Г. В. ЖЕЛЕЗНЯКОВ

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ГИДРОМЕТРИИ

ГИДРОМЕТЕОРОЛОГИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО • ЛЕНИНГРАД • 1968

УДК 627.133.001

В книге обобщены и развиты вопросы теории гидрометрии, что необходимо для дальнейшего совершенствования ее методов и приборов. Большое внимание уделяется гидравлическому обоснованию способов производства гидрометрических работ на реках, а также каналах. Дан гидромеханический анализ показаний приборов для измерения скоростей течения воды, в том числе и в условиях нестационарных течений жидкости.

Рассчитана на специалистов в области гидрологии, гидравлики, гидротехники, строительства мостов и тоннелей, а также на аспирантов и студентов старших курсов высших учебных заведений.

Some problems in the theory of hydrometry are discussed, which contribute much to further improvement of the technique and apparatus in this field. Much attention is paid to the hydraulic bases of the way the hydrometric work is carried out in the rivers and canals. The hydromechanic analysis is given of instruments for measuring the velocities of water motion, the case of non-stationary fluid motion is included.

The book will be of interest to specialists in hydrology, hydraulic engineering, building of bridges and tunnels, and also to post-graduates and students of the hydrological higher schools.

2-9-3
64-1968

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

Глава I. **Рельеф свободной поверхности воды и глубины неравномерного потока** 5

§ 1. Стереофотограмметрический способ определения рельефа свободной поверхности воды 6

§ 2. Определение взаимосвязи рельефа поверхности воды с кинематикой потока 12

§ 3. Системы отсчета глубин неравномерных потоков 15

§ 4. Определение рельефа дна с помощью дистанционного гидростатического профилографа 18

Глава II. **Распределение скоростей в открытых турбулентных потоках** . . 23

§ 5. Профиль осредненных скоростей течения жидкости 24

§ 6. Средняя скорость течения воды на вертикали 31

§ 7. Параметры профилей скоростей 34

§ 8. Положение средней скорости на вертикали и в потоке 40

§ 9 Тахиграфические кривые и их применение к расчету коэффициентов Буссинеска и Кориолиса 47

§ 10. Относительный дефицит средней скорости потока 55

Глава III. **Донные скорости открытых потоков** 62

§ 11. Местная донная скорость 63

§ 12. Расчет распределения донных скоростей по ширине потока 64

§ 13. Средняя донная скорость потока 70

Глава IV. **Относ гидрометрических приборов в открытом потоке** 74

§ 14. Общее уравнение гибкого троса в открытом потоке 75

§ 15. Форма подводной части троса при равномерном распределении скоростей течения воды по вертикали 77

§ 16. Форма подводной части троса при неравномерном распределении скоростей течения воды по вертикали 81

§ 17. Основные типы задач на расчет относа гидрометрических приборов течением 84

Глава V. **Гидромеханический анализ работы гидрометрических вертушек.** 93

§ 18. Характеристики гидрометрических вертушек 93

§ 19. Путь и время синхронизации гидрометрических вертушек 100

§ 20. Влияние турбулентности потока на показания гидрометрических вертушек 105

Глава VI. **Обоснование методики измерения малых скоростей течения воды** 112

§ 21. Безмениковые гидрометрические трубки 113

§ 22. Интеграционный электронно-механический способ измерения скоростей течения воды 116

§ 23. Измерение малых скоростей течения воды способом регулярного режима охлаждения 124

Глава VII. **Гидрометрические водосливы** 130

§ 24. Полигональные водосливы с тонкой стенкой 131
§ 25. Коэффициент расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива 134
§ 26. Пропорциональный водослив с тонкой стенкой 138
§ 27. Коэффициент расхода пропорционального водослива 142
§ 28. Пример расчета пропорционального водослива 143

Глава VIII. **Параметр формы живого сечения открытых потоков** . . . 146

§ 29. Параметр формы живого сечения в общем виде 147
§ 30. Параметр формы правильных сложных живых сечений 148
§ 31. Параметр формы правильных несложных живых сечений . . . 152
§ 32. Параметр формы живых сечений речных потоков 156

Глава IX. **Гидравлико-гидрометрические способы определения расходов воды в открытых руслах** 161

§ 33. Основные уравнения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды 162
§ 34. Методика применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды 165
§ 35. Определение расходов воды с интеграцией поверхностных скоростей по косым галсам 168
§ 36. О перспективах применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды в реках и каналах с интеграцией поверхностных скоростей 174

Глава X. **Взаимодействие руслового и пойменного потоков** 178

§ 37. Общие характеристики кинематического эффекта безнапорного потока 179
§ 38. Кинематический эффект в русле при двухсторонней пойме 186
§ 39. Опыт определения связи между скоростями потока в основном русле и пойме 203
§ 40. Кинематический эффект в русле при односторонней пойме 207
§ 41. О применении гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды при взаимодействии руслового и пойменного потоков 215
§ 42. Пропускная способность основного русла при выходе потока на пойму 221
§ 43. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на транспорт донных наносов 233
§ 44. Влияние поймы на скорость движения паводочных волн 239
§ 45. Пропускная способность поймы как естественного водосброса . . . 244

