{\text{нр}} = v'_{\text{нр}} \left(1,10 + \frac{5}{\text{Re}'_d} \right) \left(\frac{h}{d} \right)^{1/m}, \quad (5.99)$$

где $v'_{\text{нр}} = \sqrt{gad}$; $\text{Re}'_d = \frac{v_{\text{нр}} d}{\nu}$; d — диаметр частиц наносов (автор формулы не указывает, какой именно диаметр — средний или диаметр частиц однородного грунта); $a = (\rho_{\text{н}} - \rho)/\rho$ — относительная плотность речных наносов; ν — кинематический коэффициент вязкости; $1/m = 0,15$ при $6 \leq \text{Re}'_d \leq 100$; $1/m = 0,25$ — $10/\text{Re}'_d$ или $\text{Re}'_d > 100$.

При $\text{Re}'_d > 100$ значение $5/\text{Re}'_d$ можно не учитывать и формула (5.99) принимает обычный вид, как, например, формула Б. И. Студеничникова и др.

Существуют и другие формулы для $v_{\text{нр}}$, их много, но мы отобрали несколько формул, позволяющих в более четкой форме выявить влияние различных факторов на $v_{\text{нр}}$. Нельзя не отметить некоторую субъективность в определении самих понятий размывающая и размывающая скорости и в их определении опытным путем. Для внесения большей определенности в методику расчета скоростей $v_{\text{нр}}$ и $v_{\text{р}}$ в МИИТ [111] были сделаны опыты, в которых находилось число сорвавшихся со дна частиц наносов в единицу времени с единицы площади дна при различных скоростях потока. В результате были построены графики зависимости интенсивности срыва частиц (число сорвавшихся частиц с единицы площади за секунду) от скорости потока. Кривые этой связи обращены выпуклостью к оси скоростей с тенденцией асимптотического приближения к оси, параллельной оси интенсивностей. Экстраполируя кривую до нулевых интенсивностей, получаем скорость $v_{\text{нр}}$. Продолжив кривую до стабилизировавшейся интенсивности, получим при этом значении интенсивности скорость $v_{\text{р}}$. Можно полагать, что скорости $v_{\text{нр}}$ соответствует нулевая вероятность срыва частиц, а скорости $v_{\text{р}}$ — вероятность, равная единице. В этой связи отметим, что формула (5.98) дает скорость при вероятности срыва частиц 0,5. Надо иметь в виду, что интенсивность срыва частиц с откосов канала больше, чем со дна. В то время как от дна канала отрываются отдельные частицы, на крутых откосах наблюдается групповое движение частиц наносов и даже могут образовываться рифели.

Вопрос о незаиляющих скоростях в краткой форме был рассмотрен в п. 4.15. Применительно к рекам и каналам с деформируемым руслом незаиляющая, а также заиляющая скорости наиболее достоверно могут быть определены на основе уравнения транспортирующей способности потока.

Предельный расход наносов определенной гидравлической крупности, отвечающий условию равновесия процессов размыва

и осаждения при данном гидравлическом режиме потока, называется транспортирующей способностью потока. Чем больше скорость потока v и чем меньше гидравлическая крупность наносов ω , тем больше транспортирующая способность потока. Она уменьшается с ростом глубины, так как вероятность подъема частиц на большие высоты в толще потока меньше. Но наиболее существенным фактором является скорость потока. Если расход наносов поделить на расход воды, получим предельную мутность, характеризующую транспортирующую способность потока. Однако наилучшим образом транспортирующую способность потока характеризует произведение средней мутности потока на его среднюю скорость, т. е. $\rho_{\text{ср}}v = v_{\text{т}}$. На полезность использования такого понятия в гидрологии обратил внимание Е. В. Близняк, проведя следующую аналогию между жидкой и твердой фазами потока. Для жидкой фазы $v = Q/\omega$, для твердой $G_{\text{н}}/\omega = v_{\text{т}}$, где $G_{\text{н}}$ — расход взвешенных наносов, поэтому $\rho_{\text{ср}}Q/\omega = \rho_{\text{ср}}v$. Произведение локальной мутности на местную скорость u , т. е. $\rho_{\text{м}}u$, называют расходом наносов в точке или единичным расходом наносов.

Хотя содержание взвешенных наносов в речных потоках изменяется в больших пределах — от 10 г/м^3 (например, на р. Волге в межень) до 40 кг/м^3 (например, на р. Хуанхэ в паводок), представилось возможным найти общую закономерность для определения транспортирующей способности потока. М. А. Великанов в 1952 г. установил, что существует линейная связь между средней объемной (относительной) мутностью $\rho_{\text{об}}$ и безразмерным критерием $v^3/gh_{\text{ср}}\omega_{\text{ср}}$, следовательно,

$$\rho_{\text{об}} = \beta \frac{v^3}{gh_{\text{ср}}\omega_{\text{ср}}} = \beta \text{Fr} \frac{v}{\omega_{\text{ср}}}, \quad (5.100)$$

где β — безразмерный параметр; $\omega_{\text{ср}}$ — средняя гидравлическая крупность взвеси; $\text{Fr} = v^2/gh_{\text{ср}}$ — число Фруда; $v/\omega_{\text{ср}}$ — отношение средней скорости потока к средней гидравлической крупности.

Учитывая, что параметр β в формуле (5.100) не является постоянным, его желательно вычислять по натурным данным. Для этого следует предварительно построить график по координатам $\rho_{\text{об}}$ и $v^3/gh_{\text{ср}}\omega_{\text{ср}}$ (рис. 5.11). Если связь линейная, тангенс угла наклона линии к горизонтальной оси и есть параметр β . При обобщении опытных данных по многим рекам диапазоны значений, откладываемых по осям, оказываются очень большими. В этом случае строится логарифмическая анаморфоза функций (5.100), а именно

$$\lg \rho_{\text{об}} = \lg \beta + 3 \lg \frac{v}{\sqrt[3]{gh_{\text{ср}}\omega_{\text{ср}}}}.$$

Связь между $\rho_{\text{об}}$ и $v^3/gh_{\text{ср}}\omega_{\text{ср}}$ не является однозначной. Одной из существующих причин нарушения этой связи является

хорошо известный из гидрометрии факт более интенсивного поступления наносов с водосбора на подъеме половодья, чем при его спаде. Питание наносами на спаде ограничивается еще образованием отмостки дна. Это явление заключается в том, что в первую очередь приходят в движение и уносятся потоком более мелкие частицы. Оставшиеся же на дне более крупные частицы естественным образом укрепляют дно, что способствует ограничению дальнейшего насыщения потока. На рис. 5.11 видно, что при одном и том же значении параметра $v^3/gh_{cp}w_{cp}$ можно

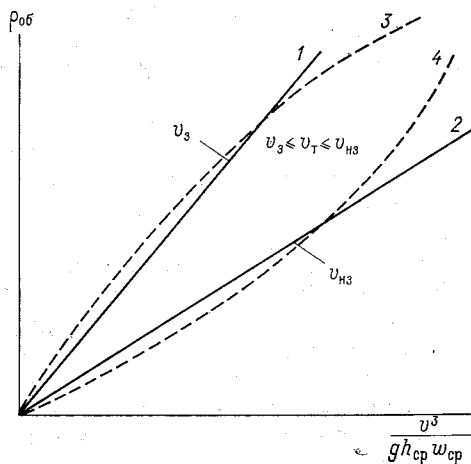


Рис. 5.11. Связь (в общем виде) объемной относительной мутности потока с безразмерным параметром $v^3/(gh_{cp}w)$.

получить два различных значения $\rho_{об}$ (по линии 1 и 2). При большем значении $\rho_{об}$ создаются условия для осаждения наносов вследствие перегрузки потока наносами. В результате наносы будут откладываться на дне. При меньшем значении $\rho_{об}$ поток будет недогружен наносами, что вызовет размывы дна. Такое истолкование смысла верхней и нижней огибающих линий на рис. 5.11, данное К. И. Россинским, представляет существенный интерес. Линия 1 соответствует предельному насыщению потока, а линия 2 — недонасыщению потока наносами, по-

этому при скорости потока, несколько большей скорости $v_{нр}$, начинается общий размыв русла. Поэтому можно считать, что $v_{нз} \approx v_{нр}$. В связи с изложенным Россинский различает связи мутности с элементами потока при внешнем питании или осаждении наносов и при внутреннем питании или размыве дна. Скорость потока v_t в прямом смысле этого понятия соответствует транспортирующей способности потока (рис. 5.11). Назовем ее транспортирующей скоростью. Очевидно, $v_3 \leq v_t \leq v_{нз}$. Параметр β , соответствующий линии 1, обозначим через β_3 , а линии 2 — через $\beta_{нз}$ (рис. 5.11). Тогда из (5.100) можно получить скорости:

$$v_3 = \sqrt[3]{\frac{g\rho_{об}h_{cp}w_{cp}}{\beta_3}},$$

$$v_{нз} = \sqrt[3]{\frac{g\rho_{об}h_{cp}w_{cp}}{\beta_{нз}}}.$$

При отсутствии данных о гидравлической крупности наносов вместо графиков, как показано на рис. 5.11 или в виде логарифмической анаморфозы функции (5.100), строят графики $\rho_{cp} = \rho_{cp}(v/h^{1/3})$ с огибающими кривыми.

Исследованию транспортирующей способности потока уделяется большое внимание. Предложено немало формул для ее расчета. Сводка формул и их сопоставление имеются в ряде работ [1, 58 и др.]. Приведем некоторые из них.

В 1957 г. С. Х. Абальянц применительно главным образом к коритовым каналам предложил формулу

$$\rho_{cp} = 0,18 \frac{v_m^3}{g h_{cp} w_{cp}}, \quad (5.101)$$

где ρ_{cp} в кг/м³, v в м/с, g в м/с², h в м, w_{cp} в м/с. Здесь коэффициент 0,18 размерный и его числовое значение получено для тех размерностей величин, входящих в формулу (5.101), которые здесь указаны.

Если принять за основу формулу (5.100), содержащую относительную объемную мутность, что удобнее для ее анализа, то формула (5.101) принимает вид

$$\rho_{об} = 6,8 \cdot 10^{-5} \frac{v_m^3}{g h_{cp} w_{cp}}, \quad (5.102)$$

следовательно $\beta = 6,8 \cdot 10^{-5}$.

К. И. Россинский предложил формулы для транспортирующей способности речных потоков: при внешнем питании рек наносами

$$\rho_{cp} = 0,24 \frac{v_3^3}{g h_{cp} w_{cp}}, \quad (5.103)$$

при внутреннем питании рек наносами

$$\rho_{cp} = 0,012 \frac{v_{нз}^3}{g h_{cp} w_{cp}}. \quad (5.104)$$

Эти формулы для удобства сравнения их с формулой (5.101) здесь записаны при ρ_{cp} , выраженном в кг/м³. Заметим, что формула (5.104) ранее была записана с коэффициентом 0,048. По расчетам Л. И. Викуловой, вместо этого числа должно быть 0,012.

Если формулы (5.103) и (5.104) записать по типу формулы (5.102), то получим: $\beta_3 = 9,1 \cdot 10^{-5}$, $\beta_{нз} = 0,45 \cdot 10^{-5}$.

В каналах области внешнего и внутреннего питания потока наносами не выражены так четко, как в реках, поэтому

результаты исследований транспортирующей способности потока Абальянцем даны в виде одного уравнения. В нем можно принять $v = v_T$.

Выражая $\rho_{ср}$ в $г/м^3$ и вводя g в коэффициент, формулу (5.103) можно записать в виде

$$\rho_{ср} \approx 24 \frac{v_3^3}{h_{ср} \omega_{ср}},$$

где v в м/с, $h_{ср}$ в м, $\omega_{ср}$ в м/с.

Соответственно формула (5.104) принимает вид

$$\rho_{ср} \approx 1,2 \frac{v_{нз}^3}{h_{ср} \omega_{ср}},$$

или

$$\rho_{ср} \approx 1,2 \left(\frac{v_{нз}}{\sqrt[3]{h_{ср} \omega_{ср}}} \right)^3.$$

Вместо этой формулы Д. Я. Раткович рекомендует формулу

$$\rho_{ср} \approx 0,5 \left(\frac{v_{нз}}{\sqrt[3]{h_{ср} \omega_{ср}}} \right)^{3,5},$$

так как на графике Россинского [103] нижняя огибающая на логарифмической анаморфозе составляет с горизонтальной осью больший угол, чем верхняя.

Приведем также формулу А. В. Караушева [65]

$$\rho_{ср} = \Gamma_n E \frac{v^2}{h_{ср}},$$

где $\rho_{ср}$ в $г/м^3$; v в м/с; $h_{ср}$ в м; Γ_n — гидродинамический параметр наносов, определяемый по таблице в зависимости от коэффициента Шези и отношения $\omega_{ср}/v$; E — параметр, зависящий от коэффициента Шези. При анализе связей по опытным данным, показанным на рис. 5.11, надо иметь в виду, что линии 1 и 2 могут искривляться [103], принимая форму кривых 3 и 4, обращенных выпуклостью к осям ординат. При больших мутностях и скоростях изучаемая связь вырождается в однозначную ($v_3 \approx v_T \approx v_{нз}$), что может соответствовать срыву отмостки русла, а следовательно, повышению мутности потока.

5.15. Способ экспериментального определения неразмывающей и размывающей скоростей потока

Точное экспериментальное определение скоростей $v_{нр}$ и v_p в водном потоке затруднено, но в воздушном потоке эта задача с привлечением физических методов измерений может быть ре-

шена с высокой точностью. Один из таких возможных способов здесь изложен по результатам исследований Н. В. Терентьева.

Способы визуального наблюдения на моделях или через прозрачные участки каналов (лотков), регистрация моментов прохождения мечеными частицами наносов сечений канала дают общее представление о характере движения частиц, позволяя

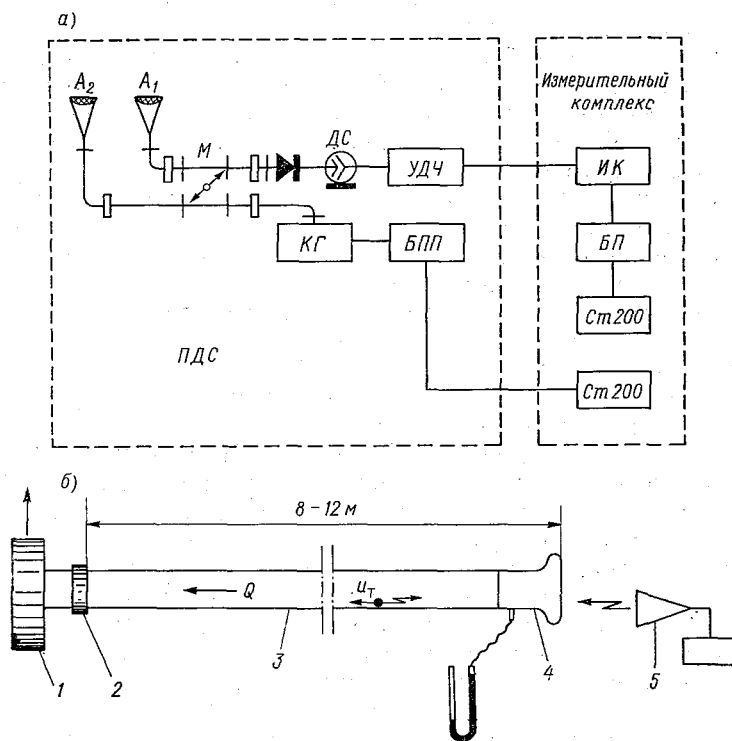


Рис. 5.12. Схема экспериментальной установки.

а — принципиальная схема радиолокационного измерителя скорости движения твердых частиц, *б* — схема аэродинамического канала и расположения измерителя скорости.

по времени прохождения частицей контрольных сечений рассчитать только ее скорость, осредненную на длине между сечениями.

Существенными преимуществами обладает радиолокационный метод измерения скорости движущихся в канале частиц, основанный на эффекте Доплера. Сущность этого эффекта заключается в том, что разность между прямым и отраженным электромагнитными сигналами прямо пропорциональна скорости

движения объекта. На рис. 5.12 представлена принципиальная схема установки для определения скорости движения частиц радиолокационным методом. Основными узлами устройства являются: преобразователь доплеровского сигнала (ПДС), состоящий из блока питания преобразователя (БПП), усилителя доплеровской частоты (УДЧ), антенн A_1 и A_2 , клистронного генератора (КГ), детекторной секции (ДС), щелевого моста (М); блок питания (БП) со стабилизаторами напряжения Ст-200; измерительный комплекс (ИК).

Сигнал, генерируемый клистроном, излучается передающей антенной A_2 в направлении движущегося объекта и, отражаясь от него, воспринимается приемной антенной A_1 . Далее сигнал поступает в ДС и здесь смешивается с сигналом, идущим от клистрона через щелевой мост. В результате «биения» двух сигналов в смесителе выделяется сигнал разностной частоты, равной доплеровской. Выделенный доплеровский сигнал усиливается в УДЧ и подается в измерительный преобразователь. В ИК есть схема восстановления доплеровских импульсов, пропавших в результате интерференции сигналов и других причин случайного характера. Радиолокационный измеритель позволяет непрерывно определять скорость движущихся объектов в диапазоне 0,5—7 м/с с точностью $\pm 3\%$. Исследование процесса перемещения твердых частиц проводилось в металлических каналах (трубах) круглого сечения диаметром $D = 0,051; 0,06; 0,067; 0,081$ и $0,105$ м. Предварительно внутренняя поверхность каналов была обработана аэросмесью с высокой концентрацией кварцевого песка при скоростях движения потока 45—50 м/с. Этим было достигнуто постоянное значения коэффициента гидравлического трения λ . Комплект аппаратуры измерителя скорости частиц был установлен у торца канала (рис. 5.12), а рупоры антенн 5 направлены вдоль оси трубы таким образом, чтобы нижняя образующая канала 3 приходилась по центру линзы антенны.

Отраженный от движущейся частицы сигнал через измерительный преобразователь поступал на гальванометр Н-700 для записи на фотобумагу. Для определения времени от начала движения частиц до их задерживания в специальном устройстве 2 одновременно с записью процесса включали отметчик времени с частотой 10 Гц. Расход воздуха Q определяли путем замера статического давления P_k на стенке коллектора 4 с последую-

щим расчетом по формуле $Q = k \sqrt{P_k}$, где k — коэффициент коллектора. Исследовали движение частиц мраморной крошки ($\rho_n = 2,52$ г/см³) различной формы, разделенных при помощи сит на фракции со средним размером $d_r = 0,0015, 0,0025; 0,0040; 0,0060$ и $0,0085$ м. Группу частиц одной фракции помещали на дно канала примерно на $1/4$ — $1/5$ периметра на длине трубы (30—35 см) слоем, равным d_r , и при помощи воздухоотсасывающей

машины 1 (рис. 5.12) повышали скорость движения воздушного потока. В результате были найдены средние значения неразмывающей $v_{нр}$ и размывающей скоростей v_p для указанных размеров частиц и диаметров каналов. Полученные данные представлены в табл. 5.7.

Таблица 5.7

Значения $v_{нр}$ и v_p , м/с

d_T м	Диаметр D м							
	0,051		0,060		0,067		0,081	
	$v_{нр}$	v_p	$v_{нр}$	v_p	$v_{нр}$	v_p	$v_{нр}$	v_p
0,0085	12,0	15,3	13,1	16,8	13,5	16,65	14,05	18,0
0,0060	10,2	15,2	12,7	16,0	13,1	15,20	13,60	16,5
0,0040	7,3	11,1	10,8	14,0	11,2	14,60	11,50	14,0
0,0025	6,5	9,9	8,7	11,5	9,1	12,05	9,30	13,2
0,0015	5,3	8,7	7,2	9,6	7,45	9,70	7,60	9,7

Из данных табл. 5.7 видно, что интервал скорости потока, при которой происходит нарушение равновесия частиц до массового их уноса, составляет 18—40 % по отношению к неразмывающей скорости, т. е. $v_p \approx (1,18 \div 1,40) v_{нр}$, что в общем удовлетворительно согласуется с данными для водных потоков. Это дает основание изучить и другие вопросы транспорта наносов в воздушном потоке. Отметим, что исследование движения твердых частиц в воздушном потоке имеет и самостоятельное значение, например при изучении открытых потоков на напорных моделях. Очевидно, что для уноса отдельных частиц, находящихся не в массе наносов, потребуется меньшая скорость потока, чем для уноса одиночных частиц, соприкасающихся друг с другом. Назовем эту скорость размывающей для одиночных частиц и обозначим v'_p . По-видимому, эта скорость близка по своему значению к неразмывающей скорости $v_{нр}$ (табл. 5.7), так как в случае нарушения равновесия частицы, находящейся не в массе, ее дальнейшему движению не будет мешать контакт с другими частицами. Для проверки этого был проделан эксперимент по следующей методике. В канале устанавливали режим движения воздушного потока, соответствующий скорости v_p для какой-либо из фракций. Далее частицы этой фракции вводили по одной в канал через торец и следили за их движением по сигналу на экране осциллографа Н-700. Отсутствие сигнала означало, что частица прекратила движение. Если в течение серии опытов частицы не останавливались на дне канала, скорость потока снижали до тех пор, пока хотя бы одна из них задерживалась

на контрольном участке канала. Тогда скорость потока повышали на $\approx 0,2$ м/с и опыты повторяли. В случае полного уноса частиц данную скорость принимали за среднюю минимальную скорость, необходимую для непрерывного передвижения частиц в придонной области канала, т. е. за размывающую скорость для одиночных частиц. В табл. 5.8 даны значения v'_p по результатам контроля за движением частиц радиолокационным методом.

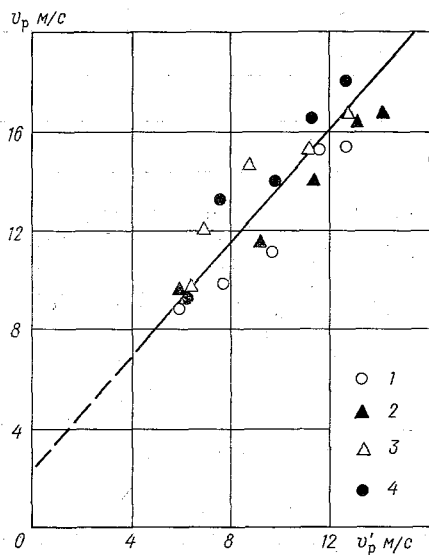


Рис. 5.13. Зависимость $v_p = v_p(v'_p)$ при различных диаметрах канала D .
1 — $D=0,051$ м, 2 — $D=0,060$ м, 3 — $D=0,067$ м, 4 — $D=0,081$ м.

Размывающая скорость для массы частиц больше аналогичной скорости для одиночных частиц в 1,24—1,37 раза, т. е. $v_p = (1,24 \div 1,37) v'_p$.

Под воздействием потока, имеющего среднюю скорость v'_p , частица вначале резко увеличивает скорость, а затем движется со скоростью u_t , изменяющейся около ее осредненного значения, не зависящего от времени. Зубчатый характер осциллограммы [50] отражает малейшие изменения скорости u_t . Даже на участке, где скорость частицы стабилизировалась, имеют место существенные изменения u_t . Объясняется это турбулентностью потока и особенностью перемещения частиц при скорости потока v'_p — перекачиванием или влечением частиц по дну ка-

Из табл. 5.8 видно, что для данных условий постановки эксперимента скорость v'_p зависит от размера частиц. По-видимому, с увеличением или уменьшением сечения канала этот параметр также должен оказывать влияние на v'_p . На рис. 5.13

показан график, позволяющий судить о соотношении между скоростями v_p и v'_p численные значения которых взяты из табл. 5.7 и 5.8 для частиц одинакового размера и при равных диаметрах каналов. Уравнение зависимости $v_p = v_p(v'_p)$ (рис. 5.13) имеет вид $v_p = 1,15v'_p + 2,3$.

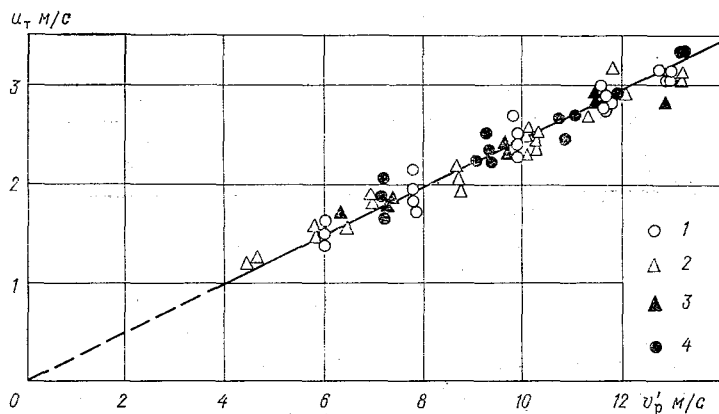
Это свидетельствует о том, что отношение v_p/v'_p не является постоянным. В принятых условиях проведения исследования раз-

Таблица 5.8

Значения v_p' , м/с

a_T м	Диаметр D м				
	0,051	0,060	0,067	0,081	0,105
0,0085	12,8	14,1	12,9	12,8	13,2
0,0060	11,6	13,1	11,2	11,4	11,3
0,0040	9,83	11,4	8,70	9,60	9,44
0,0025	7,80	9,20	6,87	7,64	7,66
0,0015	6,00	6,17	6,37	6,32	6,15
0,00075	4,55	5,15	4,59	5,25	4,55

нала. Естественно, что такое движение приводит к многократным ударам частиц о стенку канала. В результате каждого удара u_T

Рис. 5.14. Зависимость $u_T = u_T(v_p')$ при различных диаметрах канала D .1 — $D=0,051$ м, 2 — $D=0,067$ м, 3 — $D=0,081$ м, 4 — $D=0,105$ м.

снижается, а отскок частицы создает условия для увеличения скорости ее движения. Многократные записи движения частиц различного размера при соответствующем каждому размеру значении v_p' позволили установить, что соотношение между u_T и v_p' имеет примерно постоянное значение.

На рис. 5.14 представлена зависимость $u_T = u_T(v_p')$. Каждая экспериментальная точка получена как среднее значение из нескольких серий опытов (число опытов 60—80). На рис. 5.14 видно, что для условий проведенных исследований скорость

движения частицы составляет примерно 25 % средней скорости потока т. е. $u_T/v'_p = 0,25$.

Изучение соотношения между скоростями движения влеко-
мых наносов и скоростью движения водного потока начато
в 1932 г. П. А. Войновичем и М. А. Дементьевым. Отмечено, что
в начальный момент скорости движения частиц составляют 0,4—
0,5 скорости жидкости.

Рассмотрим теперь, как взаимодействуют воздушный поток
и частицы на участке синхронизации (S_c). Наиболее интерес-
ными факторами являются характер нарастания скорости u_T на
участке синхронизации и длина этого участка, а также время,
в течение которого скорость частицы изменится от $u_T = 0$ до

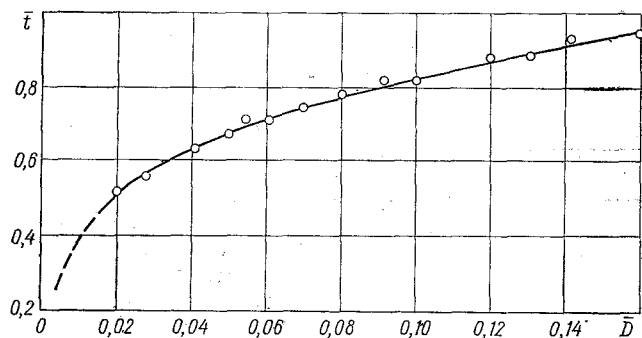


Рис. 5.15. Зависимость $\bar{t} = t(\bar{D})$.

u_{Tc} , т. е. соотношение между скоростями частицы и потока бу-
дет близким к постоянному. Это время можно назвать временем
синхронизации t_c . Время синхронизации может быть получено
непосредственно с осциллограммы [50]. Обработка результатов
испытаний в безразмерных координатах $\bar{t} = t_c/t'_c$ и $\bar{D} = d_T/D$,
где t'_c — время синхронизации частицы наибольшего из принятых
в испытаниях размеров частиц (10 мм), показала, что сущест-
вует общая закономерность для $\bar{t} = \bar{t}(\bar{D})$, представленная на
рис. 5.15. В аналитической форме эта зависимость имеет сле-
дующий вид:

$$\bar{t} = 1,6 \left(\frac{d_T}{D} \right)^{0,25}. \quad (5.105)$$

Функцию $u_T = u_T(t)$ можно записать в относительных коор-
динатах. Для этого произвольные значения u_{Ti} для частиц опре-
деленного размера, взятые с осредненных по осциллограммам
графиков $u_T = u_T(t)$, отнесем к скорости синхронизации частицы,

ности u_{Ti} время t_i от-
же частиц $\bar{t} = t_i/t_c$. Та-
ультатам обработки экспе-
нее указанных размеров ча-
тавлена на рис. 5.16.
делах участка синхронизации за не-
реш от 0 до t_i будет равна

$$S_i = \int_0^{t_i} u_T dt. \quad (5.106)$$

В соответствии с принятыми обозначениями функции $\bar{u}$ и ар-
гумента $\bar{t}$ справедливо соотношение $\bar{S} = S_i/S_c$, из которого

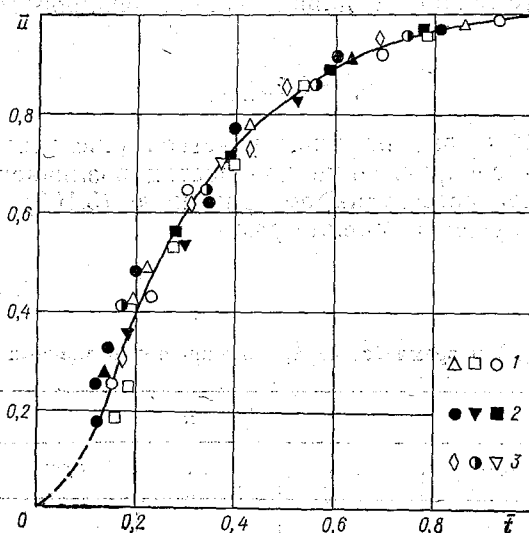


Рис. 5.16. Зависимость $\bar{u} = \bar{u}(t)$ на участке синхронизации в каналах разных сечений при различных диаметрах частиц d_T .

1 — $d_T = 8,5$ м, 2 — $d_T = 6,0$ м, 3 — $d_T = 4,0$ мм.

$S_i = \bar{S}S_c$. Но S_c представляет собой путь, который частица пройдет за время синхронизации при условии движения со скоростью u_{Tc} , т. е. $S_c = u_{Tc} t_c$, следовательно,

$$S_i = \bar{S} u_{Tc} t_c. \quad (5.107)$$

Из (5.107) следует, что путь, пройденный частицей за t_i в пределах участка синхронизации, составляет некоторую часть

пути, проходимого частицей с постоянной скоростью $u_{\text{т.с}}$ за время синхронизации. Эта часть пути зависит от $\bar{S}$, численное значение которого можно получить интегрированием функции $\bar{u} = \bar{u}(\bar{t})$ (рис. 5.16). Но $d\bar{S} = \bar{u} d\bar{t}$ и, следовательно, уравнение (5.106) будет иметь вид

$$S_i = u_{\text{т.с}} t_c \int_0^{\bar{t}_i} \bar{u} d\bar{t}. \quad (5.108)$$

Если S_i принять равным участку синхронизации, то пределы интегрирования экспериментальной кривой (рис. 5.16) $0 \leq \bar{t} \leq 1$ и соответствующий этому условию коэффициент $\bar{S} = 0,7$. В пределах проведенных исследований эта величина оказалась почти постоянной, и длина участка синхронизации составила

$$S_c = 0,7 u_{\text{т.с}} t_c. \quad (5.109)$$

В табл. 5.9 приведены длина участков (числитель) и время (знаменатель) синхронизации для частиц различного размера. Длины участков рассчитаны по уравнению (5.109), время синхронизации получено с осциллограмм.

Таблица 5.9

Длина участка (м) и время (с) синхронизации при различных диаметрах D

$d_{\text{т.м}}$	$D \text{ м}$				
	0,051	0,060	0,067	0,081	0,105
0,0085	5,49	5,23	5,05	4,72	4,50
	2,50	2,35	2,30	2,15	2,00
0,0060	4,41	4,15	4,04	3,87	3,44
	2,30	2,20	2,10	2,00	1,80
0,0040	3,34	3,12	3,00	2,83	2,57
	2,10	1,95	1,90	1,80	1,60
0,0025	2,38	2,21	2,12	1,99	1,80
	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40
0,0015	1,66	1,53	1,46	1,35	1,22
	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20
0,00075	1,02	0,94	0,89	0,82	0,73
	1,30	1,20	1,15	1,05	0,95

Уравнение (5.107) позволяет определить, какой путь за время t_i частица пройдет в процессе увеличения скорости на участке синхронизации. Для этого следует принять соответствующие пределы интегрирования уравнения (5.108) и рассчитать коэффициент $\bar{S}$.

Выполненные эксперименты позволили более детально исследовать механизм поведения твердых частиц в потоке в диапазоне скоростей от неразмывающих до размывающих. Представилось также возможным определить длину участка, время и скорость синхронизации твердых частиц при размывающих скоростях потока, что представляет интерес для дальнейшего изучения транспорта донных наносов.

ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ПОЙМ КАК ЕСТЕСТВЕННЫХ ВОДОСБРОСОВ

Идея использования речных пойм в качестве водосбросов при строительстве низконапорных плотин возникла сравнительно давно. Если русло реки перекрывается глухой плотиной, то весь поток проходит через пойму в обход плотины. Затопляемая пойма в этом случае работает как естественный водосброс. Такие русловые плотины, по предложению А. Н. Ахутина, называют обтекаемыми плотинами. Длина по гребню плотины в случае необходимости может быть больше ширины русла, т. е. плотина будет перекрывать русло и часть поймы. Следовательно, можно различать русловые и пойменно-русловые обтекаемые плотины. Применяя термин «обтекаемая плотина», подразумевают, что поток, проходя через пойму, обтекает плотину у ее оголовков вблизи бровок русла или в некотором удалении от них в зависимости от степени увеличения длины плотины по сравнению с шириной русла. С гидравлической точки зрения различают два основных случая работы поймы как естественного водосброса: 1) русловая плотина глухая — весь поток проходит по пойме; 2) русловая плотина имеет сбросные сооружения — поток проходит частично по пойме и руслу. Первый случай движения воды исследован в 1947—1949 гг. Результаты работы опубликованы в монографии [34]. Второй случай движения воды изучен в 1977—1980 гг. в Московском гидромелиоративном институте (МГМИ), что нашло отражение в ряде работ [94 и др.].

Низконапорные гидроузлы с пропуском части потока по пойме находят применение в орошении и водоснабжении. Сама идея использования поймы в качестве водосбросов в настоящее время вызывает повышенный интерес в связи с решением проблем межбассейновой переброски части речного стока. Определение пропускной способности пойм имеет большое значение в связи с регулированием пойменного потока и русловых процессов на поймах. Все это имеет самое непосредственное отношение к сельскохозяйственному использованию пойменных земель. Исследования в этом направлении выполнены в МГМИ Е. С. Марковым, С. Н. Корюкиным [74] и др. С. Н. Корюкин [74] затронул широкий круг вопросов регулирования пойменного по-

тока и русловых процессов на пойме имея в виду предотвращение нежелательных последствий руслового процесса (занесение угодий песком, прорыв береговых валов, эрозия пойм и пр.).

Настоящая глава посвящена оценке роли поймы только как естественного водосброса. Последующее изложение представляет собой краткое обобщение исследований автора [34], а также исследований МГМИ. В начале дается общая характеристика потока в пойме, обтекающей русловую плотину, с кратким изложением методики соответствующих экспериментов. Затем сопоставляется кривая расходов воды естественного потока с кривой потока, подпертого русловой плотиной при выходе его на пойму. Кривые расходов и в этом случае являются главной характеристикой пропускной способности пойм. Поскольку при обтекании русловых плотин возникает перепад, то представилось возможным предложить методику расчета пропускной способности пойм по уравнению такого же типа, как и для водосливов, но качественно с другим коэффициентом расхода. Для назначения креплений поймы у оголовков плотины необходимо знать скорость течения. Этот вопрос рассмотрен в настоящей главе.

6.1. Общая характеристика потока, обтекающего русловые плотины

Эксперименты в 1947 г. [34] были выполнены на пространственной модели, состоящей из параболического русла с глубиной на оси 0,05 м и шириной 0,45 м. Пойма плоская симметричная с нулевым поперечным уклоном. Общая ширина потока, включая русло и пойму, 5,26 м, длина потока 7,20 м. Продольный уклон русла и поймы $I = 0,0005$. Русло и пойма имели одинаковую шероховатость в виде цементной штукатурки. Расходы воды изменялись от 0,2 до 60 м³/с. Расход воды в русле при заполнении его до бровок равен $Q_6 = 2,70$ л/с.

В опытах 1948 г. [34] русло также было параболическим, но с глубиной на оси 0,06 м и шириной 0,60 м. Диапазон расходов воды такой же; расход $Q_6 = 7,2$ л/с. Продольный уклон дна потока $I = 0,001$.

Опыты 1948 г. проводились при трех ширинах поймы: $B_{\text{п}} = 4,66; 2,40; 1,20$ м, что при ширине русла $B_{\text{р}} = 0,60$ м дает следующие отношения $B_{\text{р}}/B_{\text{п}} = 1/7,8; 1/4; 1/2$. В первой серии опытов 1948 г. поверхности русла и поймы была придана шероховатость в виде гладкой цементной штукатурки. Во второй серии опытов поверхность поймы была покрыта толченым шлаком, предварительно просеянным через сито с отверстиями 3 мм. Шлак равномерно рассыпался по пойме и укреплялся цементным раствором. Русло имело такую же шероховатость, как и в первой серии опытов.

Типы (всего их 9) глухих плотин были разные. Основные из них были в виде плоской стенки (с различной толщиной,

с различными выходами на пойму и со струенаправляющими устройствами) и плотина с откосами (с длиной по гребню 0,60 м и длиной по основанию на отметке поймы 0,92 м). В результате были измерены траектории движения воды при обтекании плотин, форма свободной поверхности, кинематика потока глубины в русле и пойме. При этом для измерения скоростей на свободной поверхности применялась стереофотограмметрия, а для определения формы свободной поверхности — стереофотограмметрия с высокой точностью. С описанием этой методики можно ознакомиться в работе [34]. Для своего времени (1947 г.) это было уникальное исследование, так как представилось возможным впервые получить изображение рельефа свободной поверхности потока в горизонталях, проведенных через 1 мм.

Большая заслуга в разработке методики высокоточной стереофотограмметрической съемки принадлежит М. Н. Ютанову.

Первоначальное представление о потоке в пойме и русле при обтекании плотин получаем по форме траекторий. Обобщая такие данные, можно сделать следующие выводы.

В нижнем бьефе в русле и пойме возникают вихревые области с обратными течениями. Вихри главным образом с вертикальными осями вращения. Ширина растекания потока (ширина потока, в пределах которой практически наблюдается искривление траекторий движения воды, вызванное плотиной) уменьшается с увеличением расхода воды. Наибольшая ширина вихревой области приблизительно составляет $(2,5 \div 3,5) B_p$, длина $(6 \div 9) B_p$.

Вблизи оголовков плотины образуются области потока с пониженными отметками поверхности воды и повышенными скоростями. Назовем такую область потока воронкой на свободной поверхности воды, а точку с наименьшей отметкой и наибольшей скоростью фокусом воронки. Введем понятие относительной глубины воронки $h_v^* = (h_\infty - h_\phi)/h_\infty$ и относительного расхода воды Q/Q_6 , где h_∞ — глубина на расстоянии от плотины, при котором плотина практически не влияет на местную форму поверхности воды (отметки поймы дна в поперечном направлении не изменяются), h_ϕ — глубина воды в фокусе воронки. Установлено, что h_v^* убывает с ростом Q/Q_6 и $B_p/B_{п.}$. Форма рельефа поверхности воды отчетливо прослеживается по результатам стереофотограмметрической съемки. Такие данные опубликованы в монографии [34].

Существенный интерес представляет сопоставление рельефа воронки на свободной поверхности воды (по опытам на жесткой модели) с рельефом воронки размыва (по опытам на размываемой модели). Существование связи между двумя указанными рельефами не подлежит сомнению. Отыскание таких связей с учетом механического состава донных наносов может создать предпосылки для создания новой методики гидравлических ис-

следований. Тогда, зная форму рельефа поверхности воды при жесткой модели с горизонтальной поверхностью, можно судить о возможных русловых деформациях у сооружений.

В зависимости от соотношения между расходом воды Q и расходом Q_6 русло в нижнем бьефе может работать неполным или полным сечением. Количественной характеристикой этих режимов является связь между напором потока у плотины и расходом $z = z(Q)$. Величина z представляет собой разность уровней воды верхнего и нижнего бьефов непосредственно у плотины. В схематическом виде такая связь изображена на рис. 6.1. Конкретные многочисленные связи приведены в работе [34]. На кривых $z = z(Q)$ имеется точка перегиба, в которой $z = z_{\min}$ соответствует расходу Q_z . Считая, что при $Q = 0$ русло реки в верхнем бьефе заполнено до отметки бровки русла H_6 , а в нижнем бьефе русло не заполнено, будем иметь при $Q = 0$ $z = H_6$ (рис. 6.1). Величина H_6 отсчитывается от нижней точки параболического русла. При $z < z_{\min}$ z убывает с возрастанием расхода, так как происходит заполнение русла в нижнем бьефе. Было бы неправильным считать, что при расходе Q_6 будет наблюдаться наименьший напор, так как поток с расходом Q_6 в нижнем бьефе проходит по руслу и пойме. В опытах 1947 г. ($B_p = 0,45$) получено $Q_z/Q_6 \approx 3,3$, в опытах 1948 г. ($B_p = 0,60$ м) в среднем $Q_z/Q_6 \approx 2,3$. Минимальный напор $z_{\min}$ возрастает с увеличением отношения B_p/B .

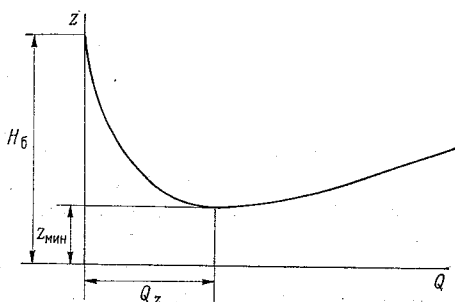


Рис. 6.1. Связь (в общем виде) между напором и расходом воды для русловых плотин.

Отличительной чертой экспериментов, выполненных в МГМИ, является то, что часть потока пропускалась через сбросные русловые сооружения. Эксперименты в МГМИ выполнены И. Ф. Пикаловой на полупространственных моделях в двух гидравлических лотках: $23,0 \times 2,97$ м и $19,0 \times 1,03$ м. Полуширина русла 20,6 см и наибольшая глубина на оси русла 6,0 см, ширина левобережной поймы $B_{\pi} = 82,4; 176,4; 276,4$ см. Поперечный уклон поймы — нулевой, продольный уклон русла и поймы 0,0012. В тех случаях когда изучалось влияние продольного уклона на коэффициент естественного водосброса, опыты проводились при уклонах: 0,0007; 0,00095; 0,02.

Коэффициент шероховатости русла во всех опытах $n_p = 0,012$ (цементная штукатурка). Коэффициент шероховатости поймы равен $n_{\pi} = 0,012; 0,016$ (керамзит со средним диаметром частиц

$d_{cp} = 0,8$ см); $n_{п} = 0,018$ (керамзит, $d_{cp} = 2,0$ см). Коэффициенты шероховатости n_p и $n_{п}$ определялись при изоляции русла от поймы, тем самым влияние кинематического эффекта потока на эти коэффициенты исключалось. Опыты проводились при шести типах обтекаемых русловых плотин. Основные типы плотин — глухая и плотины, имеющие сбросные конструкции. Наряду с обычными измерениями потока были измерены продольные и поперечные пульсационные скорости. Форма свободной поверхности воды фиксировалась с помощью стереофотограмметрической съемки, которая, как указано выше, была успешно применена в 1947—1949 гг. автором [34].

Для оценки размеров вихревой области потока в нижнем бьефе Пикалова предложила формулу

$$\frac{b_c}{B_{п}} = 0,4 + \frac{0,6}{1 + \frac{Q_{пр}}{Q}}, \quad (6.1)$$

где b_c — ширина транзитного потока в нижнем бьефе в створе с наибольшим сжатием, равная разности всей ширины потока и наибольшей ширины вихревой области; $B_{п}$ — ширина потока в створе сооружения (если длина плотины по гребню равна ширине русла, то $B_{п}$ есть ширина поймы); $Q_{пр}$ — расход потока, выходящего на пойму вследствие перекрытия русла; Q — расход воды всего потока.

Если до сооружения плотины поток не выходил на пойму, то в случае перекрытия русла глухой плотиной $Q_{пр} = Q$. Из формулы (6.1) получим $b_c/B_{п} = 0,70$, что соответствует наибольшей степени сжатия потока в пойме. При $Q_{пр} = 0$ $b_c/B_{п} = 1,0$, т. е. поток не испытывает сжатия.

В монографии [34] дан анализ взаимосвязи траекторий движения, рельефа поверхности воды и поля скоростей, полученных путем измерений. При исследовании рельефа поверхности воды в нижнем бьефе обнаружено при определенных условиях движения возникновение гидравлического прыжка, что зафиксировано с помощью стереофотограмметрической съемки. Это же явление обнаружено и в опытах МГМИ.

6.2. Кривые расходов естественного водосброса

Кривые расходов естественного водосброса по существу являются кривыми расходов подпорного потока. Сопоставим их с кривыми расходов свободного потока, т. е. потока в естественном состоянии не подпорного сооружениями. При построении кривых расходов в экспериментах при неразмываемом русле удобно за нуль графика принять отметку точки на оси русла. В этом случае при $Q = 0$ $H = 0$. Кривая $Q = Q(H)$ свободного потока

проходит через начало координат (рис. 6.2). При $H > H_6$ поток выходит на пойму, где H_6 — отметка бровки русла. Неплавный переход от кривой расходов для русла к кривой расходов для поймы объясняется влиянием кинематического эффекта потока. После выхода потока на пойму уровни воды в экспериментах измерялись в наибольшем удалении от плотины. В этом случае влияние местного изменения формы свободной поверхности потока вблизи плотины практически не влияло на $Q = Q(H)$. Кривая расходов подпорного потока начинается в точке с координатами $Q = 0, H = H_6$.

При исследовании поймы как естественного водосброса кривые расходов сохраняют свое значение для анализа пропускной способности поймы. Очевидно, что разность между уровнем воды по кривой расходов подпорного потока и отметкой бровки русла дает глубину воды в пойме $h_{п.}$. Введем понятие — наполнение поймы $\Delta H_{п.}$. Наполнением поймы будем считать глубину воды в пойме, которая образуется благодаря устройству обтекаемой русловой плотины. На рис. 6.2 видно, что понятия глубина в пойме $h_{п.}$ и наполнение $\Delta H_{п.}$ совпадают при $Q \leq Q_6$. В этом случае глубина в пойме и наполнение поймы увеличиваются с возрастанием расхода воды. При $Q > Q_6$ глубина в пойме продолжает увеличиваться, но наполнение поймы уменьшается

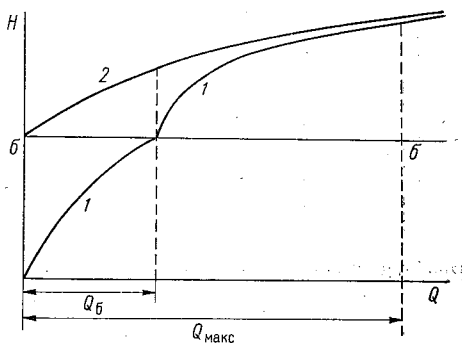


Рис. 6.2. Кривые расходов воды свободного (1) и подпорного (2) потоков (схематический рисунок).