Глава XI. **Гидравлическое обоснование зависимости уровней от расходов воды речного потока** 251

§ 46. Обобщенное уравнение расхода воды 251
§ 47. Формулы для определения коэффициента Шези речного потока . . 254
§ 48. Об экстраполяции зависимости уровней от расходов воды 263
Литература 265

Приложение. Параметры a и b в уравнении $u=an+\sqrt{bn^2+c}$ 270
Условные обозначения 286

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проблема пресной воды на земном шаре имеет самое непосредственное отношение к настоящему и будущему человечества. Все возрастающее промышленное и сельскохозяйственное производство поставили перед специалистами в области гидрологии и гидротехники сложные задачи.

Комплексное использование водных ресурсов и управление водным режимом больших территорий — важнейшая проблема. И в разрешении ее широко используется гидрометрия, с помощью которой устанавливаются количество воды и ее распределение по территории, изменение стока воды во времени — внутригодовое и в многолетней перспективе.

Развитие гидротехнического строительства, гидравлики и инженерной гидрологии обусловило необходимость создания теории гидрометрии. К сожалению, до сих пор ни в нашей, ни в зарубежной литературе не систематизированы теоретические сведения по гидрометрии. Это объясняется тем, что рассматриваемая область гидрологии наиболее трудна для исследования.

Опыт изложения некоторых вопросов речной гидрометрии на теоретической основе предложен автором в монографиях [1, 2], опубликованных в 50-х годах. В настоящей книге делается попытка обобщить новые данные по теории гидрометрии, систематизировать их и изложить в форме, доступной для инженеров и студентов высших учебных заведений. В отдельных случаях приведено описание методики работ некоторыми новыми гидрометрическими приборами.

Главное содержание книги — гидравлическое обоснование методов гидрометрии. Не менее практически важным представляется автору гидромеханический анализ работы гидрометрических приборов.

Поставленные в монографии вопросы нуждаются в дальнейшем их развитии, и поэтому автор с благодарностью примет все конкретные предложения и замечания по содержанию книги.

При подготовке книги автор стремился расположить материал в традиционной для гидрометрии последовательности, т. е. сначала изложить вопросы определения геометрических элементов

потока (уровней и глубин), затем кинематических, далее расходов воды и т. д. Оказалось, что при изложении теории гидрометрии выдержать эту схему в полной мере не удалось. Так, например, теорию измерения глубин с помощью гибкого троса пришлось отнести к главе IV (относ гидрометрических приборов в открытом потоке), чтобы учесть влияние неравномерности распределения скоростей по вертикали на относ гидрометрического груза. Параметру формы живого сечения, учитывающему переход от плоской задачи к пространственной, посвящена отдельная глава, так как этот параметр необходим не только в расчетах расхода воды, но и в расчетах донных скоростей, при экстраполяции связи расходов воды с уровнями, а также при расчетах сопротивления и устойчивости наплавных мостов. Проблему — взаимодействие руслового и пойменного потоков (кинематический эффект безнапорного потока), — хотя и содержащую много данных по кинематике потока, оказалось более целесообразно изложить в предпоследней главе X. Это объясняется тем, что один из важных прикладных аспектов этого вопроса состоит в оценке пропускной способности русла при выходе потока на пойму. А это тесно связано с анализом зависимости между расходами и уровнями воды.

По-видимому, в недалеком будущем появятся возможности и для разработки вопросов теории методов определения расходов наносов. В настоящее время они не достигли такой степени развития, чтобы можно было приступить к их систематизации на гидромеханической основе. Это объясняется сложностью проблемы движения двухфазных потоков.

Автор благодарит В. И. Савельева и Н. Б. Барышникова за ценные пожелания по содержанию книги.

Глава I

РЕЛЬЕФ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ВОДЫ И ГЛУБИНЫ НЕРАВНОМЕРНОГО ПОТОКА

При изучении движения воды для характеристики формы свободной поверхности потока исследователи часто ограничиваются измерением только продольного уклона, да и то у одного берега потока. В действительности уклоны у правого и левого берегов и на стрежне реки могут существенно отличаться. На изгибах потока поперечные уклоны могут быть соизмеримы с продольными.

При неравномерном движении и в особенности при обтекании гидротехнических сооружений и сооружений мостовых переходов и наплавных мостов форма поверхности воды становится весьма сложной. В этих случаях измерение только одних уклонов в каких-то ограниченных направлениях потока явно недостаточно. Очевидно, что при изучении, во всяком случае, плановых задач гидравлики определение рельефа поверхности потока должно всегда или в большинстве случаев находиться в поле зрения исследования.

Наиболее совершенным способом определения рельефа свободной поверхности воды является стереофотограмметрическая съемка. В этой главе дается краткое изложение принципа этого способа съемки и методика его применения при изучении движения воды на русловых моделях. Затем на конкретном примере показано, что изучение рельефа поверхности воды имеет самое прямое отношение к кинематике потока и определению распределения соотношения между удельными кинетической и потенциальной энергией в плане.

Далее рассматривается вопрос о системах расчета глубин неравномерного потока.

Современная техника стереофотограмметрических работ позволяет применять ее с успехом и в натурных условиях (на реках). Поэтому открывается перспектива постановки весьма интересных работ по динамике русловых потоков — изучению связи рельефа поверхности воды и размываемого дна, но для этого требуется дальнейшее развитие методов определения

рельефа дна потока. В известной мере этот вопрос решается применением гидрометрических профилографов, в частности акустических и гидростатических. Акустическим профилографам посвящена сравнительно большая литература, но гидростатические профилографы оказались забытыми, хотя гидростатический принцип измерения глубин с использованием современной регистрирующей аппаратуры, безусловно, заслуживает внимания, что и показано в последнем параграфе этой главы.

§ 1. Стереофотограмметрический способ определения рельефа свободной поверхности воды

Этот вид съемки основан на использовании фотографических снимков, представляющих собой перспективное изображение снимаемого объекта. Пользуясь известными геометрическими соотношениями, устанавливается связь между координатами точек на фотоснимке и на изучаемом объекте. Съемка производится двумя фототеодолитами с концов базиса OO_1 (рис. 1-1), привязанного к опорным пунктам. Точка N, расположенная на снимаемом объекте, изобразится на левом снимке в точке n_1 с координатой x_1; на правом снимке она изобразится в точке n_2 с координатой x_2 (считая от точки O_1). Проводя вспомогательную линию $N'O_1n_1'$ параллельно линии NOn_1, запишем следующие пропорции:

$$\frac{Y}{f}=\frac{X}{x_1}, \tag{1-1}$$

$$\frac{Y}{f}=\frac{Z}{z}, \tag{1-2}$$

$$\frac{Y}{f}=\frac{B}{x_1-x_2}=\frac{B}{P}, \tag{1-3}$$

где X, Y, Z — координаты точки N на снимаемом объекте; x_1, x_2, z — координаты той же точки на снимках; f — главное фокусное расстояние объектива; B — длина базиса; P — величина базиса при изображении его на снимке, называемая горизонтальным параллаксом (уклонением).

Из этих формул видно, что для определения X, Y и Z при стереофотограмметрической съемке необходимо производить измерение координат x_1, x_2 и z на фотоснимках, что выполняется с помощью стереокомпаратора. При этом левый и правый негативы рассматриваются в бинокулярный микроскоп, благодаря чему получается стереоскопическое изображение изучаемого объекта. После обработки на стереокомпараторе каждой пары фотоснимков по найденным координатам составляется план в горизонталях. Более совершенным прибором является стереоавтограф, с помощью которого автоматически вычерчивается

план в горизонталях. Методика применения стереофотограмметрии в лабораторных гидравлических исследованиях была впервые разработана в 1938 г. П. М. Орловым в Московском

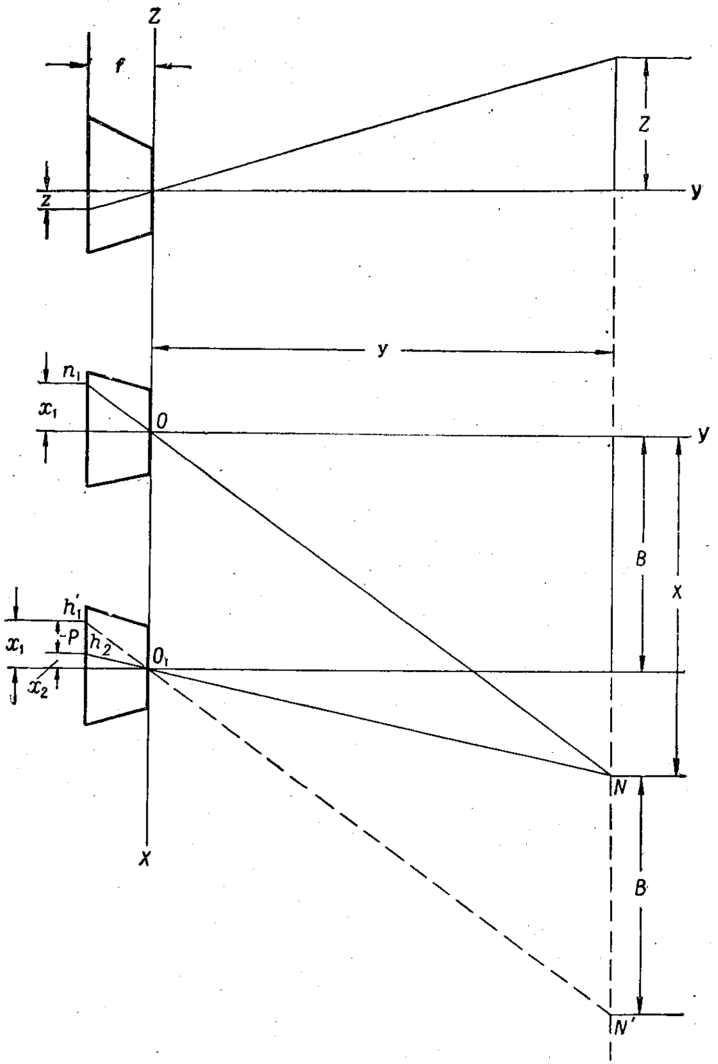


Рис. 1-1. Схема стереофотограмметрической съемки.