и при $Q = Q_{\text{макс}}$ (рис. 6.2) становится равным нулю, что хорошо иллюстрируется рис. 6.3. Наибольшее наполнение ($\Delta H_{п.}$)₆ отмечается при $Q = Q_6$. Очевидно, что при $Q > Q_{\text{макс}}$ обтекаемая плотина перестает выполнять функции водоподпорного сооружения. Надо иметь в виду, что $Q_{\text{макс}}$ (рис. 6.2) назначено там, где расхождение между кривыми расходов свободного и подпорного потоков лежит в пределах точности измерений. Рассуждая теоретически, кривая расходов подпорного потока асимптотически приближается к кривой расходов свободного потока. По опытным данным при $Q > Q_{\text{макс}}$ обе кривые расположены почти параллельно, но кривая для подпорного потока расположена выше по сравнению с кривой для свободного потока. Однако если пойма неширокая, то поток по пойме (в створе сооружения и ниже) проходит с большими скоростями и малыми глубинами. В этом случае указанные кривые пересекаются и после этого кривая

расходов свободного потока располагается выше кривой подпорного потока. В нижнем бьефе образуется гидравлический прыжок [34]. Расход воды $Q_{\text{макс}}$, при котором и больше которого обтекаемая русловая плотина перестает выполнять функции водоподпорного сооружения, назовем верхним гидравлическим пределом работы обтекаемой плотины. Отношение $Q_{\text{макс}}/Q_6$ представляет собой верхний относительный гидравлический предел работы плотины. Обобщая данные экспериментальных исследований, показано, что отношение

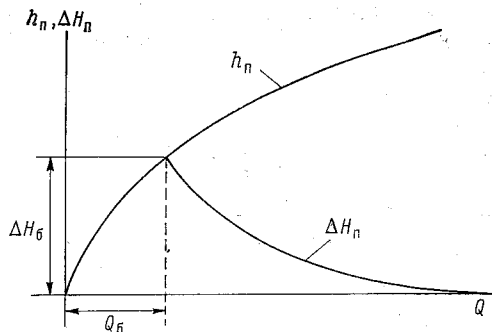


Рис. 6.3. Зависимость глубины $h_п$ и наполнения $\Delta H_п$ от расхода воды Q (схематический рисунок).

$Q_{\text{макс}}/Q_6$ увеличивается с уменьшением $B_p/B_п$ и увеличением шероховатости [34].

Нижним гидравлическим пределом работы обтекаемых плотин будем называть расход воды $Q_{\text{мин}}$, при котором обеспечивается в пойме заданная наименьшая глубина. Такой расход можно подсчитать исходя из формул, рассматриваемых в п. 6.3. Отношение $Q_{\text{мин}}/Q_6$ представляет собой наименьший относительный расход.

Наименьшая глубина может быть задана, например, исходя из условий поддержания необходимого режима влажности почвы в пойме, используемой в агрономических целях.

6.3. Коэффициент расхода естественного водосброса

При расчете пропускной способности пойм как естественных водосбросов необходимо иметь в виду ряд специфических условий движения воды в пойме при перекрытом плотиной русле.

В гидравлике чаще всего исследуются: потоки, описываемые уравнением равномерного или неравномерного, или неустановившегося движения, например при движении воды в открытых руслах (реках); потоки, описываемые уравнениями типа уравнений водослива, например при движении воды над водосливом с широким порогом. Эти как бы два крайних случая, в одном из которых учет шероховатости дна потока совершенно необходим, в другом же признается малосущественным; в чистом виде к естественному водосбросу не подходят.

Естественный водосброс имеет в себе признаки гидравлики открытого русла и гидравлики водослива, т. е. движение воды

в естественном водосбросе является своеобразной промежуточной формой между движением воды в открытом русле и движением воды над водосливом с широким порогом. Обработка гидрометрических данных для рек с формой сечения, близкой к широкой прямоугольной, позволяет установить пропорциональность расхода воды $h_{\text{ср}}^{3/2}$; это также вытекает из уравнения Шези.

Записывая уравнение для расхода воды, как в случае движения воды над водосливом, легко подметить пропорциональность Q величине $h_{\text{п}}^{3/2}$. Из этого следует, что основным фактором, влияющим на удельный расход воды $q = Q/b$ в двух указанных крайних случаях, является $h_{\text{ср}}^{3/2} (h_{\text{п}}^{3/2})$. Общее выражение для q можно написать в виде

$$q = M h_{\text{п}}^{3/2}, \quad (6.2)$$

где по отношению к первому случаю (равномерное движение в открытом русле $M = C \sqrt{I}$, по отношению ко второму (движение воды над водосливом с широким порогом при нулевой высоте порога) $M = m_0 \sqrt{2g}$, где C — коэффициент Шези; m_0 — коэффициент расхода водослива.

В качестве расчетной формулы принимаем

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} h_{\text{п}}^{3/2}, \quad (6.3)$$

в ней коэффициент m_0 имеет существенные отличия по сравнению с аналогичным коэффициентом, входящим в формулу расхода через водослив с широким порогом. В данном случае на его величину влияет шероховатость поймы и уклон. С увеличением шероховатости m_0 уменьшается; с ростом уклона m_0 увеличивается. Поэтому коэффициенту m_0 в отличие от коэффициента расхода водослива дано название коэффициента расхода естественного водосброса.

С целью изучения этих коэффициентов были поставлены эксперименты на той же русловой площадке и при тех же параметрах потока, что и при изучении кинематического эффекта в руслах с поймами. Основное русло перекрывалось плотинами двух типов: шпунтовой и с откосами в девяти различных вариантах исполнения. Отношение длины плотины $l_{\text{пл}}$ к ширине русла $B_{\text{р}}$ было различным (от 1,0 до 1,5).

В результате измеренных расходов воды с помощью водослива с тонкой стенкой и всех других величин, входящих в формулу, было найдено 67 значений m_0 .

Анализируя зависимости m_0 от различных факторов, можно сделать следующие выводы.

1. Важным морфометрическим фактором, влияющим на m_0 , оказалась безразмерная величина $h_{\text{п}}/B$, т. е. отношение глубины

воды в пойме к ширине потока B в верхнем бьефе (рис. 6.4). Влияние этого параметра на m_0 наиболее ошутимо при $h_{\text{п}}/B < 0,02$. При $h_{\text{п}}/B < 0,02$ m_0 уменьшается, приближаясь к нулевому значению, следовательно, удельный расход воды q при $h_{\text{п}}/B < 0,02$ уменьшается не только за счет снижения глубины $h_{\text{п}}$, но и за счет влияния других факторов, к числу которых относятся относительная шероховатость, увеличивающаяся с уменьшением глубины $h_{\text{п}}$. Обращают на себя внимание существенно меньшие (в среднем на 20 %) значения m_0 (при $h_{\text{п}}/B > 0,02$) по сравнению с водосливом для широкого порога.

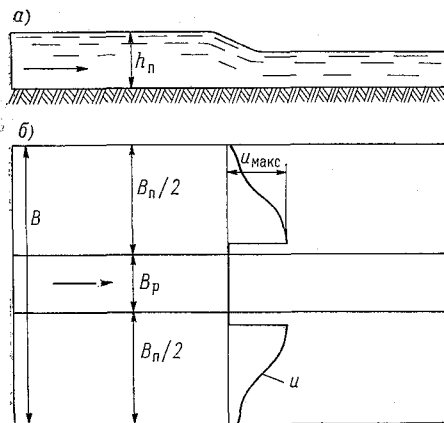


Рис. 6.4. Схема работы поймы как естественного водосброса.

а — продольный профиль водотока, *б* — план.

2. Чем больше шероховатость поймы, тем меньше m_0 .

3. Чем больше уклон I , тем больше m_0 .

Принимая в качестве основных зависимости m_0 от $h_{\text{п}}/B$ при второй шероховатости поймы, получаем следующие формулы:

для поймы со шпунтовой плотиной в русле

$$m_0 = \frac{1}{3,58 + \frac{0,0013}{\left(\frac{h_{\text{п}}}{B}\right)^{1,3}}}, \quad (6.4)$$

для поймы с плотиной (с откосами) в русле

$$m_0 = \frac{1}{3,50 + \frac{0,0012}{\left(\frac{h_{\text{п}}}{B}\right)^{1,3}}}. \quad (6.5)$$

Практически можно считать, что при $h_{\text{п}}/B \geq 0,03$ $m_0 = 0,28$.

Вопрос о влиянии шероховатости поверхности на коэффициент расхода водослива с широким порогом в курсах гидравлики не только не рассматривается, но даже и не поставлен. Качественная оценка влияния шероховатости на коэффициент m_0 дана в монографии [34] при нулевой высоте порога водослива. В дальнейшем этот вопрос в гидравлической постановке был изучен Г. В. Железняковым и К. В. Матвеевым [48] при волнистой шероховатости поверхности водослива с широким порогом. В последующем изложении по данному вопросу использована статья [48].

Опыты проводились в 1974 г. в МИИТ в гидравлическом лотке (со стеклянными стенками) шириной 19,2 см и длиной 7 м. Для измерения расхода воды использовалась мерная диафрагма, установленная на подающей в лоток воду трубе. По всей ширине гидравлического лотка был установлен бетонный порог высотой 18 см и длиной вдоль лотка 49 см. Порог имел вертикальную верховую грань, острую входную кромку. Первая серия экспериментов была выполнена при гладкой поверхности водослива.

Волнистая шероховатость создавалась путем закрепления на поверхности порога металлических гофрированных пластин таким образом, что гофры располагались поперек гидравлического лотка. Размеры гофров: $l_T \times \Delta_T = 2,6 \times 0,51$ см; $1,3 \times 0,24$ см; $0,65 \times 0,12$ см, где l_T — шаг волны гофра, Δ_T — ее высота (абсолютная шероховатость).

Наличие повышенной шероховатости при относительно большой высоте выступов ставит вопрос о том, от какой плоскости отсчитывать глубину потока — от основного дна, совпадающего с основаниями выступов шероховатости, от вершин выступов или же от какой-либо другой плоскости, расположенной между основаниями и вершинами выступов шероховатости (см. п. 4.8).

Положение гидравлического дна может быть найдено и по значениям коэффициентов расхода m_0 , подсчитанных для различных отношений h_0/Δ_T , где h_0 — возвышение гидравлического дна над основным дном. Построив по результатам расчетов графики $m_0 = m_0(h_0/\Delta_T)$, можно принять то значение h_0/Δ_T , для которого получаются более стабильные значения m_0 .

Для опытов, проведенных в МИИТ с водосливами, имевшими волнистую шероховатость на пороге, были рассчитаны коэффициенты расхода m_0 при различных положениях гидравлического дна: у оснований выступов (по отметкам впадин гофров), что соответствовало $h_0/\Delta_T = 0$, у вершин выступов (по отметкам гребней гофров), что соответствовало $h_0/\Delta_T = 1,0$, а также при $h_0/\Delta_T = 0,2; 0,6; 0,8$. Анализ этих данных показал, что разброс значений m_0 для различных h_0/Δ_T для всех исследованных волнистых шероховатостей примерно одинаков и трудно отдать предпочтение какому-либо значению h_0/Δ_T . Учитывая это обстоятельство, а также то, что при $h_0/\Delta_T > 0$ коэффициенты расхода при волнистой шероховатости в некоторых случаях превышали коэффициенты расхода для водослива с гладкой поверхностью порога, было принято положение гидравлического дна совпадающим с основным дном.

Во всех опытах с порогом, имевшим на своей поверхности волнистую шероховатость, гофрированные плиты располагались на пороге таким образом, что входная кромка его начиналась с впадины гофра, т. е. входная кромка порога была скруглена. Вместе с тем было проведено небольшое количество опытов,

в которых на входной кромке порога располагался гребень гофра, что соответствовало острой входной кромке. Сравнение коэффициентов расхода m_0 , рассчитанных для того и другого случаев, показало, что скругление входной кромки порога вызывает увеличение коэффициента расхода на 2,5—3,0 %.

Опыты с водосливом с широким порогом, имеющим гладкую поверхность, показали, что коэффициент расхода m_0 практически не зависит от напора на водосливе H и при острой входной кромке может быть принят равным 0,336. Учитывая влияние скругления входной кромки порога, о чем говорилось выше, коэффициент расхода для водослива с широким порогом при гладкой его поверхности и скругленной входной кромке получаем равным 0,35. Такое значение коэффициента расхода для гладкого порога водослива соответствует обычным его значениям и было использовано при дальнейшем анализе результатов опытов.

Коэффициенты расхода m_0 рассчитаны для всех опытов с использованием уравнения (6.3). Увеличение высоты волны гофра вызывает уменьшение коэффициента расхода водослива. Кроме того, при волнистой шероховатости порога коэффициент расхода водослива зависит от напора на водосливе H , возрастая с его увеличением. При этом с увеличением H коэффициенты расхода приближаются к значениям коэффициента расхода для гладкого порога. Таким образом, с увеличением глубины водного потока над порогом уменьшается влияние выступов шероховатости.

Обобщение опытных данных позволило выявить зависимость между коэффициентом расхода водослива и параметром $\Delta_\Gamma l_\Gamma / H^2$, что позволило найти уравнение кривой, объединяющей опытные точки для всех исследовавшихся размеров выступов Δ_Γ в виде

$$m_0 = \frac{1}{2,85 + 2,2 \left(\frac{\Delta_\Gamma}{H} \frac{l_\Gamma}{H} \right)^{0,5}}, \quad (6.6)$$

где Δ_Γ / H — относительная шероховатость; l_Γ / H — относительная длина выступа шероховатости.

Проведенное исследование показало, что наличие повышенной шероховатости на пороге водослива, в частности волнистой шероховатости, вызывает изменение коэффициента расхода в зависимости от напора на водосливе и размеров выступов шероховатости. Поэтому при наличии волнистой шероховатости на пороге водослива нельзя принимать коэффициент расхода постоянным, его следует определять по формуле (6.6).

В дальнейшем влияние шероховатости на коэффициент m_0 применительно к естественному водосбросу ($h_\Gamma = H$) изучила И. Ф. Пикалова. Она в формулу для m_0 ввела коэффициент ше-

роховатости n , одновременно с этим она учла и уклон дна поймы. В результате предложена формула

$$m_0 = 0,38 + 1,14 \frac{h_{\text{п}}}{B} - 17,5n_{\text{п}} + 100I_{\text{п}}, \quad (6.7)$$

где $n_{\text{п}}$ — коэффициент шероховатости поймы; $I_{\text{п}}$ — уклон дна поймы (для натуральных условий в формулу надо подставлять уклон поверхности воды).

6.4. Кинематика потока в пойме при обтекании русловых плотин

Поле скоростей при обтекании русловых плотин изучено при большом диапазоне параметров потока, трех соотношениях ширины русла и поймы и двух различных шероховатостях поймы. В результате получены эпюры скоростей в створах плотины и в других створах, а также плановые изотахи [34]. Большое внимание уделено сопоставлению кинематики подпорного и свободного потоков. Все исходные и обобщающие данные приведены в монографии [34]. Здесь рассмотрим только способ расчета наибольших скоростей у оголовков плотин, поскольку знание таких скоростей имеет большое практическое значение для оценки руслового процесса в пойме и в русле, а также для проектирования укреплений вблизи оголовков плотины и в нижнем бьефе.

С целью анализа исходных данных подсчитаны относительные наибольшие скорости потока у оголовков плотины (рис. 6.4)

$$\varphi = \frac{u_{\text{пл. макс}}}{v_{\text{в}}},$$

где

$$v_{\text{в}} = \frac{Q}{h_{\text{п}}b}.$$

Анализ φ позволил установить, что φ зависит от безразмерного параметра $b^2/(h_{\text{п}}b)$. Величины φ могут достигать больших значений (2, 6), т. е. имеет место большая неравномерность в распределении скоростей. В общем виде рассматриваемая зависимость может быть выражена в виде формулы

$$\frac{u_{\text{пл. макс}}}{v_{\text{в}}} = \frac{A_1 + A_2 \left(\frac{b^2}{h_{\text{п}}B} \right)^{1,2}}{A_1 + (A_2 - 1) \left(\frac{b^2}{h_{\text{п}}B} \right)^{1,2}}, \quad (6.8)$$

где $A_2 = 1,63$; $A_1 = 100$ для шпунтовой плотины и $A_1 = 21,4$ для плотины с откосами, b — ширина потока в створе плотины.

Поскольку величина φ характеризует неравномерность распределения скоростей в пойме (в створе плотины), представляет интерес рассмотрение вопроса о влиянии φ на коэффициент m_0 .

С этой целью был построен график функции $m_0 = m_0(\varphi)$. С увеличением φ m_0 уменьшается. Следовательно, чем больше степень неравномерности распределения скоростей в пойме, тем меньше ее пропускная способность.

Зависимость m_0 от φ выражена уравнением

$$m_0 = 0,3 \sqrt{1 - \frac{(\varphi - 1)^2}{4}}. \quad (6.9)$$

Параметры этого уравнения подобраны таким образом, что кривая $m_0 = m_0(\varphi)$ является приблизительно огибающей по отношению к опытным точкам. Это дает возможность производить расчет $u_{\text{пл. макс}}$ и пропускной способности поймы с некоторым запасом.

Итак, можно отметить, что появление больших градиентов скоростей в поперечном направлении потока, вызванных как выходом потока на пойму, так и искажением поля скоростей сооружениями, приводит к понижению пропускной способности живого сечения потока, что в данном случае оценивалось с помощью коэффициента расхода водослива m_0 .

Представляет интерес изучение возможности применения формулы (6.3) к потокам с размываемым руслом и оценка влияния глубины размыва русла на m_0 . Такое исследование выполнила М. Р. Карапетян.

В дальнейшем необходимо сосредоточить внимание на натуральных исследованиях пропускной способности пойм как естественных водосбросов. Выполненное ранее В. С. Гвоздевым [21] обобщение натуральных данных представляет методический и практический интерес. Отношение расхода воды, пропускаемого плотиной в русле, к расходу в русле до сооружения плотины названо коэффициентом пропускной способности русла (β_r). Отношение расхода воды, пропускаемого поймой после сооружения плотины в русле, к расходу на пойме до сооружения плотины названо коэффициентом пропускной способности поймы ($\beta_{\text{п}}$).

Фактические значения этих коэффициентов приведены в работе [21] для 16 объектов. Оказалось, что β_r лежит в пределах 0—1,1, а $\beta_{\text{п}}$ — 0,98—2,5. Если $\beta_r > 1,0$, это означает, что и часть пойменного расхода проходит через водосбросы плотины. Коэффициент $\beta_{\text{п}} = \infty$, если расход в пойме до постройки плотины равен нулю. Хотя этот коэффициент характеризует степень перегрузки пойменного потока после возведения плотины в русле, необходимо всегда учитывать конкретные условия движения потока в пойме. Например, при большой аккумулирующей способности поймы (наличие староречий и проч.) и при высоком $\beta_{\text{п}}$ поток может пройти, не создавая затруднений в работе сооружений. Из числа обследованных объектов расход в пойме достигал 1620 м³/с.

ЕСТЕСТВЕННЫЕ ФАКТОРЫ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ РУСЕЛ КАНАЛОВ И РЕК

В предыдущих главах, особенно в главе 5, мы уже касались влияния некоторых естественных факторов на пропускную способность русел, например таких, как естественная шероховатость русел рек и ее изменение по длине смоченного периметра, взаимодействие руслового и пойменного потоков и др. В каналах, особенно в реках, наиболее ярко проявляются следующие естественные факторы, влияющие на кинематику потока и гидравлические сопротивления: русловые процессы, зарастаемость русла, ледовые явления.

Учет влияния руслового процесса на пропускную способность русел крайне сложен. При изложении настоящей главы мы будем опираться в основном на гидроморфологию — раздел динамики русловых потоков (речной гидравлики), которому в настоящее время уделяется большое внимание. Объектом изучения гидроморфологии являются главным образом сформировавшиеся за длительный период времени русла каналов и рек с акцентом на русла, находящиеся в динамическом равновесии. В более широком смысле к гидроморфологии следует также относить изучение русловых форм, характеризующихся большой нестационарностью, например при сооружении каналов методом саморазмыва.

Реакция дна на воздействие потока зависит от характеристик грунта, слагающего русло, и от степени нестационарности потока. В МИИТ уже на протяжении длительного времени изучаются нестационарные гидроморфологические явления. Нам хотелось бы ознакомить читателя с результатами одного уникального эксперимента, в котором зарегистрирована форма дна потока при прохождении прерывных волн через сжатые сечения русел.

Хотя развитие водной растительности в реках и каналах и ледовые явления имеют совершенно различную природу и наблюдаются в разные периоды года, с точки зрения гидравлики они имеют некоторые общие черты. Как водная растительность, так и ледяной покров являются естественными факторами, повышающими гидравлические сопротивления, а следовательно, понижающими пропускную способность русел.

7.1. Гидроморфологические аспекты пропускной способности русел земляных каналов и рек

При проектировании каналов с укрепленным дном и откосами соотношение между морфометрическими характеристиками живого сечения устанавливается гидравлическим расчетом и поддерживается при эксплуатации канала. Например, может быть запроектирован канал с гидравлически наивыгоднейшим сечением.

Тогда отношение ширины потока к его глубине будет зависеть только от коэффициента откоса. В реках и неукрепленных каналах взаимная увязка морфологических и динамических характеристик происходит естественным путем в результате взаимодействия потока и русла. Взаимоуправление потока и русла есть та физическая основа, которая обуславливает ограниченное наиболее вероятное соотношение между морфометрическими элементами русла. Такие соотношения называют морфологическими зависимостями, а сам раздел речной гидравлики, посвященный изучению этого вопроса, называется речной гидроморфологией. Практическое значение гидроморфологии очень велико. Изучение гидроморфологии русел рек на их устойчивых участках дает важную информацию, в том числе и для проектирования больших каналов межбассейновой переброски стока. Наибольший интерес представляет морфологическое соотношение между шириной и глубиной потока. Ширина реки во много раз превышает глубину, так как боковая эрозия (размыв берегов) отличается большей свободой своего динамического развития по сравнению с глубинной эрозией. Для песчаных грунтов это отношение больше, чем для глинистых. Следовательно, в несвязных грунтах формируются более широкие (распластанные) водотоки, чем в связных. Это одно из важных положений гидроморфологии. Сущность и различие во взаимодействии потока с несвязными и связными грунтами И. А. Кузьмин и Л. И. Викулова описывают следующим образом.

Для отрыва частиц несвязного грунта необходимо преодолеть силу веса частиц и силу трения между частицами. Эти же силы при остановке частиц их удерживают (тормозят движение). Следовательно, условия трогания частиц и их остановки примерно одинаковы. В результате оказывается, что зоны возможной эрозии и аккумуляции несвязных наносов близко совпадают. При размыве связного грунта необходимо преодолеть силы сцепления, существенно превышающие силу веса частиц. Для преодоления силы сцепления необходимы большие скорости потока, чем для сдвига частиц несвязного грунта. Вместе с тем для остановки частиц связного грунта нужны пониженные скорости потока и силы сцепления не могут восстановиться быстро. В результате оказывается, что зоны эрозии и аккумуляции удалены

друг от друга на большие расстояния. В несвязных грунтах размывы берегов сопровождаются отложением наносов на дне. В результате поток распластывается и уменьшается его пропускная способность. В связных грунтах размываются берега и дно, что чаще сопровождается увеличением пропускной способности русла.

В связных грунтах деформации дна необратимы, поэтому И. А. Кузмин считает, что русла, формирующиеся в связных грунтах, не могут быть динамически устойчивыми. В руслах, формирующихся в несвязных грунтах, динамическая устойчивость обеспечивается продольным и поперечным (береговым) балансом наносов. В этом случае русловые деформации обратимы. Происходит пространственно-временная компенсация размывов и намывов грунта в русле. Гидроморфологические соотношения являются своеобразным, выражаясь фигурально, зеркалом, с помощью которого можно увидеть результат взаимодействия потока и русла. Главное из них — отношение ширины водотока B к средней глубине $h_{\text{ср}}$. Это отношение даже при расходах воды, соответствующих транспортирующей способности потока, изменяется в силу нестационарности руслового процесса. Поэтому приходится говорить об отношении $B/h_{\text{ср}}$ в статистическом смысле. Надо иметь в виду, что на величины $B/h_{\text{ср}}$ может оказать влияние зарастаемость берегов русла, ограничивающая развитие русла в ширину. На больших реках влияние этого фактора сказывается в меньшей степени. Геологическое строение русла и поймы может оказать существенное влияние на отношение $B/h_{\text{ср}}$.