гидромелиоративном институте. Горизонтали поверхности воды и рельефа размываемого дна были построены через 5 мм.

Ниже излагается методика высокоточной стереофотограмметрической съемки потока, разработанная М. Н. Ютановым,

позволяющая проводить горизонтали свободной поверхности воды через 1 мм.

Для фотографирования поверхности потока применяется сдвоенный аппарат, предназначенный для скульптурных съемок.

В комплект аппарата входят две фотокамеры, базисный мостик и тренога. Камеры имеют прикладную рамку (115×150 мм) и объектив ($F=180$ мм) с ирисовой диафрагмой и синхронно работающими затворами. Фокусное расстояние камер лежит в пределах от 180 до 236 мм, что позволяет производить фотографирование начиная с расстояния 0,85 м.

Камеры на базисном мостике могут устанавливаться на расстоянии друг от друга, равном 250, 375 и 500 мм.

Нарушение синхронности работы затворов понижает точность фотограмметрических измерений потока. Допустимая асинхронность работы затворов μ_t может быть подсчитана по формуле

$$\mu_t = \frac{\mu_z B}{z_0 u_б}, \qquad (1\text{-}4)$$

где μ_z — допустимая ошибка определения высоты точек поверхности воды; B — длина базиса фотографирования; z_0 — высота фотографирования; $u_б$ — скорость движения жидкости в направлении, параллельном линии базиса.

Фактическая асинхронность работы затворов обычно составляет 1/700 сек. Направление съемки должно по возможности совпадать с направлением наибольших скоростей в потоке.

Фотографирование желательно производить на ортопанхроматические пластинки светочувствительностью $\frac{20°}{10}$ дин ($\sim$65 единиц ГОСТ) при выдержке 1/75 сек.

Наибольшая продолжительность выдержки t зависит от скорости движения потока, величины допустимого сдвига изображения Δ и масштаба съемки, что выражается формулой

$$t = m\frac{\Delta}{u}, \qquad (1\text{-}5)$$

где m — знаменатель масштаба изображения.

Для определения элементов внешнего ориентирования снимков создается высокоточными геодезическими способами микрополигон. Опорными точками являются металлические репера, зацементированные на русловой площадке (10—15 в зависимости от размеров русловой модели). Расстояния между реперами измеряются базисной стальной лентой. Средняя квадратическая ошибка этих измерений составляет $\pm 0{,}2$ мм.

Для нивелирования реперов применяется нивелир с реверсионным уровнем. В качестве нивелирной рейки необходимо применить линейку, позволяющую определять высоты опорных точек с погрешностью 0,05 мм.

Поверхность потока демаскируется бумажными поплавками, которые освещаются электролампами, исходя из расчета 4000 вт на 1 м^2. В конце русловой площадки устанавливаются черные вертикальные экраны, защищающие поверхность воды от вредных отражений.

При этом способе невозможно определить отметки тех точек поверхности воды, в которых не проходят поплавками, что является его недостатком. Заполнение же водной поверхности большим числом поплавков может вызвать деформацию поверхности воды за счет изменения поверхностного натяжения, а также нагромождения поплавков, в особенности вблизи моделей сооружений со стороны верхнего бьефа.

Фотографирование производится при среднем расстоянии объекта съемки от фотоаппарата около 3 м. При этом приходится отдельно снимать ближний и дальний планы.

Обработка снимков производится на стереоавтографе в масштабе 1 : 10 или другом, удобном в зависимости от изучаемого объекта. Для проведения горизонталей набирается от 150 до 200 пикетных высотных точек. Сечение горизонталей, проводимых способом интерполирования, составляет 1 мм. Точность съемки колеблется от 0,3 мм на среднем плане до 0,5 мм на дальнем плане, что выгодно отличает методику стереофотограмметрии,предложенную Ютановым, от других аналогичных методик, поскольку прежде не была достигнута такая высокая точность изображения рельефа поверхности воды.

За нулевую отметку может быть принята наинизшая точка на оси потока в конце русловой площадки. Высота фотографирования относительно этой точки может быть около 0,8 м.

Стереофотограмметрия является единственным способом, позволяющим определить в один момент времени форму свободной поверхности воды. Ценность его очень велика при изучении неустановившегося движения воды. Приходится констатировать, что в настоящее время стереофотограмметрия все еще недостаточно применяется в лабораторных и полевых гидравлических исследованиях.

Ниже приводится опыт применения стереофотограмметрии к изучению движения воды в русле и пойме (рис. 1-2 и 1-3) в условиях подпора от плотины, сооружаемой в русле. Эксперименты были поставлены Г. В. Железняковым [4, 5] и М. Н. Ютановым на русловой площадке размерами 5,26×7,20 м. Русло имело параболическое очертание с глубиной на оси $h_{р.\,max}$ = =0,06 м и шириной $B_р$=0,60 м; пойма — плоская симметричная с нулевым поперечным уклоном. Продольный уклон дна потока I_0=0,001. Поверхность русла в поймы была покрыта цементной штукатуркой. На рисунках показаны положения реперов № 1 и 12. Опыты проводились при различной ширине поймы $B_п$.