При расширении русла его пропускная способность падает, так как расширение русла сопровождается уменьшением глубины, а следовательно, при сохранении крупности наносов в донных отложениях увеличением относительной шероховатости. Заметим, что гидравлический радиус в общем слабо реагирует на изменение отношения $B/h_{\text{ср}}$, а также формы русла. Поясним это рис. 7.1, на котором показаны два поперечных сечения a_1, b_1, c_1, d_1 и a_2, b_2, c_2, d_2 с одинаковыми площадями. Хотя эти сечения по отношению к речному потоку являются грубой схематизацией, видно, что отношение B_2/h_2 в 4 раза больше отношения B_1/h_1 , но гидравлические радиусы R_2 и R_1 равны. Поэтому М. А. Великанов считал, что средняя глубина безнапорного потока лучше реагирует на изменение формы сечения, а следовательно, и на расход воды, чем гидравлический радиус. Метод расчета пропускной способности русел с учетом гидроморфологических соотношений имеет некоторое сходство с методами расчета расходов воды в каналах при заданном отношении B/h , назначаемом по строительным или эксплуатационным соображениям или исходя из условия гидравлики наивыгоднейшего сечения. Отношение $B/h_{\text{ср}}$, соответствующее динамическому равновесию русла, назовем морфологически наивыгоднейшим.

Расчет пропускной способности русел с учетом этого отношения осложнен тем, что оно зависит от расхода воды, уклона поверхности воды и грунтовых условий. Поэтому становится неизбежным применение способа последовательных приближений или составление программы для выполнения расчетов на ЭВМ.

Уже давно сложилась традиция в гидроморфологических исследованиях, согласно которой подавляющее большинство авторов отыскивают отдельно формулы для B , $h_{\text{ср}}$, в то время как взаимодействие потока и русла обуславливает определенное отношение $B/h_{\text{ср}}$. Поскольку B и $h_{\text{ср}}$ связаны между собой, то получение формул отдельно для B и $h_{\text{ср}}$ в известной мере носит формальный характер. Но так как для гидравлических расчетов необходимо знать $B/h_{\text{ср}}$, то мы будем в дальнейшем приводить

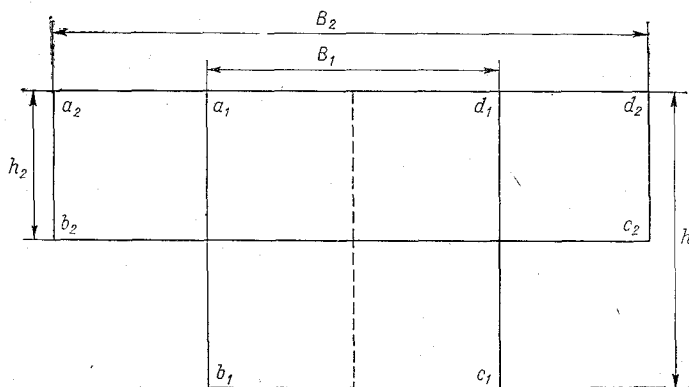


Рис. 7.1. Схема распыливания поперечного сечения потока.

результат вычисления $B/h_{\text{ср}}$, не выписывая в целях экономии места исходных формул для B и $h_{\text{ср}}$. Наряду с формулами для B и $h_{\text{ср}}$, почти как правило, предлагаются формулы для средней скорости потока, имеющие гидроморфологическую природу. Все

такие формулы можно привести к виду $v = C \sqrt{h_{\text{ср}} I}$ и записать соответственно выражение для C , что может представлять самостоятельный интерес. Предложено большое число морфологических соотношений (формул), вероятно, на много больше, чем формул для коэффициента Шези. Привести их в настоящей монографии не представляется возможным. С ними можно ознакомиться в ряде литературных источников [5, 6, 56, 77, 132 и др.]. Нам представляется, что назрела необходимость создания специальной монографии по гидроморфологии каналов и рек. Формулы могут быть сгруппированы по некоторым признакам. Представляется возможным выделить четыре группы формул, чему посвящен следующий пункт.

7.2. Морфологическое соотношение между шириной и глубиной потока

1. Выше уже использовались формулы (5.31) и (1.2), которые выражают определенным образом связь между B и $h_{\text{ср}}$. Интерес к формулам такого типа не утрачен и в настоящее время, так как они позволяют определить соотношение B и $h_{\text{ср}}$ только по данным о грунтах (их крупности d). В. С. Лапшенков [77] уточнил с использованием обширных натурных данных параметры формулы (1.2), первоначально предложенные С. Т. Алтуниным и И. А. Бузуновым. Значения параметров m и k в формуле $B^m = kh_{\text{ср}}$, по Лапшенкову, приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Значения m и k

d мм	1	2	5	10	20	50	100	200	316
m	0,50	0,50	0,51	0,52	0,52	0,54	0,56	0,61	0,67
k	3,0	3,4	3,9	4,3	4,7	5,5	6,3	7,8	9,9

Из данных табл. 7.1 видно, что определяя m с точностью до 4 % при $d_{95} \leq 20$ мм, можно принимать $m \approx 0,5$, т. е. как в формуле Глушкова (5.31).

В настоящее время активно обсуждается вопрос о влиянии мутности потока (транзитных наносов) на руслоформирование. В этой связи может представлять интерес оценка влияния содержания мелких фракций наносов в потоке.

С 1960 г. начались систематические исследования русловых процессов на Каракумском канале. Этот канал представляет собой уникальное гидротехническое сооружение и вместе с тем самую большую в мире искусственную реку. Характерные опытные участки канала для исследований русловых процессов были выбраны экспедицией (Г. В. Железняков, Г. Т. Лещинский, Б. С. Сапаров и С. А. Аннаев).

Обобщая результаты полевых исследований, Железняков и Аннаев (1967 г.) предложили формулу для определения параметра Глушкова в виде

$$\Gamma = \frac{A}{\sqrt{Q}}, \quad (7.1)$$

где A — переменный коэффициент, зависящий от характера грунтов; Q — расход воды, $\text{м}^3/\text{с}$.

Числовые значения коэффициента A предложено определять по табл. 7.2.

Видно, что при повышении содержания в потоке мелких фракций параметр A убывает, а следовательно, убывает и пара-

Таблица 7.2

Значения коэффициента A

Грунт	Процентное содержание фракций частиц диаметром меньше 0,05 мм	Средний диаметр частиц и грунтов русла, мм	A м/с ^{0,5}	Расход, м ³ /с
Песок мелкий	3,4	0,12—0,16	35	40—140
Песок мелкий, слежавшийся (запыленный)	11,3	0,08—0,12	30	70—150
Связные грунты	93,2	0,02—0,04	19	70—170

метр G , поэтому поперечное сечение водотока будет менее распластанным.

2. Инициатива создания морфологических соотношений, удовлетворяющих принципу размерностей, исходит от М. А. Великанова [17]. Им предложены два варианта критериев, которые, по его мнению, влияют на ширину и глубину размываемого русла. Получены они способом анализа размерностей.

Формула для первого варианта имеет вид

$$L_1 = \frac{Q}{d^2 \sqrt{g d I}}, \quad (7.2)$$

для второго

$$L_2 = \frac{Q}{d^2 \sqrt{g d I}} \left(\frac{I}{a} \right)^{5/2}, \quad (7.3)$$

где d — диаметр наносов в донных отложениях; I — уклон поверхности воды; $a = (\rho_n - \rho)/\rho$; ρ_n — плотность наносов; ρ — плотность воды.

Разница между L_1 и L_2 состоит в том, что L_1 пропорционально $I^{-0,5}$, а L_2 пропорционально I^2 , что казалось бы должно существенно повлиять на вид морфологических зависимостей.

Изучение B/h_{cp} дает возможность сопоставить их для различных рек и каналов. Исходя из формул Великанова [17] для равнинных рек ЕТС, имеем

$$\frac{B}{h_{cp}} = 19,4 L_1^{0,05}. \quad (7.4)$$

Видно, что B/h_{cp} возрастает с L_1 . Формула (7.4) справедлива при $\lg L_1 \leq 18$.

Во втором варианте, исходя из формул Великанова, имеем

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = 46,5 L_2^{0,02}. \quad (7.5)$$

Эта формула справедлива при $\lg L_2 \leq 8$.

Для р. Амударьи в среднем и нижнем течении, по Х. А. Исмагилову,

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = 40 L_2^{0,20}. \quad (7.6)$$

Эта формула справедлива при $\lg L_2 \leq 5$.

Следовательно, для условий р. Амударьи, характеризующейся большой неустойчивостью русла, влияние L_2 на отношение $B/h_{\text{ср}}$ оказалось значительно большим, чем для равнинных рек.

Для горно-предгорных условий рек Средней Азии, по В. Ф. Талмаза и А. Н. Крошкину,

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = 10,4 L_1^{0,06}. \quad (7.7)$$

Эта формула справедлива при $\lg L_1 \leq 7,5$. Следовательно, $B/h_{\text{ср}}$ увеличивается с возрастанием L_1 .

Фактический материал по крупным оросительным каналам (включая Каракумский канал) и рекам бассейна Амударьи собрал Х. Аидов. Были также использованы данные по трем дельтовым протокам р. Амударьи. В результате можно записать для глинистых грунтов

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = 71,1 L_2^{-0,15}. \quad (7.8)$$

Формула справедлива при $\lg L_2 \leq 5,8$.

Для суглинистых грунтов

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = 32,3 L_2^{-0,05}. \quad (7.9)$$

Формула справедлива при $\lg L_2 \leq 4,4$.

Обращает на себя внимание, как это видно из формул (7.8) и (7.9), $B/h_{\text{ср}}$ уменьшается с увеличением L_2 . Для супесчаных грунтов

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = 14,1 L_2^{0,05}. \quad (7.10)$$

Формула справедлива при $\lg L_2 \leq 3,7$.

Для песчаных грунтов

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = 11,0 L_2^{0,10}. \quad (7.11)$$

Рассмотрим теперь числовые коэффициенты в формулах (7.8)—(7.11) в зависимости от грунтовых условий. Формулы такого типа предварительно запишем в общем виде

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = \left(\frac{B}{h_{\text{ср}}} \right)_0 \mathcal{L}_2^x. \quad (7.12)$$

Значения $(B/h_{\text{ср}})_0$ и x приведены в табл. 7.3.

Таблица 7.3

Значения параметров формулы (7.12)

Грунт, d мм	$\left(\frac{B}{h_{\text{ср}}} \right)_0$	x	$\frac{B}{h_{\text{ср}}}$ при $\lg \mathcal{L}_2 = 2$	$\frac{B}{h_{\text{ср}}}$ при $\lg \mathcal{L}_2 = 4$
Глина, 0,03	71,1	−0,15	36	18
Суглинок, 0,05	32,3	−0,05	26	20
Супесь, 0,06	14,1	0,05	18	22
Песок, 0,10—0,13	11,0	0,10	17	28

Величина $(B/h_{\text{ср}})_0$ представляет собой $(B/h_{\text{ср}})$ при $x = 0$.

Из данных табл. 7.3 видно, что при малых значениях $\mathcal{L}_2$ получен следующий результат: в глинистых и суглинистых грунтах формируются более распластанные живые сечения потока, чем в супесчаных и песчаных грунтах. При больших $\mathcal{L}_2$ с увеличением крупности частиц грунта увеличивается $B/h_{\text{ср}}$, т. е. в песчаных грунтах формируются более распластанные живые сечения, что соответствует обычным представлениям о русловом процессе. Однако в данном случае (табл. 7.3) диапазон изменения $B/h_{\text{ср}}$ в зависимости от рода грунта мал.

Для песчаных участков (пески тонкозернистые) Каракумского канала Аннаев предложил формулу

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} \approx 1,7 \mathcal{L}_1^{0,21}. \quad (7.13)$$

Видно, что числовые параметры в этой формуле отличаются от таковых в формуле (7.11). Мы рассмотрели некоторые результаты определения отношения $B/h_{\text{ср}}$ с тем, чтобы подчеркнуть сложность гидроморфологических исследований. Вместе с тем надо иметь в виду и ограниченность данного способа (анализа размерностей) для решения этой задачи речной гидравлики.

Во многих случаях гидроморфологические зависимости, полученные по этому способу, имеют высокий коэффициент корреляции между переменными B/d и $\mathcal{L}_1$, между $h_{\text{ср}}/d$ и $\mathcal{L}_1$, но при подсчете $B/h_{\text{ср}}$ в зависимости от $\mathcal{L}_1$ вскрывается их проти-

воречивый характер. Не исключается влияние ложной корреляции, поскольку в переменные величины, откладываемые по осям координат при графической интерпретации отыскиваемых связей, вводятся одни и те же величины.

3. Рассмотрим теперь другую группу формул, которые получаются следующим образом. Отыскивается связь отдельно B и $h_{\text{ср}}$ в зависимости от гидравлических элементов потока, а затем полученные соотношения решаются совместно с уравнением расхода воды. Таких формул много. Их обзор и обобщение даны В. И. Антроповским. В результате могут быть предложены два вида формул:

1) формула, включающая коэффициент шероховатости

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = \frac{8,64}{g^{0,02}} \frac{Q^{0,17}}{d^{0,26} n^{0,019}} \quad (7.14)$$

(обращает на себя внимание отсутствие уклона поверхности воды в этой формуле);

2) формула, не содержащая коэффициент шероховатости,

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = \frac{7,1}{g^{0,01}} \frac{Q^{0,15}}{I^{0,04} d^{0,29}}. \quad (7.15)$$

Из формул (7.14) и (7.15) видно, что с увеличением диаметра частиц грунта d в донных наносах отношение $B/h_{\text{ср}}$ уменьшается. Вопрос о влиянии диаметра наносов сложный. Видимо, сделанный вывод из формул (7.14) и (7.15) надо ограничивать пределами данной категории грунтов.

Еще ранее формулу такого же типа предложил П. А. Шатберашвили [122]

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = 0,35 \frac{Q^{0,16}}{I^{0,08} d^{0,35}}. \quad (7.16)$$

Все линейные величины в этих формулах выражены в метрах. Формула, предложенная В. С. Алтуниным [6], имеет вид

$$\frac{B}{h_{\text{ср}}} = a_1 \frac{Q^{0,12}}{(gI)^{0,05} d^{0,28}}. \quad (7.17)$$

Параметр a_1 зависит от разнородности грунта в донных отложениях и мутности потока. Для песчаных участков русла Каракумского канала $a_1 \approx 0,23$; показатели в формуле (7.17) соответствуют $(v_{\text{пов}}/v) - 1 = 1/6$.

Для речных потоков Е. К. Рабкова [97] предложила формулу

$$\frac{B}{h_{\max}} = 23,6Q^{0,1}, \quad (7.18)$$

где $h_{\max}$ — наибольшая глубина в живом сечении; Q — расход воды в пределах пойменных бровок, м³/с.

Формула получена по данным для прямолинейных участков рек с плёсовыми лощинами, на которых вырабатываются потоком предельные формы русла.

А. Л. Радюк распространил морфологические исследования на порожистые участки рек обширного региона — Восточной Сибири и Дальнего Востока [99]. Оказалось, что и для таких участков рек, где русловой процесс протекает значительно медленнее, существуют достаточно четкие морфологические соотношения. При анализе гидрометрических данных порожистые участки рек был подразделены на две большие группы — аллювиальные и скальные. Группы подразделены на четыре категории в зависимости от размеров реки. Ниже при написании формул категории рек обозначены цифрами.

Аллювиальные участки рек:

1. Очень малые реки с шириной русла $B = 4 \div 13$ м

$$\frac{B}{h_{\text{cp}}} = 36,8 \frac{I^{0,32} C^{0,49}}{Q^{0,31}}. \quad (7.19)$$

2. Малые реки с шириной русла $B = 14 \div 45$ м

$$\frac{B}{h_{\text{cp}}} = 12,1 \frac{I^{0,07} C^{0,60}}{Q^{0,29}}. \quad (7.20)$$

3. Средние реки с шириной русла $B = 46 \div 100$ м

$$\frac{B}{h_{\text{cp}}} = 132 \frac{I^{0,07} C^{0,46}}{Q^{0,36}}. \quad (7.21)$$

4. Большие реки с шириной русла $B > 100$ м

$$\frac{B}{h_{\text{cp}}} = 38,3 \frac{I^{0,01} C^{0,55}}{Q^{0,23}}. \quad (7.22)$$

В формулах (7.19) — (7.22) C — коэффициент Шези.

Скальные участки рек (категории рек по своим размерам, по-видимому, такие же, как и выше; в работе [99] они не указаны):

$$1. \frac{B}{h_{cp}} = 39,4 \frac{I^{0,19} C^{0,52}}{Q^{0,32}}. \quad (7.23)$$

$$2. \frac{B}{h_{cp}} = 71,5 \frac{I^{0,23} C^{0,57}}{Q^{0,15}}. \quad (7.24)$$

$$3. \frac{B}{h_{cp}} = 335 \frac{I^{0,24} C^{0,51}}{Q^{0,48}}. \quad (7.25)$$

$$4. \frac{B}{h_{cp}} = 312 \frac{I^{0,25} C^{0,54}}{Q^{0,15}}. \quad (7.26)$$

При сопоставлении формул (7.19) — (7.26) с другими аналогичными формулами надо иметь в виду, что в числителе этих формул есть коэффициент C в степени около 0,5. Если учесть, что C связано с расходом Q уравнением (4.1), а в знаменателе формул Радюка есть Q в степени меньше 0,5, то и его формулы дают возрастание B/h_{cp} с увеличением Q .

Проведенный анализ отношений B/h_{cp} позволил вскрыть противоречивый характер результатов морфологических исследований. Кроме сложности и разнообразия проявления различных гидравлических и гидрологических факторов, сказалось несовершенство самой методики анализа исходных данных и излишнее ее усложнение. Поэтому все большее внимание привлекает более простой способ анализа исходных гидрометрических данных, основанный на использовании критерия C_r [47].

4. Запишем формулу (5.36) в виде

$$\frac{B}{h_{cp}} = \frac{C_r}{Fr}. \quad (7.27)$$

Следовательно, относительная глубина потока обратно пропорциональна числу Фруда. Учитывая (5.40) и (5.49) последнюю формулу после преобразований запишем в виде

$$\frac{B}{h_{cp}} = 1,9 \frac{\alpha (C^*)^{0,72}}{Fr}. \quad (7.28)$$

При критическом состоянии потока

$$\frac{B}{h_{cp}} = 1,9 \alpha (C^*)^{0,72}. \quad (7.29)$$

Интересно отметить, что в формуле (7.28) показатель при C такого же порядка, как и в формулах (7.19)—(7.26), меньше единицы и больше 0,46. Так как C зависит от относительной шероховатости, то формулой (7.28) косвенно учитывается крупность донных наносов.

Влияние размеров частиц наносов на B/h_{cp} наиболее сложный вопрос. В соответствии с формулами (7.14)—(7.17) с уменьшением d отношение B/h_{cp} увеличивается, т. е. при очень малых диаметрах частиц наносов профиль должен быть сильно распластан. Фактически при размерах частиц $d < 0,001$ мм имеем глинистый грунт, а в этом случае основным фактором, влияющим на B/h_{cp} , является связность грунта — поперечные профили становятся менее распластанными. Имеет значение гранулометрический состав наносов, так как даже при малом содержании наносов мелких фракций может проявиться влияние связности грунта. Следовательно, оценивая влияние диаметра частиц наносов на B/h_{cp} , следует иметь в виду, что при некотором малом значении размеров частиц наносов и их количества происходит качественное изменение в формировании русла. В этой связи представляет интерес формула Б. К. Нуркина, полученная по данным для каналов, формирующихся в связных грунтах [работа выполнена при консультации Т. Х. Ахмедова (Депонированные рукописи, 1979, № 41, вып. 1 (87))],

$$\frac{B}{h_{cp}} = 0,6 \left(\frac{QG_n}{cg d^4} \right)^{0,16}, \quad (7.30)$$

где Q — руслоформирующий расход воды; G_n — расход наносов; c — сцепление частиц связного грунта; g — ускорение свободного падения; d — размер отрывающихся при размыве отдельностей. Параметры формулы подсчитаны по данным натурных наблюдений на глинистых участках р. Большой Егорлык, Северо-Крымского канала, канала Иртыш—Караганда, Каракумского канала (включая и суглинистые участки), дельты р. Или. Формула справедлива при $B/h_{cp} = 10 \div 100$. Чем больше сцепление частиц, тем меньше B/h_{cp} .

7.3. Схематизация формы живых сечений русел земляных каналов и рек

Исследованию формы живых сечений русел земляных каналов и рек, находящихся в состоянии динамического равновесия, посвящены многие исследования [1, 5, 58 и др.]. Здесь мы рассмотрим две схематизации профилей живых сечений в виде параболы, что справедливо для русел, формирующихся в несвязных грунтах.

Принимаем уравнение параболы в общем виде

$$h = \alpha b^2 + \beta b + \gamma,$$

где α, β, γ — параметры.

Расположим начало координат на урезе воды. При $b = 0$, $h = 0$ $\gamma = 0$. При $b = B$, $h = 0$ $\beta = -\alpha B$. При $b = B/2$

$$h = h_{\text{макс}} = \alpha \frac{B^2}{4} + \beta \frac{B}{2} = \alpha \frac{B^2}{4} - \alpha \frac{B^2}{2} = -\alpha \frac{B^2}{4},$$

$$\alpha = -\frac{4h_{\text{макс}}}{B^2}$$

и соответственно

$$\beta = \frac{4h_{\text{макс}}}{B}.$$

Уравнение профиля сечения принимает вид

$$h = \frac{4h_{\text{макс}}}{B^2} b (B - b),$$

или в безразмерном виде

$$\frac{h}{B} = \frac{4h_{\text{макс}}}{B^2} b \left(1 - \frac{b}{B}\right), \quad (7.31)$$

где h/B и b/B — безразмерные координаты профиля сечения. Формула (7.31) удобна для использования совместно с гидро-морфологическими зависимостями. Так как $h_{\text{макс}} = \frac{3}{2} h_{\text{ср}}$, формулу (7.31) запишем в виде

$$\frac{h}{B} = \frac{6h_{\text{ср}}}{B^2} b \left(1 - \frac{b}{B}\right) = \frac{6}{B} \left(\frac{B}{h_{\text{ср}}}\right)^{-1} b \left(1 - \frac{b}{B}\right), \quad (7.32)$$

или

$$\frac{h}{B} = \frac{6}{\Gamma B^{3/2}} b \left(1 - \frac{b}{B}\right), \quad (7.33)$$

где Γ — параметр Глушкова.

В формулу (7.32) подставляется $B/h_{\text{ср}}$ в соответствии с морфологическим соотношением или Γ подставляется в формулу (7.33); в соответствии с числовыми значениями параметра Γ можно построить схематизированный профиль для данных конкретных условий с учетом крупности наносов. Для описания схематизированного профиля сечения Е. К. Рабкова [97] приняла уравнение параболы в виде

$$\frac{h}{h_{\text{макс}}} = 1 - \left(\frac{2b}{B}\right)^n, \quad (7.34)$$

Здесь $B/2$ — полуширина русла (начало координат на поверхности воды на вертикали с глубиной $h_{\max}$); при $b = B/2$ $h = 0$ (урезы воды); n — показатель степени параболы, равный

$$n = \frac{\alpha_h}{(1 - \alpha_h)},$$

где $\alpha_h = h_{\text{ср}}/h_{\max}$ для условий предельной устойчивости русла канала.

Параметр α_h в соответствии с данными Рабковой может быть определен по графику (рис. 7.2) в зависимости от среднего диаметра частиц грунта $d_{\text{ср}}$ в донных наносах и средней мутности потока $\rho_{\text{ср}}$. Значения α_h изменяются от 0,65 для каналов в песчаных грунтах при малой мутности до 0,82 в суглинистых грунтах при большой мутности. Значения предельных мутностей

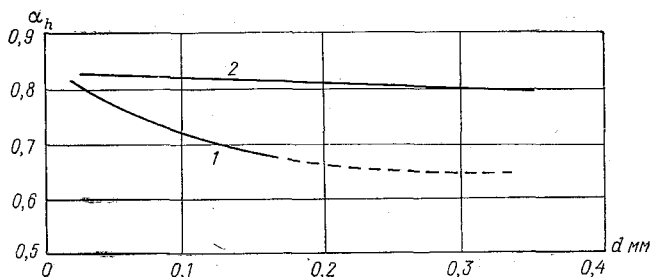


Рис. 7.2. График для определения α_h .

1 — $\rho_{\text{ср}} = 0,0 \div 0,5$ кг/м³, 2 — $\rho_{\text{ср}} = 3,5 \div 4,5$ кг/м³.

даны на рис. 7.2. Значения α_h для рек определены автором [33]. Оказалось, что α_h изменяется от 0,43 до 0,80, среднее значение 0,66, т. е. почти точно совпадает с теоретическим значением (0,67). Именно по этой причине в работе [44] принята параболическая схематизация живого сечения рек.