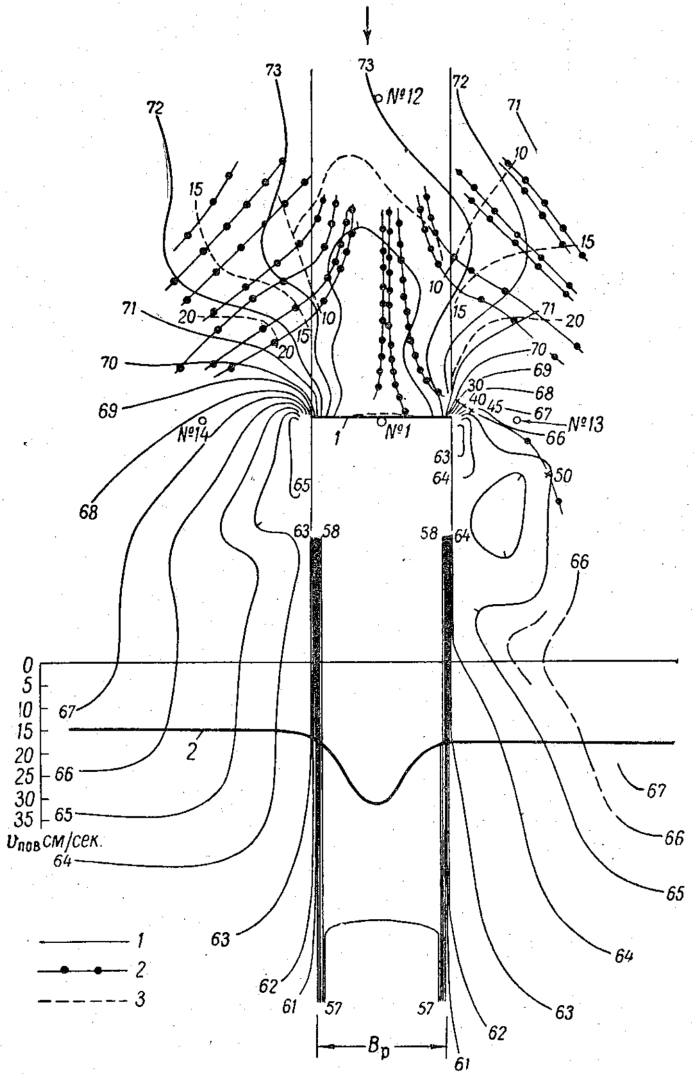


Рис. 1-2. Горизонтали поверхности воды (*1*), траектории (*2*) и плановые изотахи (*3*) потока при $Q = 7{,}1$ л/сек. и $\frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$.

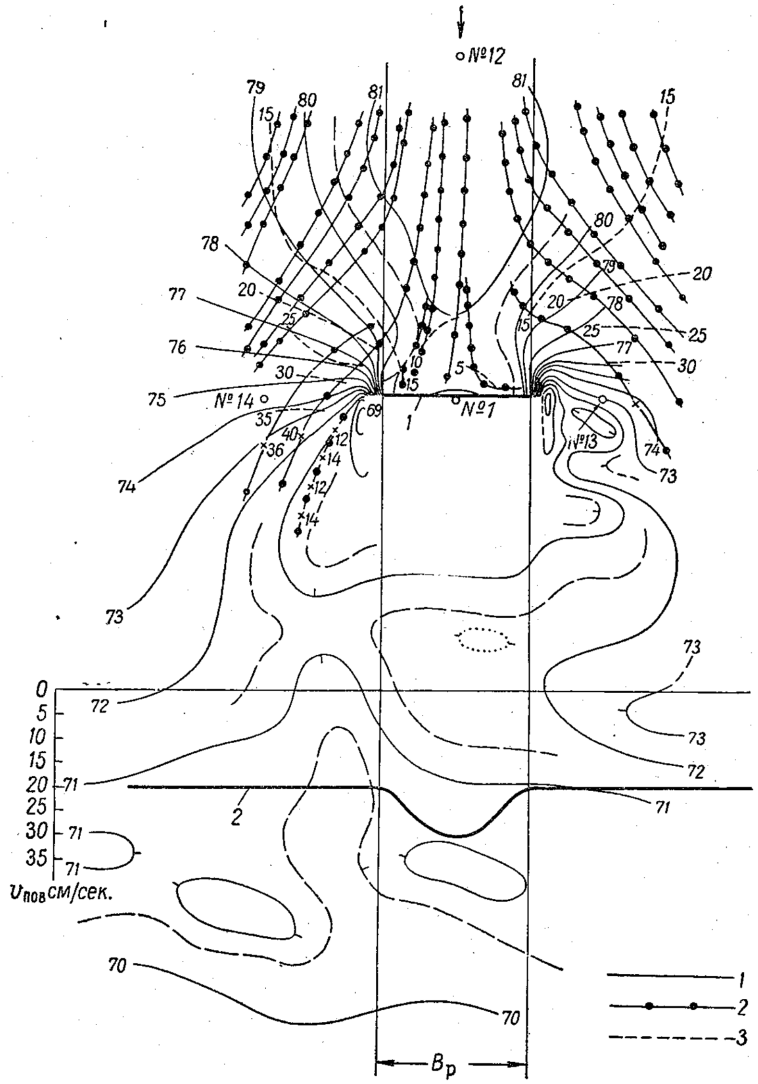


Рис. 1-3. Горизонтали поверхности воды (*1*), траектории (*2*) и плановые изотахи (*3*) потока при $Q = 15{,}2$ л/сек. и $\frac{B_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$.

Плотина *1* (рис. 1-2 и 1-3) представляет собой на модели плоскую стенку толщиной 0,5 см и длиной, равной ширине русла. На этих рисунках приведены горизонтали поверхности воды. Видно, что данный пример построения горизонталей поверхности воды интересен четкостью изменения рельефа водной поверхности.

У оголовков плотины при ее обтекании заметно снижаются отметки поверхности воды. Ниже будет показано, что у оголовков плотины скорости увеличиваются, поэтому уменьшение отметок поверхности воды может дать косвенное представление о повышении в этой области скоростей течения воды.

По планам поверхности воды в горизонталях отчетливо видны два основных режима обтекания плотины: 1) русло в нижнем бьефе работает неполным сечением (рис. 1-2), в этом случае горизонтали поверхности воды в русле у бровок расположены параллельно; 2) русло в нижнем бьефе работает полным сечением (рис. 1-3).

По рельефу поверхности воды представляется возможным проследить изменение отметки поверхности воды в любом направлении. В частности, в створе плотины отметка уменьшается в направлении от оголовка плотины и на небольшом от нее расстоянии достигает наименьшего значения, а затем плавно возрастает и становится почти одинаковой по ширине потока.

В областях с пониженными глубинами, а следовательно, с повышенными скоростями следует ожидать наибольших размывов дна.

§ 2. Определение взаимосвязи рельефа поверхности воды с кинематикой потока

Постановка такой задачи имеет и теоретическое и практическое значение, так как, зная, например, форму свободной поверхности воды, можно получить косвенное представление о распределении скоростей в потоке. Преимущество описанной методики стереофотограмметрии состоит и в том, что она удобна в сочетании с фотограмметрическими измерениями поля скоростей на свободной поверхности (направлений и величин скоростей).

Плановое положение траекторий движения воды и поверхностные скорости определяются многократным вертикальным фотографированием движущихся бумажных поплавков, которые используются и для демаскирования водной поверхности. Можно рекомендовать фотоаппарат с фокусным расстоянием $f = 194$ мм и относительным отверстием объектива 1 : 6,3. Фотоаппарат устанавливается над центром площадки в расстоянии от нее по вертикали около 3 м. К объективу камеры прикрепляется самовозводящийся затвор и соленойд для спуска за-

твора. Соленойд приводится в действие импульсами постоянного тока (напряжением около 40 в), посылаемыми контактным секундомером. Затвор аппарата может открываться и закрываться через 1 сек. с экспозицией 1/70 сек. Фотографирование производится на одну фотографическую пластинку без затемнения русловой площадки, что создает большие удобства в работе. Освещенность площадки можно принять из расчета 600—700 вт на 1 м^2 площади.

Преимущество этого способа заключается в том, что при очень малых глубинах воды в пойме возможно измерять действительные поверхностные скорости, что трудно сделать сколько-нибудь точно, применяя светящиеся поплавки, которые обычно погружаются в воду на некоторую глубину и регистрируют осредненную скорость в пределах этой глубины.

Плывущие поплавки на снимках дают точки. По расстояниям между поплавками определяются скорости потока; расстояние между поплавками определяется измерителем и умножается на масштаб снимка, в результате получается скорость потока в м/сек., так как время здесь $t=1$ сек. Для определения масштаба снимков на русловой площадке определяются координаты нескольких (4—6) опорных точек. Отношение расстояний между опорными точками на площадке, измеренных по снимку, определяет масштаб последних. Поправочные члены к знаменателю масштаба определяются, учитывая глубину воды и показатель преломления водной среды. Следовательно, формула для определения скорости (на коротком отрезке траектории) имеет вид

$$u = m\frac{l_п}{t} = \left(\frac{L}{l} - \frac{h}{nf}\right)\frac{l_п}{t}, \qquad (1\text{-}6)$$

где $l_п$ — расстояние между двумя смежными изображениями поплавка на снимке; t — интервал между экспозициями; m — знаменатель масштаба снимка; L — расстояние между опорными точками на русловой площадке; l — расстояние между изображениями этих точек на снимке; h — глубина потока; n — показатель преломления водной среды; f — фокусное расстояние.

Поправка $\frac{h}{nf}$ учитывает разность отметок поверхности воды и дна.