7.4. О взаимодействии нестационарного потока с деформируемым руслом

Рассмотренное морфологическое соотношение $B/h_{\text{ср}}$, а также и форма живого сечения установлены для условий плавно изменяющегося установившегося или близкого к нему движения. Принято считать, что дно потока сравнительно медленно реагирует на изменение скоростного поля потока. При взаимодействии резко нестационарного потока с руслом новые формы рельефа дна могут возникать за короткие промежутки времени, особенно в руслах, стесненных естественным образом или с помощью сооружений.

В МИИТ Г. В. Железняковым, Т. В. Одилавадзе и Ю. В. Писаревым выполнено экспериментальное исследование с целью изучения реакции дна сжатого потока на воздействие резко нестационарного потока (прерывных волн). Часть результатов этого исследования опубликована в статье [43], которая здесь использована в сокращенном виде.

Эксперименты были выполнены при симметричном сжатии потока вертикальными полукруглыми цилиндрами. Такая форма стеснения соответствует известной в гидромеханике и наиболее разработанной в теоретическом отношении задаче обтекания потоком цилиндра. Применительно к натурным условиям она может рассматриваться с позиций общего или местного размыва русла соответственно как пространственная или полупространственная задача. Поэтому для речного потока она представляет больший интерес как общая проблема руслового процесса, наблюдаемого при сжатии и расширении потока.

Основное отличие настоящего исследования заключается в том, что рассматривается воздействие потока на размываемое русло при резком изменении локальной $\partial v/\partial t$ и конвективной $\partial v/\partial l$ производных в уравнениях неустановившегося движения жидкости.

В результате исследований удалось выявить их новые особенности, которые прежде не были известны.

Трудность постановки экспериментов заключалась в необходимости регистрации изменения во времени быстро протекающих русловых деформаций. Процесс деформации дна в этом случае происходит в течение нескольких секунд и определяется во времени главным образом параметрами волнового потока. Поэтому в ходе выполнения экспериментов потребовалось проводить синхронную регистрацию параметров волн, кинематики потока и характеристик руслового процесса. Эти задачи удалось успешно решить, используя для регистрации руслового процесса фотоэлектрический метод измерений.

Исследования местных и общих русловых деформаций проводились в гидравлическом лотке прямоугольного сечения длиной 50,0 м, шириной 1,08 м и высотой 0,6 м. Головная часть лотка была снабжена аккумулярующей емкостью (водохранилищем) длиной 10 м и высотой 0,9 м с подъемным щитом. Это позволяло создавать требуемый перепад отметок воды в основном русле и водохранилище. После подъема щита формировалась волна пуща. Расход воды, подаваемый на модель при установленном режиме движения, определялся с помощью незатопленного прямоугольного водослива с тонкой стенкой. Регулирование глубины воды выполнялось вертикальным щитом, установленным на выходе из лотка. На дно лотка укладывался слой люберецкого песка толщиной 20 см, гранулометрический состав которого следующий: $d = 0,14 \div 0,25$ мм — 1,6 %; $d = 0,25 \div 0,50$ мм — 70,0 %; $d = 0,50 \div 1,00$ мм — 28,4 %.

Для сжатия потока в середине лотка у его стенок были установлены вертикальные полуцилиндры радиусом основания 150 и 215 мм.

Опыты по изучению нестационарных русловых деформаций при прохождении волн попуска были проведены при различных соотношениях начальной глубины воды в русле $h_{p.6}$ и в водохранилище $h_{вд}$.

Осредненные и пульсационные скорости измерялись соответственно микровертушками и маятниковыми приборами с электронно-механическим преобразователем (механотроном), параметры волн — емкостными волномерами, глубины деформаций — специально сконструированными фотоэлектрическими приборами.

Прибор для регистрации русловых деформаций во времени состоит из заглубленной в дно русла вертикальной штанги и закрепленных к ней в зоне ожидаемых изменений отметок дна фотоэлектрических преобразователей (фотодиодов), соединенных между собой последовательно. В приборе используется фотоэлектрический эффект для регистрации отметок размываемого дна и благодаря этому достигается изменение во времени резко нестационарных русловых деформаций.

Работа прибора основана на принципе преобразования энергии светового потока, проникающего до дна русла и тем самым до малогабаритных фотоэлектрических преобразователей в электрические сигналы, изменение которых происходит по мере включения или выключения фотодиодов из работы в процессе намыва или размыва донных наносов у штанги. Фотодиоды включены в блок усиления. Усиленный электрический сигнал подается на гальванометр шлейфового осциллографа. Точность измерений отметок дна определяется частотой расположения фотодиодов по вертикали и может быть задана предварительно. Была создана система синхронизации показаний приборов.

Как показали исследования микро- и мезоформ рельефа, формируемых волнами попусков, параметры их зависят от гидравлических характеристик потока в момент прохождения наибольших расходов воды. После прохождения пика расхода эти параметры сохраняют свои значения, хотя русловые формы еще некоторое время продолжают свое развитие. В последующем это развитие прекращается и в некоторых случаях наблюдается их частичная (незначительная в условиях поставленных опытов) перестройка и разрушение. Вследствие этого представляет интерес рассмотрение структуры русловых форм, наблюдаемых после прохождения волны. Мезоформы рельефа выражаются в резком понижении дна в зоне стеснения потока. Они обусловлены местным размывом грунта у береговых дамб. В ряде случаев на воронки размыва накладываются перекошенные гряды. Большим своеобразием отличаются микроформы рельефа. В верхнем бьефе формируется двумерная структура русловых

форм (рифели) с убывающими вверх по течению высотами. Такое распределение их определяется изменением параметров волнового потока при движении его по руслу и влиянием подпора воды перед стеснением.

В бытовых условиях при движении волны попуска обычно наблюдается гладкая фаза движения наносов в результате действия повышенных скоростей волнового потока. Однако транспорт наносов незначителен ввиду малости времени действия этих скоростей. За счет влияния подпора перед стеснением скорости волнового потока в верхнем бьефе снижаются, что и приводит к формированию плоских гряд и рифелей (ближе к стеснению). Непосредственно в зоне стеснения потока за счет резкого повышения скоростей вновь наблюдается гладкая фаза движения наносов. При растекании потока в нижнем бьефе скорости течения снижаются, в результате возможно формирование зоны трехмерных крупных гряд, переходящих в перекошенные гряды и ниже по течению в двухмерные рифели. Непосредственно за стеснением распределение скоростей по ширине потока очень неравномерно. Наибольшие значения скоростей наблюдаются по оси потока, у стенок лотка они резко снижаются, что обуславливает отсутствие здесь трехмерных гряд. Перекошенные гряды, которые формируются в воронке местного размыва преобразуются в нижнем бьефе у стенок лотка в двухмерные рифели.

Таким образом, после прохождения одиночной волны формируется весьма характерная система русловых образований. При этом наблюдается разнообразие форм рельефа дна русла и перемещения наносов: от гладкой фазы движения ($h_r/l_r = 0 + 0,005$) до крупных трехмерных гряд крутизной $0,08 - 0,012$ (где l_r — шаг гряды, h_r — высота гряды).

Как показали исследования общего размыва русла, после прохождения одиночной волны форма деформации дна соответствует периоду квазистационарного размыва для установившегося течения воды (рис. 7.3). Наибольшие глубины размыва наблюдаются ниже створа наибольшего стеснения потока. Существенное влияние на изменение глубин $h_{д. общ.}$, измеренных после прохода волны в различных точках на оси потока, оказывает высота волны, или определяющая ее глубина воды в водохранилище $h_{вд.}$. С увеличением $h_{вд.}$ при любых значениях глубины воды в русле в бытовых условиях (до пуска волны) $h_{р. б}$ наблюдается возрастание глубины размыва $h_{д. общ.}$. В нижнем бьефе на достаточном удалении от стеснения происходит намыв грунта, увеличивающийся с ростом значений $h_{вд.}$ (вертикаль 5 при $h_{р. б} = 15$ (см. рис. 7.3)).

Процесс изменения глубины местного размыва у береговых дамб во времени не имеет себе аналога в установившемся режиме. В первые моменты взаимодействия волны с размываемым дном интенсивность размыва сравнительно невелика, что

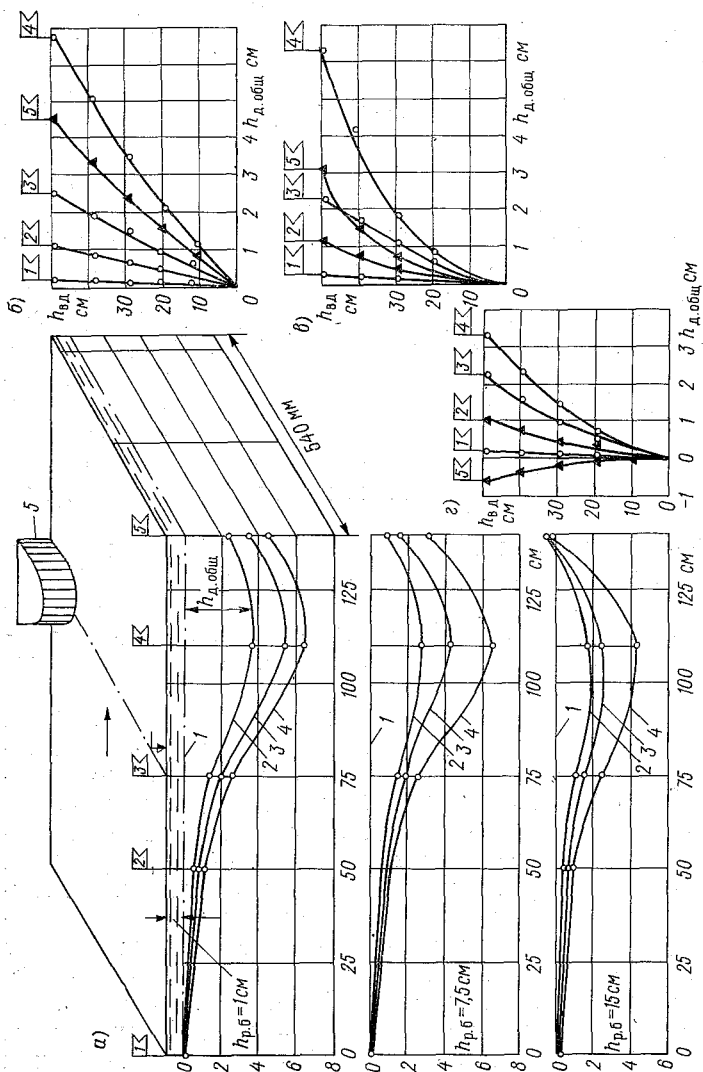


Рис. 7.3. Профили дна (а) по оси лотка, измеренные после прохождения одиночных волн и влияние $h_{вд}$ на $h_{д.общ}$ (б, в, г) при различных $h_{р.б}$.

1 — положение дна до размыва, 2 — положение дна после прохождения волны при $h_{вд} = 30 \text{ cm}$, 3 — то же при $h_{вд} = 40 \text{ cm}$, 4 — то же при $h_{вд} = 50 \text{ cm}$, 5 — сооружение, снимающее поток (получил цилиндр радиусом 21,5 см); $\theta - h_{р.б} = 1 \text{ cm}$, $\theta - h_{р.б} = 7.5 \text{ cm}$, $\theta - h_{р.б} = 15 \text{ cm}$.

является принципиальным отличием его от аналогичного процесса в условиях установившегося течения. Затем интенсивность местных деформаций резко увеличивается.

На этом этапе деформаций в ряде случаев (при больших высотах волн) может наблюдаться взвешивание грунта. Наибольшие деформации характеризуются наинизшим положением дна воронки размыва. После этого происходит осаждение наносов и частичный замыв воронки.

Характерными особенностями руслового процесса при взаимодействии одиночной волны попуска с размываемым дном является быстропротекающее во времени изменение отметок дна, взвешивание грунта в зоне местного размыва русла, отсутствие стабилизации деформаций и формирование сложной системы микро- и мезоформ рельефа. Расширить представление об этих явлениях позволяет изучение русловых процессов при движении группы волн попуска, т. е. последовательно проходящих волн, имеющих одинаковые начальные условия. В этом случае наблюдается наступление стадии квазистаблизации гидроморфологических процессов с последующим периодическим изменением параметров этих процессов около средних значений. Таким способом можно определить их экстремальные значения, соответствующие характеристикам данного волнового потока.

Глубины размыва, формируемые одиночной волной, полностью не характеризуют волновой поток в смысле его размывающей способности. При последовательном же пропуске волн в сформированное предшествующими попусками русло наблюдается постепенное развитие общих и местных деформаций. Как показали эксперименты, уже после четырех—шести пропущенных волн размывы русла достигают предельных значений. Это является одним из видов квазистаблизации руслового процесса, наблюдаемого, в отличие от рассматриваемых, при неустановившемся движении воды. При этом колебания параметров русловых образований определяются взвешиванием и осаждением донного материала при сохранении общего баланса.

Рассматривая изменение во времени глубины волнового потока, скорости и местных деформаций русла, можно отметить, что экстремальные значения параметров, характеризующих эти процессы, наблюдаются в различные моменты времени после подхода фронта волны попуска к измерительному сечению. Так, вначале наблюдается максимум глубины потока, затем скорости и в последнюю очередь местные деформации русла. Такой характер изменения гидроморфологических процессов прослеживается во всех опытах. При этом интересно отметить, что нарастание скоростей волнового потока происходит на спаде уровня воды, а наибольшие деформации русла наблюдаются в период значительного спада и уровня воды и скоростей течения. Эти явления можно отчасти объяснить различной инерционностью самих процессов. Русловые деформации являются, очевидно,

наиболее медленно развивающимся процессом, так как для его осуществления необходим перенос значительной массы донного материала, обладающего большой инерционностью.

На рис. 7.4 даны совмещенные графики изменения рассматриваемых процессов во времени. Глубины местных деформаций $h_{д.м}$ и скорости u_B (рассчитаны по измеренным скоростям на вертикали) определены в створе наибольшего стеснения потока на расстоянии 40 мм от боковой поверхности береговой дамбы.

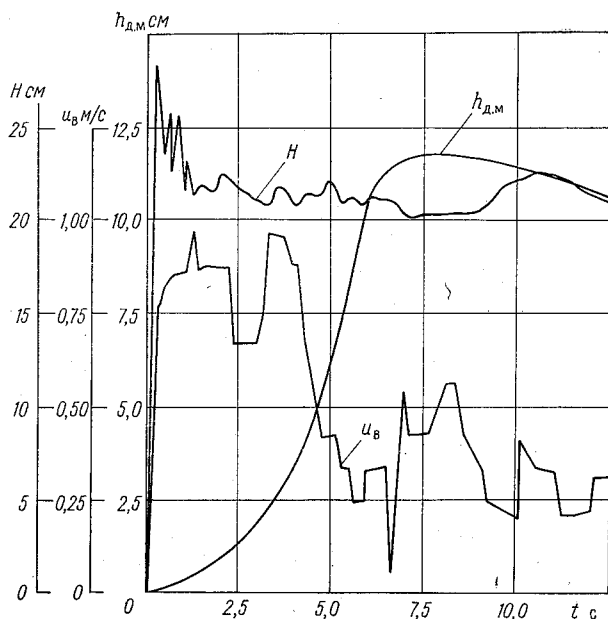


Рис. 7.4. Результаты синхронной записи изменения во времени уровня воды H , скорости u_B и глубины размыва $h_{д.м}$ вблизи образующей полуцилиндра при $h_{в.д} = 50$ см, $h_{р.б} = 15$ см.

Для приведенных на рис. 7.4 опытов время до пика уровня воды равно $t_1 = 0,3$ с, до пика скорости $t_2 = 1,3$ с и до пика местных деформаций русла $t_3 = 7,0$ с.

В других экспериментах значения t_1 , t_2 , t_3 получились такого же порядка. Макротурбулентность потока во время прохождения волны очень велика, что видно из характера кривой $u_B = u_B(t)$. Наблюдается также значительное колебание свободной поверхности воды. Кривая изменения глубин $h_{д.м}$ плавная, но темп изменения глубины очень велик. Изучение нестационарных гидроморфологических явлений имеет большое практическое значение при эксплуатации сооружений, находящихся во взаимодействии с потоком и руслом.

7.5. О взаимодействии потока с водной растительностью

Водная растительность повышает гидравлические сопротивления, что приводит к уменьшению пропускной способности русла. В гидрологии и гидравлике изменение гидравлических характеристик потока под влиянием зарастаемости русел рассматривается с различных точек зрения. В речной гидрометрии решается задача о расчете стока воды с учетом зарастаемости русел. Развитие водной растительности на форму кривой расходов воды проявляется достаточно четко хотя и сложно, поскольку здесь имеет место взаимодействие гидравлических и биологических факторов. Нижняя огибающая точек, измеренных расходов воды представляет собой кривую расходов при отсутствии водной растительности. Разность между уровнем воды при наличии водной растительности и при ее отсутствии при одном и том же расходе есть повышение уровня, обусловленное возрастанием гидравлических сопротивлений. Влияние растительности на $Q = Q(H)$ неодинаково в разные периоды ее вегетации. Уровни H постепенно увеличиваются в период развития растительности (при неизменном расходе), затем наступает более длительный период относительно стабильного влияния растительности на кривую $Q = Q(H)$. Это влияние ослабляется по мере отмирания растительности, чему способствует и сам поток, пригибающий ее ко дну. Температура воды при ее повышении примерно до 10°C оказывает решающее влияние на вегетацию водной растительности. Поэтому создается впечатление, что реки становятся полноводными. В действительности повышается только уровень воды, но водность рек остается прежней или даже уменьшается (в период межени). Для определения пропускной способности зарастающих русел Q_3 в гидрометрии используется нормирование этого расхода по расходу воды Q в свободном от растительности русла, т. е. $K_3 = Q_3/Q$. Расходы Q_3 и Q принимаются при одном и том же уровне. Очевидно, что $K_3 < 1,0$. Для определения стока воды в гидрометрии широко используется временная интерполяция значений K_3 , а также связи между K_3 и суммой положительных температур воздуха. При эксплуатации оросительных каналов и каналов систем водоснабжения развитие водной растительности в каналах является нежелательным фактором, поскольку это приводит к уменьшению пропускной способности русел. Приходится считаться с повышением уровня воды, а следовательно, предусматривать повышенное значение площади поперечного сечения канала. В оросительных каналах водная растительность удаляется механическим способом. Однако борьба с развитием водной растительности более эффективна путем разведения рыбы, для которой водная растительность представляет питательную среду. Водная растительность вместе с тем является полезным и даже необходимым

фактором. Под влиянием водной растительности происходит самоочищение воды. Травяной покров укрепляет русло каналов и делает их более устойчивым, ограничивая размыв русла. Поэтому специально проектируются каналы с травяным покровом, учитывая его влияние на пропускную способность русел.

Многие исследования влияния зарастаемости русел каналов и рек на их гидравлический и гидрологический режим выполнены Белорусским научно-исследовательским институтом мелиорации и водного хозяйства и другими организациями. В данной монографии не представляется возможным сделать обзор исследований в данной области. Поэтому мы изложим только один

практический прием учета зарастаемости русел в расчетах каналов, но предварительно кратко рассмотрим некоторые работы, которые содержат гидравлическую трактовку вопроса о влиянии водной растительности на кинематику потока.

Благодаря неравномерности распределения растительности по смоченному периметру и гибкости стеблей поле скоростей оказывается весьма сложным. Наименьшая скорость может быть не у дна, а там, где сосредоточена водная растительность. Положение точки с наибольшей скоростью может смещаться на большие расстояния от оси потока, так как гибкие стебли растительности имеют тенденцию отклоняться к оси потока; коэффици-

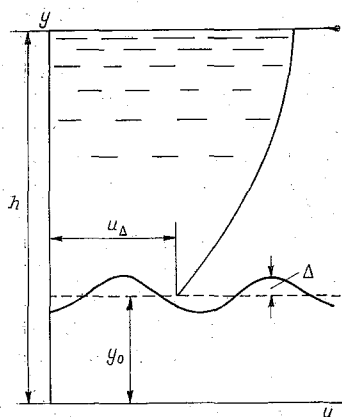


Рис. 7.5. Схема течения над водной растительностью.

енты Кориолиса имеют повышенные значения. В период наибольшего развития водной растительности за главное течение потока некоторые авторы принимают течение над растительностью, т. е. расход воды через промежутки между стеблями считается незначительным. Затопленная поверхность растительности в таком случае рассматривается как некоторое условное дно, форма которого изменяется в пространстве и во времени вследствие турбулентности потока и гибкости стеблей водной растительности. В статье В. М. Лятхера и И. Н. Гурина [81] теоретически получено, что колебание растительности способствует увеличению скорости и расхода над поверхностью растительности, а следовательно, уменьшению коэффициента гидравлического трения. Авторы статьи [81] приняли следующую модель течения над травянистой растительностью (рис. 7.5): y_0 — осредненная высота растительности; h — глубина воды на вертикали; Δ — высота выступа шероховатости, пропорциональная разности локального уровня поверхности растительности и уровня средней

поверхности, $\Delta = y(x, t) - y_0(t)$, где x — продольная координата, t — время, u_Δ — осредненная во времени скорость на высоте выступа шероховатости Δ . Заметим, что ранее мы встречались с выступом шероховатости на жесткой поверхности и на деформирующейся (размываемой). В данном случае имеем особый тип выступа шероховатости, который расположен в самом потоке и образован колеблющейся поверхностью водной растительности. В качестве исходного дифференциального уравнения авторами статьи [81] принято уравнение турбулентного пограничного слоя в безнапорном потоке при малом уклоне:

$$\frac{\partial u_x}{\partial t} + u_x \frac{\partial u_x}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_y}{\partial y} = g \left(\sin \alpha_0 - \frac{\partial h}{\partial x} \cos \alpha_0 \right) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial y}, \quad (7.35)$$

где u_x — продольная осредненная во времени компонента скорости (совпадающая с направлением оси x); u_y — поперечная осредненная во времени компонента скорости (совпадающая с направлением оси y); α_0 — острый угол между осью y , направленной перпендикулярно к осредненной по длине x поверхности дна, и направлением силы тяжести; ρ — плотность жидкости; τ — турбулентное трение.

В дальнейшем принимаем обозначение $u_x = u$. В. М. Лятхер и И. Н. Гурин [81] использовали формулы:

$$\begin{aligned} \tau &= \rho v_\tau \frac{\partial u}{\partial y}, \\ v_\tau &= k u_* (y - y_0) \left(1 - \frac{y - y_0}{h - y_0} \right), \\ y - y_0 &\geq \Delta, \end{aligned}$$

где v — кинематический коэффициент турбулентной вязкости; u_* — динамическая скорость; k — параметр профиля скоростей, тот же, что и в формулах п. 3.3.

В результате Лятхер и Гурин получили формулу профиля скоростей при квазиравномерном движении как функцию колебаний границы

$$u(y, t) = \frac{u_*}{k} \ln \frac{y - y_0(t)}{\Delta(t)} + u_\Delta. \quad (7.36)$$

Разложив $u(y, t)$ в ряд Тейлора в окрестности y_0 и $\bar{\Delta}$ с осреднением по времени и учитывая только слагаемые первого порядка малости, получено [81]

$$\frac{u_{\max} - u}{u_*} + \psi = \frac{1}{k} \ln \frac{h - \bar{y}_0}{y - \bar{y}_0}, \quad (7.37)$$

где

$$\psi = - \frac{y - y_0}{k} \left(\frac{1}{y - y_0} - \frac{1}{h - y_0} \right), \quad (7.38)$$

где y_0 — расстояние, относящееся к потоку, в котором водная растительность не деформируется.

В уравнении (7.37) первый член представляет собой относительный недостаток осредненной локальной скорости u (знак осреднения над u и $u_{\text{макс}}$ опущен), а член, стоящий в правой части уравнения под логарифмом, есть величина, обратная относительной глубине ($1/\eta_0$) на вертикали, но здесь отсчитанная от поверхности растительности. С учетом обозначений, которые применялись при написании формулы (3.14), формулу (3.37) запишем в виде

$$\varphi_* + \psi = - \frac{1}{k} \ln \eta_0. \quad (7.39)$$

Различие между формулами (3.14) и (7.39) в том, что в последней есть величина, зависящая от $y - y_0$ и $y - y_0$ (характеристика деформации поверхности растительности). Для опытной проверки формулы в Новочеркасском инженерно-мелиоративном институте были поставлены эксперименты в гидравлическом лотке шириной 0,58 м и длиной 6 м. На грунтовом дне лотка высаживались зерна пшеницы. Опыты проводились при определенной высоте побегов пшеницы. Были построены графики в координатах $\varphi_* + \psi$ и $\ln \eta_0$. Теоретическая линия в этих координатах при $k = 0,44$ хорошо совпала с опытными данными. Статья [81] представляет интерес, так как в ней дано обоснование вида профиля скоростей над деформирующейся поверхностью водной растительности. Исследование взаимодействия водного потока с растительностью открывает путь к пониманию природы гидравлических сопротивлений в растающих руслах.