При таком способе измерения скоростей можно построить эпюру скоростей в любом по длине потока створе с весьма малым осреднением скорости по длине траектории. Точность работ по этому способу составляет 0,5%. Для облегчения обработки фотоснимков поплавки выпускаются разных форм: круглые, квадратные и др. На рис. 1-2 и 1-3 показаны траектории движения жидкости, на которых точками отмечены отрезки траектории за секундный интервал времени движения поплавка.

Общепринятое исследование местных характерных скоростей и профилей скоростей, хотя и позволяет дать ответы на ряд важных вопросов гидравлики, все же не дает полной картины о движении потока в целом. Поэтому необходимо ввести в практику гидравлических лабораторий такой способ исследования потока, при котором можно производить анализ движения воды с учетом пространственного распределения элементов движения.

Стереофотограмметрия и фотограмметрия решают эту задачу, позволяя определить взаимосвязь рельефа, поверхности воды, поля скоростей и траекторий движения. Введя в рассмотрение плановые изотахи и сравнивая их положение с траекториями движения и горизонталями поверхности воды, можно судить о степени неравномерности движения воды. Этот прием исследования состоит в следующем. Траектории движения воды накладываются на планы в горизонталях свободной поверхности (рис. 1-2 и 1-3). В верхнем бьефе на некотором расстоянии от плотины наблюдается приблизительно ортогональное расположение горизонталей и траекторий. По мере приближения к створу и оголовкам плотины ортогональность их нарушается. Распределение скоростей в таких областях более сложное. Отсюда следует, что отклонение от ортогональности в расположении горизонталей и траекторий должно указывать на сложный характер поля скоростей; сгущение горизонталей соответствует увеличению скоростей.

На основании поверхностных скоростей течения воды, отнесенных к середине отрезка между точками на траектории, способом интерполяции строятся плановые изотахи. На рис. 1-2 и 1-3 сечение изотах составляет 5 см/сек. Отметим некоторые особенности построения плановых изотах, с которыми в подобных случаях приходится встречаться. На некоторых участках потока перед плотиной изменение скорости происходило настолько незначительно, что практически получалось поле точек с одинаковыми скоростями. В этом случае плановые изотахи можно провести через середину поля точек. По изотахам легко прослеживается темп нарастания скоростей потока. Некоторые из траекторий движения поплавков следует рассматривать индивидуально, так, например, траекторию на рис. 1-3 первую справа по течению от бровки русла в нижнем бьефе. Скорости, подсчитанные для этой траектории, получаются примерно в 3 раза меньше, чем на смежной траектории. Это объясняется тем, что первая траектория отчасти оказалась в вихревой зоне потока.

Рассматривая совместно изотахи и траектории движения воды, можно подметить приблизительно ортогональное их расположение вдали от плотины. При движении воды вблизи плотины расположение горизонталей, изотах и траекторий значительно отклоняется от ортогонального. Степень этого отклонения и его особенности могут служить характеристикой движе-

ния воды. Так, например, в нижнем бьефе, вблизи плотины траектории и горизонтали имеют тенденцию к пересечению под малыми углами.

Для сопоставления неравномерного потока с равномерным на рис. 1-2 и 1-3 построены эпюры *2* распределения поверхностных скоростей (получены фотограмметрическим способом) по ширине равномерного потока (до устройства плотины) при уровне воды, равном уровню неравномерного потока. Названные эпюры изображены сплошной утолщенной линией; шкала скоростей показана слева на чертежах. На рис. 1-2 и 1-3 можно видеть, что: а) скорости течения воды по мере приближения к плотине (в верхнем бьефе) несколько снижаются по сравнению с равномерным движением, чему соответствует повышение отметок поверхности воды перед плотиной; б) вблизи створа плотины (в верхнем бьефе) скорости течения воды в пойме восстанавливаются, делаясь приблизительно равными скоростям равномерного потока; в) в створе плотины, в особенности вблизи ее оголовков, происходит значительное нарастание скоростей и снижение отметок поверхности воды; здесь скорости течения воды в пойме при неравномерном движении значительно превышают скорости в пойме при равномерном движении.

С помощью горизонталей, траекторий и изотах можно более обоснованно указать опасные в отношении размываемости участки дна потока. Для определения кинематических характеристик потока можно также применить стереофотограмметрическую съемку по методике, развитой Н. Н. Федоровым [6].

§ 3. Системы отсчета глубин неравномерных потоков

Для определения расхода жидкости требуется знать площадь живого сечения, т. е. площадь поверхности, проведенной в пределах потока жидкости, нормальной в каждой своей точке к вектору соответствующей местной скорости в этой точке. При плавноизменяющемся движении жидкости живое сечение принимается плоским, нормальным к направлению движения. При рассмотрении системы отсчета глубин будем исходить из этого допущения. При неравномерном движении жидкости уклон поверхности воды $I=\sin\alpha$ не равен уклону дна потока $I_0=\sin\alpha_0$ (рис. 1-4). В связи с этим могут быть три системы отсчета глубин: 1) по вертикали (h), 2) перпендикулярно дну потока (h_0) и 3) перпендикулярно свободной поверхности воды в заданном сечении. Последняя глубина на рисунке не показана. Глубина h есть основная глубина, которая в речной гидрометрии измеряется и используется во всех расчетах, в том числе площади живого сечения.