7.6. Влияние водной растительности на гидравлические сопротивления

Обобщение данных изучения водной растительности на гидравлические сопротивления производится так же, как и для потока, свободного от растительности. Основными обобщающими кривыми являются $\lambda = \lambda(\text{Re})$ или $C = C(\text{Re})$. Исследуются также связи коэффициента шероховатости n со степенью зарастания русла, глубиной, скоростью течения и проч. Часто отдается предпочтение функции $n = n(vR)$, как имеющей некоторую аналогию с основной функцией $\lambda = \lambda(\text{Re})$. Средняя скорость потока и гидравлический радиус обычно вычисляются так же, как и для потока, свободного от растительности, т. е. специ-

фика растительности в явном виде не учитывается. Нгуен Тай выполнил при консультации А. Д. Альтшуля [8] исследование, в котором проведена аналогия между течением жидкости в заросшем русле и фильтрацией в пористой среде. Проиллюстрируем идею авторов работы [8] на наиболее простом случае, хотя и менее реальном для речного потока. Предположим, что жесткие стебли заполняют живое сечение от дна до свободной поверхности. Течение жидкости отождествляется с фильтрацией через промежутки между стеблями, т. е. схематизированная растительность рассматривается как пористая среда. Выделим объем жидкости вместе со стеблями в виде параллелепипеда с площадью ω и длиной l . Направление движения жидкости и положение линии l совпадают. Гидравлический радиус сечения потока, движущегося в русле, равен $R_3 = \omega_3/\chi_3$, где ω_3 — площадь живого сечения параллелепипеда с основанием ω ; χ_3 — сумма смоченных периметров всех контуров стеблей. Поделив числитель и знаменатель этого выражения на ω , для R_3 получим

$$R_3 = \frac{p}{f},$$

где $p = \omega_3/\omega$ — коэффициент пористости; $f = \chi_3/\omega$ — сумма поверхностей стеблей, отнесенная к объему. Эти понятия лучше иллюстрируются, если оперировать произведением $\omega_3 l$, ωl , $\chi_3 l$, но l в формуле для R_3 сокращается.

В качестве характерной скорости потока принята скорость $v_3 = v/p$, а в качестве характерного числа Рейнольдса принято

$$Re_3 = \frac{v_3 R_3}{\nu} = \frac{vp}{pf\nu} = \frac{v}{fv},$$

где ν — кинематический коэффициент вязкости. Выражение для коэффициента гидравлического трения λ_3 запишем в виде (см. формулу (2.5))

$$\lambda_3 = \frac{8gIR_3}{v_3^2},$$

Подставляя сюда R_3 и v_3 , как записано выше, получим

$$\lambda_3 = \frac{8gIp^3}{v^3f}.$$

А. Д. Альтшуль и Нгуен Тай [8] число 8 отбросили (значения λ_3 принимались в 8 раз меньшие). Это не сказалось на определении режимов течения при наличии водной растительности, так как при построении основного графика $\lambda_3 = \lambda_3(Re_3)$ (в логарифмических координатах) это равносильно смещению кривой $\lambda_3 = \lambda_3(Re_3)$ параллельно самой себе.

она отсутствует, имеется тенденция такую форму движения рассматривать, как промежуточную между безнапорным и напорным движением — пьезометрическая линия совпадает с положением поверхности воды в лунках (по длине потока) плавающего льда.

Лед плавает благодаря исключительно важному аномальному свойству воды: при замерзании вода расширяется, становится менее плотной. При отсутствии этого свойства, водоемы промерзли бы полностью, так как лед погружался бы до дна.

Общим для потока под ледяным покровом и обычного напорного потока, например в трубах, является наличие замкнутого смоченного периметра.

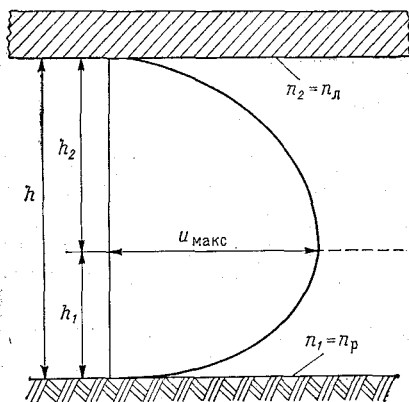


Рис. 7.6. Схематический профиль скорости потока при ледоставе.

В потоке при ледоставе изотакхи имеют форму замкнутых кривых. Характерными скоростями являются средняя $\bar{u}$ и наибольшая $u_{\max}$; средняя поверхностная скорость отсутствует. Но во время ледохода она есть и определяется по скорости движения льдин. Изотакхи наилучшим образом характеризуют поле скоростей в потоке при ледоставе. Отметим, что особенности тахиграфических кривых для потока под ледяным покровом неисследованы. Можно выделить в живом сечении потока, кроме

изотакх, еще две характерные линии. Изотакху, соответствующую средней скорости потока $\bar{u}$, которая разделяет живое сечение на две части — центральную и примыкающую к смоченному периметру. Расход через каждую часть площади равен $Q/2$. Другую характерную линию получим, соединив точки на скоростных вертикалях с наибольшими скоростями $u_{\max}$. Для бесконечно широких прямоугольных русел эта линия располагается параллельно дну и нижней поверхности воды. В речных потоках эта линия имеет сложную форму. Линия наибольших скоростей представляет собой след плоскости с нулевыми напряжениями трения, так как $du_{\max}/dy = 0$ (точка перегиба эпюры скоростей). Точку, в которой соблюдается это условие, называют гидравлическим центром на вертикали, поэтому линию в живом сечении, соответствующую скоростям $u_{\max}$, можно назвать линией гидравлических центров. Точку в живом сечении, в которой скорость равна наибольшей скорости $u_{\max}$, назовем главным гидравлическим центром. Отметим,

тим, что параметр $v/v_{\text{макс}}$ для потоков при ледоставе совершенно не исследован.

Рассмотрим распределение скоростей на вертикали равномерного потока при ледоставе. На рис. 7.6 изображен профиль скоростей при $n_2 > n_1$, где n_2 — коэффициент шероховатости нижней поверхности льда, n_1 — коэффициент шероховатости дна потока.

Исходя из логарифмического профиля скоростей (3.13), запишем для каждой из частей потока:

$$u_1 = u_{\text{макс}} - \frac{u_{*1}}{k} \ln \frac{h_1}{y_1}, \quad (7.40)$$

$$u_2 = u_{\text{макс}} - \frac{u_{*2}}{k} \ln \frac{h_2}{y_2}, \quad (7.41)$$

где y_1 — расстояние, отсчитываемое от дна, изменяющееся от 0 до h_1 ; y_2 — расстояние, отсчитываемое от нижней поверхности льда, изменяющееся от 0 до h_2 .

Исходя из формулы (3.18), получим:

$$\frac{u_1}{u_{\text{макс}}} = \left(\frac{y_1}{h_1} \right)^{1/m}, \quad (7.42)$$

$$\frac{u_2}{u_{\text{макс}}} = \left(\frac{y_2}{h_2} \right)^{1/m}. \quad (7.43)$$

С помощью этих формул могут быть построены профили скоростей потока под ледяным покровом. Значения k и m определяются, как изложено в п. 3.3.

Наряду с этими формулами для описания профиля скоростей потока при ледоставе используется формула (3.22), но с другими параметрами, как это доказано В. И. Синотиным и З. А. Генкиным.

Запишем формулу для двух частей потока:

$$\frac{u_1}{u_{*1}} = 3,78 \lg \frac{y_1}{\delta_1} + 7,36 + 1,64 \left(1 - \frac{\delta_1}{y_1} \right), \quad (7.44)$$

$$\frac{u_2}{u_{*2}} = 3,78 \lg \frac{y_2}{\delta_2} + 7,36 + 1,64 \left(1 - \frac{\delta_2}{y_2} \right). \quad (7.45)$$

Приравняв скорости в гидравлическом центре, т. е. $u_1 = u_2$ при $y_1 = h_1$ и $y_2 = h_2$, Синотин получил довольно сложное уравнение для определения относительного положения гидравлического центра на вертикали. Перейдя затем от величин δ/h к коэффициентам шероховатости n , аппроксимирующая формула записана в простом виде

$$\frac{h_1}{h} = 0,61 \lg \frac{n_1}{n_2} + 0,5. \quad (7.46)$$

Если надо получить положение гидравлического центра от нижней поверхности льда, то в левую часть уравнения (7.46) подставляется величина $1 - h_2/h$. При $n_1 = n_2$ из (7.46) получим $h_1/h = 0,5$. Формула (7.46) справедлива при неподвижном ледяном покрове. Если сплошной ледяной покров движется со скоростью, равной средней поверхностной скорости потока, в предположении, что он не оказывает сопротивления движению потока, то $h_1/h = 1$ (фактически такое сопротивление есть за счет неравномерного распределения скоростей по ширине потока

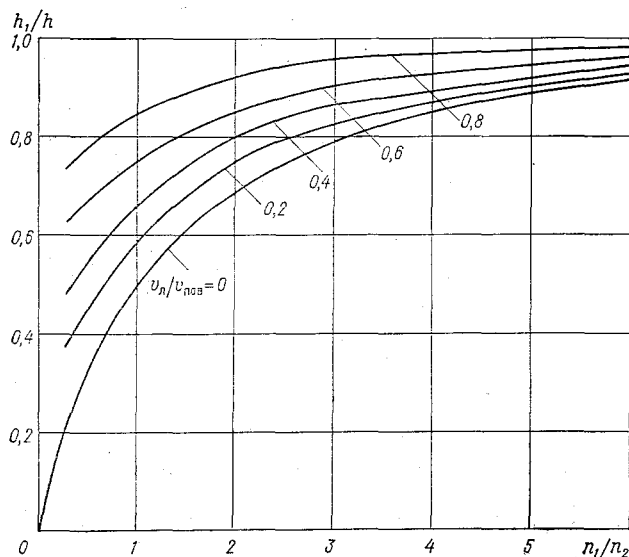


Рис. 7.7. Номограмма для определения относительного положения гидравлического центра на вертикали.

и трения между льдом берегами). Зона на рис. 7.7, расположенная между кривой, выражаемой уравнением (7.46) и уравнением $h_1/h = 1$, согласно В. И. Синотину [107], характеризует положение гидравлического центра при скорости движения льда больше нуля и меньше средней поверхностной скорости свободного ото льда потока. В этом случае в формулу (7.46) вводится отношение скорости движения льда $v_{\text{л}}$ к поверхностной скорости потока:

$$\frac{h_1}{h} = 0,6 \left(1 - \frac{v_{\text{л}}}{v_{\text{пов}}} \right) \lg \frac{n_1}{n_2} + 0,5 \left(1 + \frac{v_{\text{л}}}{v_{\text{пов}}} \right). \quad (7.47)$$

Соответствующая номограмма, заимствованная из [107], приведена на рис. 7.7.

Надо иметь в виду, что в зоне расположения гидравлических центров может быть перелом профиля скоростей, что подтверждается натурными данными Н.Ф. Юрченко [124] и др. Это явление имеет ту же природу, что и кинематический эффект [44], но только в потоке с замкнутым смоченным периметром при переменной шероховатости по его длине.

7.8. Соотношение между расходами воды при наличии и отсутствии ледяного покрова

При одинаковых площадях живого сечения свободный поток имеет больший расход Q , чем поток при ледоставе Q_3 , т. е. $Q_3/Q < 1$. Это объясняется возрастанием гидравлических сопротивлений. Отношение $Q_3/Q = K_3$ является одним из основных параметров, характеризующих уменьшение пропускной способности русла под влиянием ледяного покрова. При одинаковой площади живого сечения расходные характеристики $K_3 \neq K$. Если допустить, что уклоны равны $I_3 = I$, то $K_3 = (C_3 \sqrt{R_3}) / (C \sqrt{R})$, где C_3 — коэффициент Шези в зимний период (при наличии ледостава), C — коэффициент Шези в летний период. Коэффициент C_3 учитывает сопротивление движению как русла, так и нижней поверхности льда, поэтому его можно считать приведенным коэффициентом Шези $C_{пр}$ в том понимании, как он был получен при неоднородной по периметру живого сечения шероховатости. Поэтому мы будем применять значения C_3 и $C_{пр}$, как тождественные. При $\omega_3 = \omega$ и считая, что $y_3 \neq y$ (показатель в (4.22)), $K_3 = (nR_3^{0,5+y_3}) / (n_3R^{0,5+y})$, где n — коэффициент шероховатости при отсутствии ледостава, а $n_{пр}$ — при наличии ледостава (приведенный коэффициент шероховатости, иначе обозначаемый n_3).

Увеличение гидравлических сопротивлений в зимний период можно оценить с помощью относительного повышения глубины потока при одном и том же расходе воды в летний и зимний периоды. Предположим, что изменение площади живого сечения обусловлено главным образом изменением глубины ($B \approx B_3$), $I = I_3$ и коэффициент Шези принимается по формуле (4.22) при $y = y_3$, тогда

$$\frac{1}{n} h_{ср}^{y+1,5} = \frac{1}{n_{пр}} (h_{ср} + \Delta H)^{y+1,5},$$

откуда

$$\frac{\Delta H}{h_{ср}} = \left(\frac{n_{пр}}{n} \right)^{\frac{1}{y+1,5}} - 1. \quad (7.48)$$

В таком виде формулу предложил П. Н. Белоконь [14] применительно к прямоугольному руслу ($h = h_{ср}$). Мы привели

вывод формулы таким образом, чтобы были видны все сделанные допущения. При $n = n_{\text{пр}}$ $\Delta H = 0$, т. е. формула имеет правильную структуру. Хотя формула (7.48) является приближенной, она позволяет установить связь между двумя подходами оценки гидравлических сопротивлений в потоке при ледоставе.

В практике гидрологических расчетов коэффициенту K_3 придан несколько другой смысл: расходы воды Q_3 и Q сравниваются не при одинаковых площадях живого сечения, а при одинаковых уровнях воды, определяемых в зимний период в лунках, т. е. площадь живого сечения в зимний период определяется с учетом площади погруженного в воду льда. Это является отходом от схемы равных площадей живых сечений, которую мы рассмотрели, но зато коэффициенту K_3 придан более содержательный смысл, что видно из последующего изложения.

Запишем выражение для расхода воды при отсутствии ледяного покрова при заданном уровне H

$$Q = \beta_* C \omega \sqrt{\frac{\omega}{B}} I, \quad (7.49)$$

где β_* — коэффициент формы живого сечения.

Аналогичное выражение для расхода при уровне H (в лунках) имеет вид

$$Q_3 = C_3 (\omega - \omega_{\text{пл}}) \sqrt{\frac{\omega - \omega_{\text{пл}}}{2B_{\text{пл}}}} I_3. \quad (7.50)$$

Здесь $2B_{\text{пл}}$ — длина смоченного периметра при допущении $\chi \approx B_{\text{пл}}$, где χ — длина смоченного периметра по дну потока.

Из (7.49) и (7.50) получим

$$K_3 = \frac{C_3}{C \beta_*} \sqrt{\frac{I_3}{I}} \sqrt{\frac{B}{2B_{\text{пл}}}} \left(\frac{\omega - \omega_{\text{пл}}}{\omega} \right)^{1,5}. \quad (7.51)$$

При одинаковых числах Рейнольдса беззугового подледного и открытого потоков с песчаным руслом $C_3/C \approx 0,75$ [85]. Выражая C по формуле (4.22), получим

$$K_3 = \frac{n}{n_3 \beta_*} \sqrt{\frac{I_3}{I}} \left(\frac{B}{2B_{\text{пл}}} \right)^{y+0,5} \left(\frac{\omega - \omega_{\text{пл}}}{\omega} \right)^{y+1,5}. \quad (7.52)$$

Здесь B — ширина потока при отсутствии ледяного покрова, равная ширине при уровне воды в лунках. Коэффициент $n_3 = n_{\text{пр}}$. Он может быть установлен по гидрометрическим данным.

Введем обозначение

$$\frac{\omega - \omega_{\text{пл}}}{\omega} = \varepsilon,$$

где ε — коэффициент стеснения живого сечения потока погруженным льдом. При $\varepsilon = 0$ (полное промерзание русла) $K_3 = 0$. При $\varepsilon = 1,0$ (отсутствие ледостава) $K_3 = 1,0$.

Следовательно, зависимость (7.52) можно проанализировать по гидравлическим данным в виде $K_3 = K_3(\varepsilon)$.

Если принять, что $n \approx n_3$, $I = I_3$, $y = 1/6$, $B \approx B_{пл}$ и ε близко к единице, из (7.52) получим

$$K_3 = \frac{1}{\beta_*} (0,5)^{2/3}.$$

При $\beta_* = 1,0$ $K_3 = 0,63$.

Иногда в литературе в качестве среднего значения K_3 приводится эта цифра. Видно, сколько сделано допущений для ее получения.

Детальное исследование коэффициентов K_3 содержится в монографии Л. М. Ковалева [67], которая и в настоящее время остается одной из лучших работ по расчетам расходов воды в руслах с ледяным покровом. Им предложена типизация коэффициентов, дающая качественное представление о влиянии ледовых явлений на коэффициенты K_3 . Вместе с тем она дает и фактические пределы изменения коэффициентов K_3 . Представляют интерес результаты обобщения связи $K_3 = K_3(\varepsilon)$. Запишем выражение для коэффициента стеснения в виде

$$\varepsilon = 1 - \frac{\omega_{пл}}{\omega} = 1 - \frac{h_{пл}}{h_{ср}} = 1 - \varepsilon',$$

где $h_{пл}$ — средняя толщина погруженного в воду льда; $h_{ср}$ — средняя глубина потока при отсутствии ледяного покрова при уровне, при котором определено $h_{пл}$.

При $\varepsilon' = 0$ $K_3 = 1$; при $\varepsilon' = 1$ $K_3 = 0$. Л. М. Ковалев свои обобщающие графики представил в виде $K_3 = K_3(\varepsilon')$, где $\varepsilon' = 1 - \varepsilon$. Эти графики даны для трех типов русел. За основной признак типизации принято влияние на K_3 внутриводного льда (рис. 7.8). Использование этих графиков требует знания коэффициента ε' , что в большинстве случаев имеется по результатам гидрометрических работ на реках. Очевидно, что использование таких графиков предпочтительно принятию постоянного значения K_3 , например 0,63.

Большой интерес представляет исследование коэффициентов K_3 , выполненное Н. М. Сокольниковым [24]. Он проанализировал гидрометрические данные по крупным рекам в естественном состоянии (Енисей, Лена, Зeya и др.) и по нижним бьефам ГЭС (Новосибирская, Усть-Каменогорская, Камская, Горьковская, Братская, Иркутская). В результате предложена формула

$$K_3 = 0,00037 K_b - \frac{h_{л. ш}}{h_{ср}} + 0,50, \quad (7.53)$$

где $K_B = Q_3 / (B \sqrt{I})$ — удельная расходная характеристика; B — ширина реки, м; I — уклон при отсутствии ледяного покрова при таком же расходе, как и в зимний период Q_3 м³/с; $h_{л.ш}$ — толщина льда и шуги.

Формулой можно воспользоваться при $h_{л.ш} = (0,01 \div 0,90) h_{ер}$. Желательно в дальнейшем изменить структуру формулы с тем,

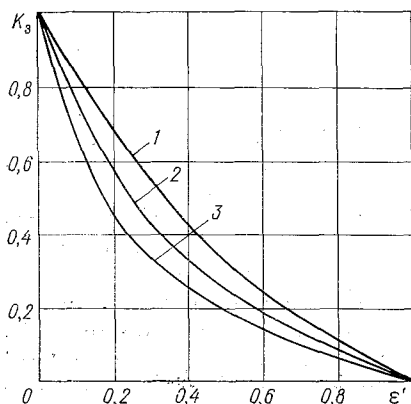


Рис. 7.8. Обобщенные зависимости $K_3 = K_3(\epsilon')$.

1 — хорошо разработанные и чистые русла при отсутствии глубинного льда, 2 — русла средней разработанности с небольшим количеством внутриводного льда, 3 — плохо разработанные и загрязненные русла, а также при наличии внутриводного льда, но без заторных явлений.

чтобы она давала $K_3 = 1$ при $h_{л.ш} = 0$ в особенности учитывая, что она получена с использованием обширных материалов для рек со сложными ярко выраженными ледовыми явлениями.

7.9. Коэффициенты шероховатости нижней поверхности льда

Первые исследования коэффициентов шероховатости и вообще гидравлических сопротивлений потока под ледяным покровом принадлежат Н. Н. Павловскому, Г. К. Лоттеру, П. Н. Белоконю, Ф. И. Быдину. В дальнейшем они проводились рядом авторов [104, 108, 133 и др.]. Исследования П. Н. Белоконя [14] и в настоящее время пользуются известностью. Изложим основную идею способа определения коэффициента шероховатости нижней поверхности льда $n_{л}$. Необходимо отметить, что непосредственный способ определения $n_{л}$ отсутствует (некоторые предложения по этому вопросу изложены ниже). Практически во всех известных случаях $n_{л}$ найдено косвенным путем. Из уравнения равномерного движения, записанного для потока под ледяным покровом,

$$Q_3 = C_3 \omega_3 \sqrt{R_3 I_3} \quad (7.54)$$

находится $C_3 = C_{\text{пр}}$, а затем

$$n_{\text{пр}} = \frac{1}{C_{\text{пр}}} R_3^y.$$

Далее принимается одна из формул для $n_{\text{пр}}$, в которую входит $n_{\text{л}}$ и $n_{\text{р}}$, и подсчитывается $n_{\text{л}}$. При этом должен быть найден коэффициент шероховатости русла при отсутствии ледяного покрова по методике, изложенной в п. 4.5. Самой простой формулой для приведенного коэффициента шероховатости является

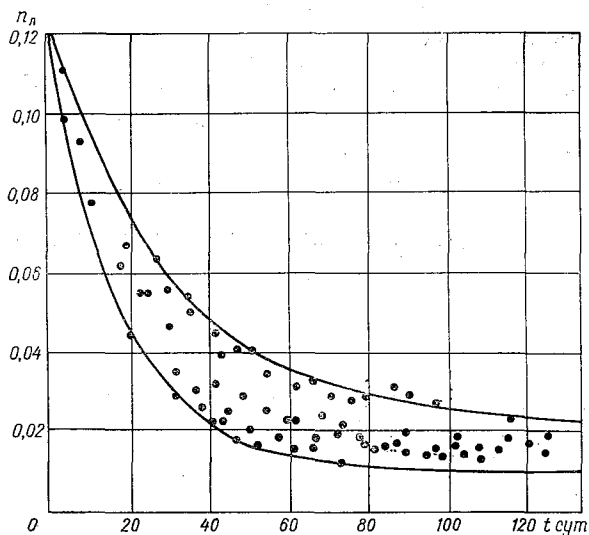


Рис. 7.9. Изменение $n_{\text{л}}$ в зависимости от числа суток после ледостава t .

(4.68), в которую надо подставить $\chi_1 = \chi_{\text{р}}$, $\chi_2 = \chi_{\text{л}}$, $n_1 = n_{\text{р}}$, $n_2 = n_{\text{л}}$. Формулы для $C_{\text{пр}}$ и $n_{\text{пр}}$ рассмотрены в п. 4.6. В работе [24] коэффициенты $n_{\text{л}}$ подсчитаны исходя из формулы Н. Н. Павловского

$$n_{\text{л}} = n_{\text{р}} \left[2 \left(\frac{n_{\text{пр}}}{n_{\text{р}}} \right)^{3/2} - 1 \right]^{2/3},$$

полученной из условия наибольшей пропускной способности русла при ледоставе. В работе [24] приведены результаты изучения изменения коэффициентов $n_{\text{л}}$ во времени, поскольку под влиянием течения воды $n_{\text{л}}$ изменяется. На рис. 7.9, заимствованном из работы [24], дана функция $n_{\text{л}}(t)$, где t — время в днях

от начала ледостава. График построен по гидрометрическим данным для р. Ангара (1952—1957 гг.). Верхней огибающей кривой рекомендуется пользоваться при определении возможных уровней, например при образовании заторов льда, так как при больших $n_{\text{л}}$ пропускная способность русла снижается, а это требует большей площади сечения для пропуска заданного расхода воды. Нижней огибающей кривой рекомендуется пользоваться для расчета возможных пониженных уровней, например при проектировании водозаборных сооружений. С помощью графиков (рис. 7.9) может быть рассмотрена задача о колебаниях во времени уровня воды (или расхода) под влиянием изменения $n_{\text{л}}$. В статье У. С. Рось [104] дана оценка влияния глубины потока на приведенный коэффициент шероховатости. Сделан вывод, что формуле А. А. Сабанеева (4.66) следует отдавать предпочтение. Отмечено, что соблюдаются условия: если $n_{\text{л}}/n_{\text{п}} > 1$, то $n_{\text{пр}} > n_{\text{р}}$; если $n_{\text{л}}/n_{\text{р}} < 1$, то $n_{\text{пр}} < n_{\text{р}}$. В работе [6] рассматривается вопрос об определении $n_{\text{пр}}$ с учетом переменности параметра m , входящего в формулу (3.18) и определяемого по формуле (3.20).

7.10. Методика расчета пропускной способности русел при ледоставе

Подводя итоги изложенному о пропускной способности русел при ледоставе, можно отметить следующее. Все имеющиеся предложения по методике расчета расходов воды при ледоставе можно разделить на две группы. В одной из них ясно виден гидрологический акцент, в другой — гидравлический. Будем условно называть сами способы расчета пропускной способности гидрологическим и гидравлическим. В первом случае используется по внешнему виду простая формула $Q_{\text{з}} = K_{\text{з}}Q$, но по существу сложная, так как $K_{\text{з}}$ изменяется в больших пределах и зависит от многих факторов (гидравлических, гидрометеорологических), изменяющихся во времени. Поэтому в формулы для $K_{\text{з}}$, имеющие гидравлическую природу, необходимо вводить временные параметры. В этой связи заслуживают внимания исследования Л. М. Ковалева [67]. Им предложено нормировать значения коэффициентов $K_{\text{з}}$ по коэффициентам $K_{\text{з}}$ для вполне сформировавшегося периода ледостава, когда основным фактором, влияющим на $K_{\text{з}}$, является параметр ϵ' . Такие значения $K_{\text{з}}$ соответствуют невысокой шероховатости $n_{\text{л}}$ и могут быть названы нормальными ($K_{0\text{з}}$). Отношение $K_{\text{з}}/K_{0\text{з}}$ характеризует влияние повышенной шероховатости льда, изменяющееся во времени. Так как с возрастанием $n_{\text{л}}$ $K_{\text{з}}$ убывает, то $K_{\text{з}}/K_{0\text{з}} < 1$ и с течением времени приближается к единице. Одна из таких зависимостей приведена на рис. 7.10 для р. Оки [67]. Эта методика расчета пропускной способности русел с уточнениями для конкретных условий является перспективной, поскольку в ней предусматривается использование натуральных данных. Исследования такого же ха-

рактера, но применительно к определению вида функции $n_{\text{л}} = n_{\text{л}}(t)$ выполнены Р. А. Нежиховским, представившим эту функцию в виде экспоненты. Гидравлический способ расчета пропускной способности русел при наличии ледостава основан на использовании уравнения (7.54). Точность расчета Q_3 обусловлена методикой расчета $C_{\text{пр}}$ и $n_{\text{пр}}$. Этот вопрос рассмотрен в пп. 4.6 и 4.7. Основываясь на детальных исследованиях течения жидкости между поверхностями с различными шероховатостями, Синотин [108] предложил формулу для широкого прямоугольного русла в виде

$$n_{\text{пр}} = \frac{n_{\text{р}}}{1,67 \left[\left(0,6 \lg \frac{n_{\text{р}}}{n_{\text{л}}} + 0,5 \right)^{1,75} + \frac{n_{\text{р}}}{n_{\text{л}}} \left(0,5 - 0,6 \lg \frac{n_{\text{р}}}{n_{\text{л}}} \right) \right]^{1,75}} \quad (7.55)$$

Для треугольного и трапецидального русел в числителе этой формулы, по опытам В. И. Синотина, должен быть коэффициент

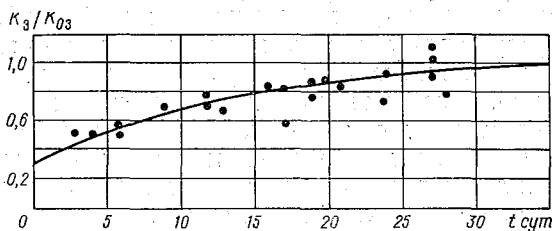


Рис. 7.10. Изменение K_3/K_{03} в зависимости от числа суток после ледостава t , р. Ока у г. Калуги.

0,82. Судя по числовому значению коэффициента, перед скобкой в знаменателе формулы (7.55) при ее выводе сделано допущение $y = 1/6$, что ограничивает область применения формулы (7.55).

Главной проблемой остается способ определения $n_{\text{л}}$. Необходимо переходить от косвенных способов к непосредственным. Полагаем, что таким способом мог бы быть следующий. Измеряется детально поле скоростей в потоке при ледоставе, строятся изотакхи и проводится линия гидравлических центров. Далее строятся тахиграфические кривые для двух частей потока — прилегающей к нижней поверхности льда и ко дну соответственно с площадями живых сечений $\omega_{\text{л}}$ и $\omega_{\text{р}}$. Вся площадь $\omega = \omega_{\text{л}} + \omega_{\text{р}}$. Площади, ограниченные тахиграфическими кривыми, дают $Q_{\text{л}}$ и $Q_{\text{р}}$, причем расход воды всего потока $Q = Q_{\text{л}} + Q_{\text{р}}$. Гидравлические радиусы равны $R_{\text{л}} = \omega_{\text{л}}/\chi_{\text{л}}$, $R_{\text{р}} = \omega_{\text{р}}/\chi_{\text{р}}$. Одновременно можно убедиться в том, какое получается соотношение $R_{\text{л}}/R_{\text{р}}$. По экспериментальным данным Л. А. Тепакса [116], гидравлический радиус шероховатой стенки может превышать гидравлический радиус гладкой стенки более, чем в два раза. По его

данным допущение $v_{\text{л}} = v_{\text{р}}$ более обосновано, чем $R_{\text{л}} = R_{\text{р}}$. Далее необходимо подсчитать $C_{\text{л}}$ и $C_{\text{р}}$, а затем $n_{\text{л}}$ и $n_{\text{р}}$. Уклон поверхности воды должен быть измерен с более повышенной точностью, чем обычно. В реках желательны измерения поля скоростей в двух или даже в трех сечениях. Это позволит учесть неравномерность движения воды путем введения в расчетные формулы гидравлического уклона, определяемого по формуле (2.40), для чего необходимо предварительно подсчитать $v_{\text{л}} = Q_{\text{л}}/\omega_{\text{л}}$ и $v_{\text{р}} = Q_{\text{р}}/\omega_{\text{р}}$.

В связи с тем, что в настоящее время гидрологические станции выполняют научно-методические исследования, проведение и таких работ могло бы существенно продвинуть вперед решение проблемы пропускной способности русел при наличии ледовых явлений.

Ставя исследования для определения $n_{\text{л}}$ и $n_{\text{р}}$, необходимо предусматривать исследования $n_{\text{р}}$ и при отсутствии льда. В итоге работ должны быть построены графики функций: $C_{\text{л}} = C_{\text{л}}(H)$, $n_{\text{л}} = n_{\text{л}}(H)$, $C_{\text{р}} = C_{\text{р}}(H)$, $n_{\text{р}} = n_{\text{р}}(H)$. Представляет особый интерес сопоставление двух последних функций, найденных для потока при отсутствии ледяного покрова и его наличии. Все это может создать предпосылки для разработки единого гидравлично-гидрологического метода расчета пропускной способности русел при ледоставе и при других ледовых явлениях. При изучении движения воды под ледяным покровом необходимо иметь в виду, что нижняя поверхность льда под воздействием потока может принимать волновую форму, аналогичную донным образованиям в виде гряд (рифелей).

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Допускаемые (неразрывающие) средние скорости течения для несвязных грунтов [20]

Грунты	Характеристика грунтов	Размеры частич грунтов, мм	Средняя глубина потока, м					
			0,4	1,0	2,0	3,0	5,0	10,0 и более
Пыль и ил	Пыль и ил с мелким песком; растительная земля	0,005—0,05	0,15—0,20	0,20—0,30	0,25—0,40	0,30—0,45	0,40—0,55	0,45—0,65
Песок мелкий	Песок мелкий с при- месью среднего	0,05—0,25	0,20—0,35	0,30—0,45	0,40—0,55	0,45—0,60	0,55—0,70	0,65—0,80
Песок средний	То же с глиной, песок средний с примесью крупного	0,25—1,00	0,35—0,50	0,45—0,60	0,55—0,70	0,60—0,75	0,70—0,85	0,80—0,95
Песок крупный	Песок крупный с при- месью гравия, средне- зернистый песок с гли- ной	1,00—2,50	0,50—0,65	0,60—0,75	0,70—0,80	0,75—0,90	0,85—1,00	0,95—1,20
Гравий мелкий	Гравий мелкий с при- месью среднего	2,50—5,00	0,65—0,80	0,75—0,85	0,80—1,00	0,90—1,10	1,00—1,20	1,20—1,50
Гравий сред- ний	Гравий крупный с пес- ком и мелким гравием	5,00—10,0	0,80—0,90	0,85—1,05	1,00—1,15	1,10—1,30	1,20—1,45	1,50—1,75
Гравий круп- ный	Галька мелкая с песком и гравием	10,0—15,0	0,90—1,10	1,05—1,20	1,15—1,35	1,30—1,50	1,45—1,65	1,75—2,00
Галька мелкая	Галька средняя с пес- ком и гравием	15,0—25,0	1,10—1,25	1,20—1,45	1,35—1,65	1,50—1,85	1,65—2,00	2,00—2,30

Грунты	Характеристика грунтов	Размеры частей грунтов, мм	Средняя глубина потока, м					10,0 и более
			0,4	1,0	2,0	3,0	5,0	
Галька сред- няя	Галька крупная с при- месью гравия	25,0—40,0	1,25—1,50	1,45—1,85	1,65—2,10	1,85—2,30	2,00—2,45	2,30—2,70
Галька круп- ная	Булыжник мелкий с галькой и гравием	40,0—75,0	1,50—2,00	1,85—2,40	2,10—2,75	2,30—3,10	2,45—3,30	2,70—3,60
Булыжник мелкий	Булыжник средний с галькой	75,0—100	2,00—2,45	2,40—2,80	2,75—3,20	3,10—3,50	3,30—3,80	3,60—4,20
Булыжник средний	Булыжник средний с примесью крупного; булыжник крупный с мелкими примесями	100—150	2,45—3,00	2,80—3,35	3,20—3,75	3,50—4,10	3,80—4,40	4,20—4,50
Булыжник крупный	Булыжник крупный с примесью мелких ва- лунов и гальки	150—200	3,00—3,50	3,35—3,80	3,75—4,30	4,10—4,65	4,40—5,00	4,50—5,40
Валун мелкий	Валуны средние с при- месью гальки	200—300	3,50—3,85	3,80—4,35	4,30—4,70	4,65—4,90	5,00—5,50	5,40—5,90
Валун средний	Валуны с примесью бу- лыжника	300—400	—	4,35—4,75	4,70—4,95	4,90—5,30	5,50—5,60	5,90—6,00
Валун особо крупный	—	400—500 и более	—	—	4,95—5,35	5,30—5,50	5,60—6,00	6,00—6,20

Примечания: 1. В каждой графе нижние пределы скоростей течения соответствуют нижним пределам размеров частей грунта, верхние пределы скоростей — верхним пределам размеров частей.

2. Значения скоростей не следует интерполировать. При промежуточных размерах частей грунта и глубинах водотока значения скоростей течения принимаются по ближайшим табличным значениям размеров частей и глубин водотока.

Приложение

Допускаемые (неразмыывающие) скорости течения для связанных грунтов [20]

Грунты	Содержание частиц, %	Средняя глубина потока, м																	
		0,4				1,0				2,0				3,0					
		Грунты малоплотные (приведенная порозность 1,2—0,9). Плотность грунтового скелета до 1,20 т/м³				Грунты среднелотные (приведенная порозность 0,9—0,6). Плотность грунтового скелета 1,20—1,66 т/м³				Грунты плотные (приведенная порозность 0,6—0,3). Плотность грунтового скелета 1,66—2,04 т/м³				Грунты очень плотные (приведенная порозность 0,3—0,2). Плотность грунтового скелета 2,04—2,14 т/м³					
		мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >	мм 9000 > — 5000 > мм 9000 >			
Глина	30—50	70—50	}	0,35	0,40	0,45	0,50	0,70	0,85	0,95	1,10	1,00	1,20	1,40	1,50	1,70	1,90	2,10	
	20—30	80—70		0,35	0,40	0,45	0,50	0,65	0,80	0,90	1,00	0,95	1,20	1,40	1,50	1,70	1,90	2,10	
	Тяжелые суглинки	10—20	90—80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Тощие суглинки	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Лёссовые грунты в условиях за- кончившихся просадок	—	—	—	—	—	—	—	0,60	0,70	0,80	0,85	0,80	1,00	1,20	1,30	1,10	1,30	1,50	1,70

Примечания: 1. Значения скоростей не следует интерполировать. При промежуточных глубинах водотока значения скоростей принимаются по глубинам, ближайшим к натурным.
2. Допускаемые скорости течения при глубинах водотока, больших 3,0 м (в случае отсутствия специальных исследований и расчетов), принимаются по их значениям для глубины 3,0 м.

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Наименование величины	Условное обозначение	Размерность величины ¹	Единица
Уровень воды (отметка поверхности воды)	H, z	L	м
Расстояние, отсчитываемое от дна потока	y	L	м
Глубина на вертикали (местная)	h	L	м
Толщина погруженного в воду льда	$h_{\text{л}}$	L	м
Средняя глубина потока	$h_{\text{ср}}$	L	м
Максимальная глубина потока	$h_{\text{макс}}$	L	м
Гидравлический радиус	R	L	м
Смоченный периметр	χ	L	м
Расстояние в направлении, нормальном к движению потока	b	L	м
Ширина потока	B	L	м
Ширина русла	$B_{\text{р}}$	L	м
Ширина русла между бровками	$B_{\text{б}}$	L	м
Ширина поймы	$B_{\text{п}}$	L	м
Длина потока	l, L	L	м
Площадь живого сечения	ω	L^2	м ²
Параметр формы живого сечения потока	$\alpha_h = \frac{h_{\text{ср}}}{h_{\text{макс}}}$	—	—
Параметр формы живого сечения потока (относительная глубина)	$\alpha_B = \frac{h_{\text{ср}}}{B}$	—	—
Морфологический параметр В. Г. Глушкова	$\Gamma = \frac{\sqrt{B}}{h_{\text{ср}}}$	L^{-1}	—
Высота выступов шероховатости (абсолютная шероховатость)	Δ	L	—
Придонный слой	δ	L	—
Крупность наносов	d	L	—
Параметр формы живого сечения потока (обобщенный)	β_*	—	—
Время	T, t	T	—
Масса	M	M	—
Удельный вес жидкости	γ	$ML^{-2}T^{-2}$	—
Удельный вес наносов	γ_n	$ML^{-2}T^{-2}$	—
Плотность жидкости	ρ	$ML^{-3}T^{-2}$	—

10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

Наименование величины	Условное обозначение	Размерность величины ¹	Единицы СИ
Напряжение трения	τ	$ML^{-1}T^{-2}$	H/m^2
Динамический коэффициент вязкости	μ	$ML^{-1}T^{-1}$	$Па \cdot c$
Кинематический коэффициент вязкости	ν	L^2T^{-1}	m^2/c
Угол наклона дна потока	α_0	—	рад
Угол наклона боковых сторон канала к горизонту	α_k	—	рад
Гидравлический уклон	I_Γ	—	—
Уклон поверхности воды	I	—	—
Местная скорость	u	LT^{-1}	m/c
Горизонтальная составляющая пульсационной скорости	u'	LT^{-1}	m/c
Вертикальная составляющая пульсационной скорости	w'	LT^{-1}	m/c
Максимальная скорость на вертикали	$u_{\max}$	LT^{-1}	m/c
Средняя скорость на вертикали	u_v	LT^{-1}	m/c
Динамическая скорость на вертикали	$u_* = \sqrt{ghI}$	LT^{-1}	m/c
Донная скорость на вертикали	u_d	LT^{-1}	m/c
Средняя скорость потока	v	LT^{-1}	m/c
Средняя скорость потока в пойме	v_{Π}	LT^{-1}	m/c
Средняя скорость потока в русле	v_p	LT^{-1}	m/c
Средняя скорость потока в русле при заполнении его до бровок	v_b	LT^{-1}	m/c
Максимальная скорость потока	$v_{\max}$	LT^{-1}	m/c
Средняя поверхностная скорость потока	$v_{\text{пов}}$	LT^{-1}	m/c
Средняя донная скорость потока	v_d	LT^{-1}	m/c
Динамическая скорость потока	v_*	LT^{-1}	m/c
Морфологическая скорость	v_M	LT^{-1}	m/c
Неразмывающая скорость потока	$v_{\text{нр}}$	LT^{-1}	m/c
Размывающая скорость потока	v_p	LT^{-1}	m/c
Незаиляющая скорость потока	$v_{\text{нз}}$	LT^{-1}	m/c
Заиляющая скорость потока	v_z	LT^{-1}	m/c

Наименование величины	Условное обозначение	Размерность величины ¹	Единицы СИ
Гидравлическая крупность наносов	w	LT^{-1}	м/с
Скорости распространения подводочной волны	C_n	LT^{-1}	м/с
Параметр в формуле профиля скоростей (логарифмической)	k	—	—
Показатель степени в параболической формуле профиля скоростей	m	—	—
Расход воды на вертикали	$q = u_b h$	$L^2 T^{-1}$	м ³ /с · м
Фиктивный расход воды на вертикали	$q_{\phi} = u_{\max} h$	$L^2 T^{-1}$	м ³ /с · м
Расход воды на вертикали, подсчитанный с учетом только местной донной скорости	$q_d = u_d h$	$L^2 T^{-1}$	м ³ /с · м
Расход воды	Q	$L^3 T^{-1}$	м ³ /с
Фиктивный расход воды	Q_{ϕ}	$L^3 T^{-1}$	м ³ /с
Расход воды в русле при заполнении его до бровок	Q_6	$L^3 T^{-1}$	м ³ /с
Динамический расход	$Q_* = \omega v_*$	$L^3 T^{-1}$	м ³ /с
Морфологический расход	$Q_M = \omega v_M$	$L^3 T^{-1}$	м ³ /с
Расходная характеристика	$K = \frac{Q}{\sqrt{I}}$	$L^3 T^{-1}$	м ³ /с
Расход наносов	G_n	MT^{-1}	кг/с
Концентрация наносов (мутность потока)	ρ_n	MT^{-3}	кг/м ³
Коэффициент шероховатости русла	n	$L^y - 0,5 T$	м ^{y-0,5} /с
Коэффициент шероховатости нижней поверхности льда	n_d	$L^y - 0,5 T$	м ^{y-0,5} /с
Гидравлический показатель русла	x	—	—
Коэффициент Кориолиса	α	—	—
Коэффициент Буссинеска	α'	—	—
Коэффициент Дарси	λ	—	—
Коэффициент Шези на вертикали (размерный)	C_B	$L^{0,5} T^{-1}$	м ^{0,5} /с
Безразмерный коэффициент Шези на вертикали	$C_B = \frac{C_B}{\sqrt{g}}$	—	—
Коэффициент Шези (размерный)	C	$L^{0,5} T^{-1}$	м ^{0,5} /с

Наименование величины	Условное обозначение	Размерность величины ¹	Единицы СИ
Безразмерный коэффициент Шези	$C = \frac{C}{\sqrt{g}}$	—	—
Число Рейнольдса	Re	—	—
Модуль сопротивления участка русла водотока	F	$L^{-5}T^2$	c^2/m^5
Число Фруда	Fr	—	—
Параметр Г. В. Железнякова	$C_r = Fr \frac{B}{h_{cp}}$	—	—

¹ Если параметры безразмерные, то в соответствующей строке поставлено тире.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ¹

1. Абальянц С. Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах.— Л.: Гидрометеиздат, 1981.— 240 с.
2. Агроскин И. И. Гидравлический расчет каналов.— М.; Л.: Госэнергоиздат, 1958.— 80 с.
3. Айвазян О. М. Новый метод гидравлического расчета быстротоков с усиленной шероховатостью.— Труды МГМИ, 1977, т. 52, с. 100—114.
4. Айвазян О. М. Сравнительная оценка современных формул по расчету коэффициента Шези.— Гидротехника и мелиорация, 1979, № 11, с. 25—31.
5. Алтунин С. Т. Регулирование русел.— М.: Сельхозиздат, 1962.— 352 с.
6. Алтунин В. С. Мелиоративные каналы в земляных руслах.— М.: Колос, 1979.— 256 с.
7. Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления.— М.: Недра, 1970.— 216 с.
8. Альтшуль А. Д., Нгуен Тай. Гидравлические сопротивления при фильтрации воды в растительном слое почвы.— Метеорология и гидрология, 1973, № 12, с. 77—84.
9. Антроповский В. И. Уравнения регрессии между характеристиками русла и потока при незавершенном меандрировании, русловой и пойменной многоруканности.— Труды ГГИ, 1972, вып. 195, с. 4—19.
10. Артамонов К. Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе на реках в предгорных районах.— Фрунзе: Изд. АН КиргССР, 1963.— 344 с.
11. Барышников Н. Б., Субботина Е. С. Об изменении морфометрических характеристик по длине реки.— Метеорология и гидрология, 1976, № 3, с. 78—84.
12. Барышников Н. Б. Речные поймы.— Л.: Гидрометеиздат, 1978.— 152 с.
13. Барышников Н. Б. Методика расчета пропускной способности русел с поймами. Межвузовский сборник ЛГМИ, 1979, вып. 69, с. 127—143.
14. Белоконь П. Н. Инженерная гидравлика потока под ледяным покровом.— М.;—Л.: Энергоиздат, 1940.— 160 с.
15. Быбин Е. А. Применение интеграционного способа измерения скоростей для изучения их распределения по вертикали.— В кн.: Вопросы гидравлического приборостроения. Л., 1977, с. 229—231.
16. Васильченко Г. В., Калинович А. С. Турбулентное течение жидкости на границе с несвязным грунтом.— В кн.: Гидравлика дорожных водопропускных сооружений. Гомель, 1973, с. 115—118.

¹ Другие литературные источники, относящиеся к содержанию настоящей монографии, можно найти в списках литературы, помещенных в монографиях [26, 44, 64, 65].

17. Великанов М. А. Русловой процесс.— М.: Физматгиз, 1958.— 396 с.
18. Виноградов М. И. О гидравлически наивыгоднейшем сечении трапецидальных каналов.— Труды МИИТ, 1957, вып. 88/9, с. 75—83.
19. Войнич-Сяноженский Т. Г. Критерии аэрации плавноизменяющихся бурных потоков и их экспериментальная проверка, плавноизменяющееся неравномерное движение азрированных потоков.— Труды координационных совещаний по гидротехнике. Л., 1969, вып. 52, с. 124—138.
20. Временные нормы допускаемых скоростей течения воды в постоянных железнодорожных гидротехнических сооружениях.— М.: Трансжелдориздат, 1952.— 15 с.
21. Гвоздев В. С. Пропуск паводка по пойме при низконапорных плотинах.— М.: Госстройиздат, 1956.— 80 с.
22. Гидротехнические сооружения/Под ред. Н. П. Розанова.— М.: Стройиздат, 1978.— 648 с.
23. Глушков В. Г. Вопросы теории и методы гидрологических исследований.— М.: Изд. АН СССР, 1961.— 416 с.
24. Готлиб Я. Л., Кузьмин И. А., Раззоронов Ф. Ф., Сокольников Н. М. Натурные гидрологические исследования при проектировании ГЭС.— Л.: Гидрометеиздат, 1971.— 268 с.
25. Гринвальд Д. И. Турбулентность русловых потоков.— Л.: Гидрометеиздат, 1974.— 168 с.
26. Гришанин К. В. Динамика русловых потоков.— Л.: Гидрометеиздат, 1979.— 312 с.
27. Грушевский М. С. Волны попусков и паводков в реках.— Л.: Гидрометеиздат, 1969.— 340 с.
28. Данелия Н. Ф. Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами.— М.: Колос, 1964.— 236 с.
29. Дебольский В. К., Котков В. М., Раимджанов Н. Р., Штеренлихт Д. В. Образование и развитие песчаных гряд при движении взвешенного потока в неразрываемых границах.— Водные ресурсы, 1977, № 3, с. 157—166.
30. Денисенко И. Д. Определение скоростного множителя потока в русле с неоднородными стенками.— Республиканский межведомственный научно-технический сборник «Гидравлика», 1966, № 2, с. 65—77.
31. Дюний А. К., Борщевский Ю. Т., Яковлев Н. А. Основы механики многокомпонентных потоков.— Новосибирск: Изд. Сиб. отделения АН СССР, 1965.— 76 с.
32. Емцев Б. Т. Двухмерные бурные потоки.— М.: Энергия, 1967.— 212 с.
33. Железняков Г. В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии.— М.; Л.: Изд. АН СССР, 1950.— 164 с.
34. Железняков Г. В. Гидравлические исследования обтекаемых плотин.— М.: Изд. ВИА, 1955.— 119 с.
35. Железняков Г. В., Данилевич Б. Б. Точность гидрологических измерений и расчетов.— Л.: Гидрометеиздат, 1966.— 240.
36. Железняков Г. В. О применении кинематико-морфологических зависимостей речного потока при изысканиях мостовых переходов.— В кн.: Труды первой Всесоюз. научно-техн. конференции по гидравлике дорожных водопропускных сооружений. М., 1969, с. 155—163.
37. Железняков Г. В., Матвеев К. В., Кадыков В. Т. Нестационарные русловые деформации в нижних бьефах дорожных водопропускных сооружений.— В кн.: Гидравлика водопропускных дорожных сооружений. Киев, 1969, с. 240—245.
38. Железняков Г. В. Гидрометрия.— 2-е изд.— М.: Колос, 1972.— 256 с.
39. Железняков Г. В., Муравьев В. И. Предотвращение разрывов отводящих русел водопропускных труб.— Автомобильные дороги, 1972, № 11, с. 20—22.

40. Железняков Г. В., Муравьев В. Н. Гидравлическое обоснование проектирования укреплений нижних бьефов водопропускных труб.— Труды МИИТ, 1973, вып. 434, с. 103—110.
41. Железняков Г. В., Муравьев В. Н., Писарев Ю. В. О деформациях отводящих русел дорожных труб при неустановившемся движении воды.— В кн.: Гидравлика дорожных водопропускных сооружений. Гомель, 1973, с. 167—171.
42. Железняков Г. В., Костяев П. С., Муравьев В. Н., Некрасов В. Л. Воздействие потока на искусственно укрепленные откосы.— Транспортное строительство, 1974, № 8, с. 45—46.
43. Железняков Г. В., Одилавадзе Т. В., Писарев Ю. В. Нестационарные гидроморфологические явления в стесненном потоке.— Водные ресурсы, 1975, № 5, с. 181—199.
44. Железняков Г. В. Теория гидрометрии.— 2-е изд.— Л.: Гидрометеониздат, 1976.— 334 с.
45. Железняков Г. В. Основные проблемы речной гидравлики.— Труды МИИТ, 1977, вып. 580, с. 3—6.
46. Железняков Г. В., Радюк А. Л. О подобии потоков с каменистыми руслами.— Водные ресурсы, 1977, № 2, с. 181—185.
47. Железняков Г. В. Некоторые вопросы речной гидроморфологии.— Труды МИИТ, 1977, вып. 580, с. 7—19.
48. Железняков Г. В., Матвеев К. В. Исследование работы водослива с широким порогом, имеющим гофрированную поверхность.— Труды МИИТ, 1977, вып. 580, с. 74—79.
49. Железняков Г. В., Одилавадзе Т. В. Применение электронно-механических преобразователей в лабораторной гидрометрии.— В кн.: Вопросы гидрологического приборостроения. Л., 1977, с. 175—184.
50. Железняков Г. В., Терентьев Н. В. Определение подвижности наносов в потоках радиолокационным способом.— Труды ГГИ, 1978, вып. 235, с. 42—51.
51. Железняков Г. В. Теоретическое и экспериментальное обоснование методов речной гидрометрии.— В кн.: Экспериментальные исследования гидрологических процессов и явлений. М., 1979, с. 103—119.
52. Железняков Г. В., Данилевич Б. Б. К оценке точности определения расходов воды речных потоков.— Метеорология и гидрология, 1979, № 11, с. 82—85.
53. Железняков Г. В., Данилевич Б. Б. О моделях расхода воды в открытых руслах.— Гидротехника и мелиорация, 1980, № 9, с. 57—59.
54. Железняков Г. В. Гидрология и гидрометрия.— М.: Высшая школа, 1981.— 264 с.
55. Жураев Т. Параметр формы живого сечения р. Амударьи.— Труды САНИИР, 1975, вып. 147, с. 132—136.
56. Знаменская Н. С. Донные наносы и русловые процессы.— Л.: Гидрометеониздат, 1976.— 192 с.
57. Зудина Н. И. О виде формулы для расчета коэффициента Шези на участках рек горно-предгорной зоны.— Труды САРНИГМИ, 1973, вып. 3(84), с. 127—138.
58. Ибад-Заде Ю. А. Водопроводные каналы.— М.: Стройиздат, 1975.— 192 с.
59. Исследование неустановившегося движения воды на реках Тверце и Оредеж/Под ред. Н. Е. Кондратьева и В. А. Урываева.— Л.: Гидрометеониздат, 1961.— 284 с.
60. Исследования неустановившегося движения воды на реках Свири в зимних и летних условиях/Под ред. Н. Е. Кондратьева и В. А. Урываева.— Л.: Гидрометеониздат, 1963.— 252 с.
61. Каганов Я. И. Устойчивость обвальных участков горных рек.— Научные труды Львовского сельскохозяйственного института, 1975, т. 62, с. 13—26.
62. Каналы систем водоснабжения и ирригации.— М.: Стройиздат, 1972.— 153 с.

63. Карасев И. Ф. Русловые процессы при переборке стока.—Л.: Гидрометеиздат, 1975.—288 с.
64. Карасев И. Ф. Речная гидрометрия и учет водных ресурсов.—Л.: Гидрометеиздат, 1980.—312 с.
65. Караушев А. В. Теория и методы расчета речных наносов.—Л.: Гидрометеиздат, 1977.—272 с.
66. Каримов Р. М. Гидравлический расчет каналов (учебное пособие).—Ташкент: ТИИМСХ, 1976.—146 с.
67. Ковалев Л. М. Расчеты зимнего стока с ледяным покровом.—М.: Госэнергоиздат, 1950.—104 с.
68. Коваленко В. В., Барышников Н. Б. К вопросу экстраполяции кривой расходов при неустановившемся движении открытого потока.—Межвузовский сборник «Гидрология суши», 1977, вып. 63, с. 38—42.
69. Кожевникова Е. Н. О допускаемых скоростях при гидравлическом расчете земляных каналов (методическое замечание).—Сборник научно-методических статей по гидравлике, 1979, вып. 2, с. 34—37.
70. Константинов Ю. М., Попов В. Н. О расширении области применения метода характеристик живого сечения при расчете каналов.—Республиканский межведомственный научно-техн. сборник «Гидравлика и гидротехника», 1973, № 16, с. 68—72.
71. Королев А. А. Каналы гидроэлектрических станций.—М.; Л.: Госэнергоиздат, 1956.—176 с.
72. Коротков В. Е. Опытное исследование сопротивления гладкостенного напорного канала крестообразного сечения.—Промышленная теплотехника и гидравлика, 1975, вып. 1, с. 84—99.
73. Коротков В. Е. Гидравлическая крупность, неразрывающаяся скорость и связь между ними.—Промышленная теплотехника и гидравлика, 1977, вып. 3, с. 38—54.
74. Корюкин С. Н. Регулирование пойменного потока.—Труды МГМИ, 1978, т. 57, с. 75—190.
75. Кузьмин И. А. Русловые процессы и их изменение под воздействием гидротехнических сооружений.—Труды Гидропроекта, 1973, сб. 30, с. 37—72.
76. Курдюмов Л. Д. Закономерности эрозионно-аккумулятивного процесса.—Л.: Гидрометеиздат, 1977.—128 с.
77. Лапшенков В. С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов.—Л.: Гидрометеиздат, 1979.—240 с.
78. Латышенков А. М. Гидравлически наивыгоднейшая область размеров каналов трапециевидного сечения.—Труды института ВОДГЕО, 1968, вып. 21, с. 37—42.
79. Лившиц И. М., Вильнер Я. М., Бонч-Осмоловская Н. Е. Методы определения коррективы кинетической энергии по данным речной гидрометрии.—Республиканский межвузовский сборник «Водное хозяйство и гидротехническое строительство», 1979, вып. 9, с. 111—123.
80. Лучшева А. А. Практическая гидрометрия.—Л.: Гидрометеиздат, 1972.—384 с.
81. Лятхер В. М., Гурин И. Н. Гидравлические характеристики потока над поверхностью, покрытой травянистой растительностью.—Водные ресурсы, 1978, № 3, с. 157—168.
82. Масс Е. И. Исследование структуры открытых бурных потоков с помощью лазерных измерителей.—В кн.: Сборник научных трудов. Защита морских берегов. Гидравлика прибрежной зоны моря. М., 1979, с. 46—59.
83. Матвеев К. В., Михайлова Н. А., Шевелева Г. Г. Статистические характеристики барханного рельефа дна.—Труды МИИТ, 1967, вып. 242, с. 16—22.
84. Методические указания по расчету устойчивых аллювиальных русел горных рек при проектировании гидротехнических сооружений.—М.: Колос, 1972.—64 с.

85. Методические указания по расчету коэффициентов Дарси и Шези необлицованных каналов, проложенных в песчаных грунтах (открытые и подледные бесшуговые потоки).— М.: МГМИ, 1980.— 16 с.
86. Мирцхулава Ц. Е. Инженерные методы расчета и прогноза водной эрозии.— М.: Колос, 1970.— 240 с.
87. Мирцхулава Ц. Е. О надежности крупных каналов.— М.: Колос, 1981.— 320 с.
88. Мокляк В. Н. Дебитографические кривые для прямоугольного русла.— ДАН УССР, 1956, № 6, с. 527—531.
89. Наставление по изысканиям железнодорожных мостовых переходов через водотоки.— М.: Главтранспроект, 1957.— 224 с.
90. Наставление гидрометеорологическим станциям и постам, вып. 6, ч. 1.— Л.: Гидрометеониздат, 1978.— 384 с.
91. Никитин И. К. Турбулентный русловый поток и процессы в придонной области.— Киев: Изд. АН УССР, 1963.— 144 с.
92. Никитин И. К., Ибрагимов А. А. Плотностные эффекты взвешенного потока Каракумского канала.— Известия АН ТуркмССР, 1976, № 5, с. 71—79.
93. Полад-заде А. П. Статистические описания при исследовании шероховатости дна крупного канала.— Доклады ВАСХНИЛ, 1980, № 8, с. 41—43.
94. Пикалова И. Ф. О возможном способе расчета расхода при пропуске паводка по пойме в обход сооружений.— Труды МГМИ, 1978, т. 57, с. 59—63.
95. Попов И. В. Деформации речных русел и гидротехническое строительство.— Л.: Гидрометеониздат, 1969.— 364 с.
96. Рабкова Е. К. Методика расчета русловых переформирований для потока повышенной мутности.— В кн.: Речная гидравлика и гидротехника. М., 1973, с. 91—104.
97. Рабкова Е. К. Метод расчета больших каналов.— Гидротехника и мелниорация, 1976, № 3.
98. Радюк А. Л. Кинематический эффект в русловых потоках с двойным торможением.— В кн.: Научные исследования по гидротехнике в 1974 году. Л., 1975, с. 160—162.
99. Радюк А. Л. Дифференцированные морфометрические характеристики порожистых рек и аспекты их практического применения.— Межвузовский сборник научных трудов, 1978, вып. 6, с. 54—61.
100. Радюк А. Л. Основы гидравлики лесосплавных сооружений.— Красноярск: Изд. Сибирского технологического института, 1978.— 63 с.
101. Рекомендации по учету естественных циклических деформаций русел равнинных рек при строительном проектировании.— Л.: Гидрометеониздат, 1969.— 32 с.
102. Рогуневич В. П. К расчету распределения осредненных продольных скоростей в однородных по длине прямолинейных потоках.— Водное хозяйство Белоруссии, 1971, вып. 1, с. 64—73.
103. Россинский К. И., Дебольский В. К. Речные наносы.— М.: Наука, 1980.— 215 с.
104. Рось У. С. Изменение приведенного коэффициента шероховатости в зависимости от глубины потока под ледяным покровом.— Труды Новосибирского ин-та инженеров ж.-д. транспорта, 1967, вып. 60, с. 113—118.
105. Рябов А. К. Показательные формулы для русел с высокой шероховатостью.— Метеорология и гидрология, 1974, № 5, с. 102—104.
106. Сергутин В. Е. О гидравлично-гидрометрическом способе определения расхода воды в открытых потоках.— Метеорология и гидрология, 1976, № 6, с. 72—76.
107. Синотин В. И. Гидравлический расчет потока при наличии в нем движущегося сплошного слоя ледяного материала.— Труды координационных совещаний по гидротехнике, 1968, вып. 42, с. 83—86.

108. Синотин В. И., Ковалевский С. И. Учет влияния формы русла на величину его приведенного коэффициента шероховатости.— Труды координационных совещаний по гидротехнике: 1968, вып. 42, с. 90—91.
109. Скребков Г. П. Метод расчета распределения скоростей по ширине слабдеформированного участка реки.— Метеорология и гидрология, 1972, № 3, с. 75—81.
110. Смирненко Б. Ф. Связь типов русел с формами речных долин.— Геоморфология, 1979, № 1, с. 18—25.
111. Соколов Ю. Н. О размывающих скоростях течения воды в трапецеидальных каналах.— Труды МИИТ, 1967, вып. 242, с. 23—28.
112. Соколов Ю. Н., Колосовский Н. С. Изменение коэффициента шероховатости на реках с поймами.— В кн.: Вопросы водного хозяйства. Минск, 1974, с. 76—87.
113. Спицын И. П. К вопросу о расчете равномерного потока в русле с неоднородными стенками.— Труды ЛГМИ, 1967, вып. 25, с. 87—91.
114. Срибный М. Ф. Формула средней скорости течения рек и их гидравлическая классификация по сопротивлению движению.— В кн.: Исследование и комплексное использование водных ресурсов. М., 1960, с. 204—220.
115. Степанова З. И. Некоторые вопросы сопротивления движения жидкости в каналах малого наполнения при неоднородной по периметру шероховатости.— Доклады ВАСХНИЛ, 1971, № 1, с. 44—45.
116. Тепакс Л. Равномерное турбулентное движение в трубах и каналах.— Таллин: Валгус, 1975.— 256 с.
117. Угинчус А. А. Гидравлические и технико-экономические расчеты каналов.— М.: Стройиздат, 1965.— 276 с.
118. Федоров Н. Н. Влияние неустановившегося движения воды на распределение осредненных скоростей по вертикали.— Труды ГГИ, 1965, вып. 121, с. 52—63.
119. Чоу В. Т. Гидравлика открытых каналов/Перев. с англ. под ред. А. И. Богомолова.— М.: Госстройиздат, 1969.— 464 с.
120. Чугаев Р. Р. Гидравлика (техническая механика жидкости).— М.: Энергия, 1975.— 600 с.
121. Шапиро Х. Ш., Алиев Т. А. Динамика формирования русла Каракумского канала.— Гидротехника и мелиорация, 1977, № 4, с. 27—32.
122. Шатберешвили П. А. К расчету устойчивых русловых форм в аллювиальных отложениях.— Метеорология и гидрология, 1965, № 5, с. 118—123.
123. Шеренков И. А. Прикладные плановые задачи гидравлики спокойных потоков.— М.: Энергия, 1978.— 240 с.
124. Юрченко Н. Ф. К вопросу о распределении скоростей по вертикали в потоках под ледяным покровом.— Труды МГМИ, 1978, т. 57, с. 43—51.
125. Barnes H. H. Roughness characteristics of natural channels. Washington, 1967.— 213 с.
126. Herschy R. W. (ed.). Hydrometry. Principles and Practices. Chichester. New York. Brisbane. Toronto, 1978, 511 p.
127. Ippen A. T. A new look at sedimentation in turbulent streams.— Journal Boston Society Civ. Eng., 1971, vol. 58, N 3, p. 131—163.
128. Kazemipour A. K., Apelt C. J. Shape effects on resistance to uniform flow in open channels.— Journal of Hydraulic Research. 1979, Vol. 17, N 2, p. 129—147.
129. Los M. I. Urvagi o podobienstwie hydraulicznym koryt rzecznych.— Gospodarka Wodna, 1973, N 1 (308), p. 8—11.
130. Myers R. C., Elsayy E. M. Boundary shear in channel with flood plain.— Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 101, No HY7, 1975, p. 933—946.
131. Myers R. C. Momentum transfer in a compound channel. Journal of Hydraulic Research. 1978, Vol. 16, No 2, p. 139—150.

132. Shen H. W. (ed.). River mechanics. Vol. I, II. Fort Collins, Colorado, USA, 1971.

133. Uzuner M. S. The composite roughness of ice covered streams.—*Journal of Hydraulic Research*. 1975, Vol. 13, No. 1, p. 79—102.

134. Willis J. C. A new mathematical model for the velocity distribution in turbulent shear flow. *Journal of Hydraulic Research*. 1972, Vol. 10, No. 2, p. 205—225.

135. Zheleznyakov G. V. Interaction of channel and flood plain streams. *Proceedings XIV Congress of the IAHR, Paris, 1971*, Vol. 5, p. 145—148.

136. Zheleznyakov G. V., Novikova N. M. Kinematic effect of the flow in erodible channels. *Proceedings XV Congress of the IAHR, Istanbul, 1973*, Vol. 1, p. 151—158.

137. Zheleznyakov G. V. River flow rate estimation. *Proceedings XIX Congress of the IARH, New Delhi, India, 1981*, Vol. 1, p. 165—171.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. Классификация каналов и рек	5
1.1. Общая классификация каналов	6
1.2. Классификация каналов по форме поперечных сечений	10
1.3. Изменение формы русел рек по их длине	13
1.4. Гидравлическая классификация рек	15
Глава 2. Основные уравнения движения воды в каналах и реках	22
2.1. Равномерный поток	23
2.2. Неравномерный установившийся поток	28
2.3. Неустановившийся поток	35
2.4. Неустановившийся поток при изменении гидравлических сопротивлений по его ширине	41
2.5. Осредненный турбулентный поток	46
Глава 3. Кинематическая структура потока в каналах и реках	50
3.1. Модель расхода воды и классификация кинематических характеристик потока	50
3.2. Профили осредненных скоростей в потоке	54
3.3. Параметры профилей скоростей	62
3.4. Статистические характеристики турбулентности потока в каналах и реках	68
3.5. Профили осредненных и пульсационных скоростей в бурном потоке	75
3.6. Соотношение между средней и средней поверхностной скоростями в живом сечении потока	78
3.7. Соотношение между средней и наибольшей скоростями в живом сечении потока	81
3.8. Соотношение между средней, средней поверхностной и наибольшей скоростями в живом сечении потока	84
3.9. Донные скорости руслового потока	85
3.10. Особенности кинематики речного потока в криволинейных руслах	89
3.11. Расчет распределения по ширине потока средних, поверхностных и донных на вертикалях скоростей	94
3.12. О проектировании изоток в живом сечении потока	97
3.13. Распределение характеристик потока в плане	99

Глава 4. Пропускная способность укрепленных русел каналов

104

4.1. Основной принцип гидравлического расчета каналов при равномерном движении воды	105
4.2. Гидравлический расчет каналов с помощью безразмерных параметров	109
4.3. Анализ формул для коэффициента Шези	113
4.4. Обобщенная формула для коэффициента Шези	120
4.5. Коэффициенты шероховатости укрепленных русел каналов	122
4.6. Коэффициент Шези и коэффициент шероховатости при неоднородной по периметру живого сечения абсолютной шероховатости	125
4.7. Приведенный коэффициент Шези и коэффициент шероховатости с учетом кинематического эффекта потока	130
4.8. Влияние расположения плоскости отсчета глубин на коэффициент Шези	133
4.9. Влияние аэрации потока на пропускную способность каналов	137
4.10. Расчет пропускной способности оросительных лотков	140
4.11. Область гидравлически выгодных сечений больших каналов трапециoidalной формы	144
4.12. Пропускная способность русел каналов при критическом состоянии потока	147
4.13. Расчет пропускной способности русел каналов при установившемся неравномерном движении воды	151
4.14. Гидравлический показатель русла	155
4.15. Допустимые скорости движения воды в укрепленных каналах	157

Глава 5. Пропускная способность русел земляных каналов и рек

162

5.1. Общие представления о гидравлических сопротивлениях русел земляных каналов и рек	163
5.2. Расчет коэффициента Шези для земляных каналов и рек	165
5.3. Влияние гидравлического уклона на коэффициент Шези	174
5.4. Коэффициенты шероховатости русел земляных каналов	177
5.5. Типы связей между уровнями и расходами воды	184
5.6. Аппроксимация связи уровней с расходами воды	186
5.7. Обобщенная кривая расходов воды	188
5.8. Параметры уравнения обобщенной кривой расходов воды	193
5.9. Методы оценки влияния формы живого сечения на пропускную способность русел	199
5.10. Расчет пропускной способности русел с учетом кинематического эффекта потока	202
5.11. Определение пропускной способности русел при высоких уровнях и увязка кривых расходов воды по длине потока	211
5.12. Расчет пропускной способности разветвленных речных русел	218
5.13. Кривые расходов при неустановившемся движении воды в реках	220
5.14. Неразмывающие и размывающие, незаияющие и заияющие скорости движения воды в неукрепленных каналах	224
5.15. Способ экспериментального определения неразмывающей и размывающей скоростей потока	232

Глава 6. Пропускная способность пойм как естественных водосборов

242

6.1. Общая характеристика потока, обтекающего русловые плотины	243
6.2. Кривые расходов естественного водосбора	246
6.3. Коэффициент расхода естественного водосбора	248
6.4. Кинематика потока в пойме при обтекании русловых плотин	253

Глава 7. Естественные факторы пропускной способности русел каналов и рек	255
7.1. Гидроморфологические аспекты пропускной способности русел земляных каналов и рек	256 <i>А</i>
7.2. Морфологическое соотношение между шириной и глубиной потока	259 <i>А</i>
7.3. Схематизация формы живых сечений русел земляных каналов и рек	266
7.4. О взаимодействии нестационарного потока с деформируемым руслом	268
7.5. О взаимодействии потока с водной растительностью	275
7.6. Влияние водной растительности на гидравлические сопротивления	278
7.7. Распределение скоростей в потоке при ледоставе	281
7.8. Соотношение между расходами воды при наличии и отсутствии ледяного покрова	285
7.9. Коэффициенты шероховатости нижней поверхности льда	288
7.10. Методика расчета пропускной способности русел при ледоставе	290
Приложения	293
Условные обозначения	298
Список литературы	302

Георгий Васильевич Железняков

**Пропускная способность
русел каналов
и рек**

Редактор *З. М. Кожина*
Художник *В. М. Фролов*
Худож. редактор *В. В. Быков*
Техн. редактор *Е. А. Маркова*
Корректор *Т. В. Алексеева*

ИБ № 1059

Сдано в набор 15.07.81. Подписано в печать 29.10.81. М-21630. Формат 60×90^{1/16}, бум. тип. № 2. Лит. гарн. Печать высокая. Печ. л. 19,5. Кр.-отт. 19,5. Уч.-изд. л. 19,46. Тираж 1930 экз. Индекс ГЛ-135. Заказ № 221. Цена 3 р. 20 к. Гидрометеиздат. 199053. Ленинград, 2-я линия, д. 23.

Ленинградская типография № 8 ордена Трудового Красного Знамени Ленинградского объединения «Техническая книга» им. Евгения Соколовой Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 190000, г. Ленинград, Прачечный переулок, 6.