По Н. Н. Павловскому [7], вместо глубины, перпендикулярной поверхности воды, введем глубину h', перпендикулярную

Таблица 1-2

Значения $\frac{h}{h'}$

$(\alpha_0 - \alpha)^\circ$	α_0°					
	0	1	5	10	15	20
0	1,000	1,000	1,004	1,015	1,035	1,064
2	1,000	1,000	1,004	1,015	1,035	1,064
5	0,999	0,999	1,003	1,014	1,034	1,063
10	0,996	0,996	1,000	1,012	1,031	1,060
15	0,991	0,992	0,995	1,007	1,026	1,005
20	0,985	0,985	0,988	1,000	1,020	1,048
25	0,976	0,976	0,980	0,991	1,017	1,039
30	0,966	0,966	0,970	0,981	1,000	1,128

§ 4. Определение рельефа дна с помощью дистанционного гидростатического профилографа

Особенностью рассматриваемого профилографа является дистанционная схема расположения его узлов, выполняющих различные функции. При измерении профиля регистрирующее устройство располагается на борту катера, а датчик глубин буксируется по дну. Измерение глубин основано на гидростатическом принципе. Измерение расстояний производится при помощи прочной нити. Профиль дна записывается в регистрирующем устройстве на бумажной ленте. В разработке конструкции принимал участие коллектив авторов при консультации В. И. Савельева.

Комплект профилографа состоит из следящего лота с трос-кабелем, регистратора, узла измерения горизонтальных расстояний, бортового амортизатора с катушкой для трос-кабеля и укладочного ящика.

Следящий лот (рис. 1-5) движется по дну. Он представляет собой обтекаемое тело с оперением, которое обеспечивает постоянный контакт с дном. Внутри лота расположен датчик глубин. Следящий лот соединен трехжильным трос-кабелем с регистратором.

Регистратор (рис. 1-6) записывает на бумажную ленту профиль дна. Схема регистратора обобщает информации, получаемые от датчика глубин и датчика горизонтальных расстояний, и выдает записанный на ленту профиль.

Узел измерения горизонтальных расстояний служит для непосредственного измерения горизонтальных расстояний и для подачи на регистратор импульсных сигналов через каждые 0,5 м

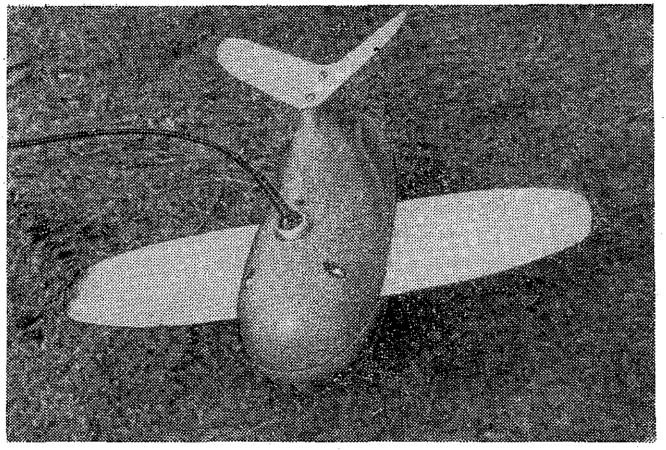


Рис. 1-5. Следящий лот дистанционного гидростатического профилографа.

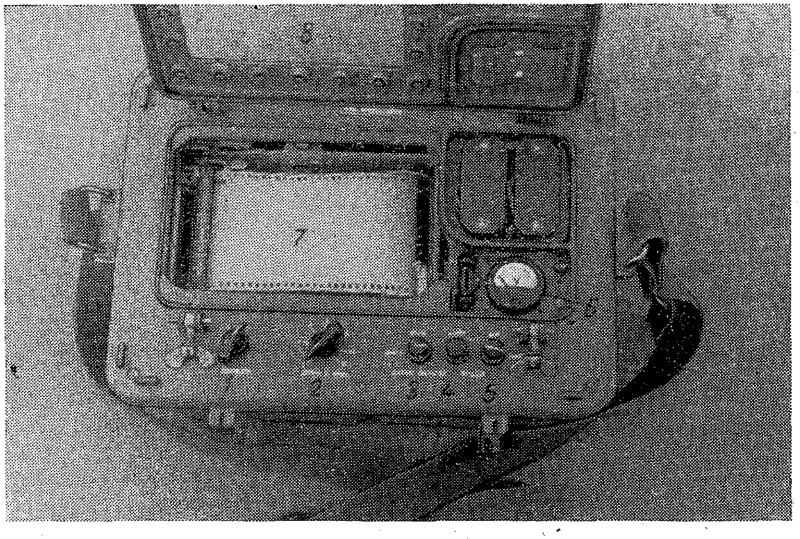


Рис. 1-6. Регистратор дистанционного гидростатического профилографа (с открытой крышкой).

1 — переключатель диапазонов; *2* — регулятор скорости (реле времени); *3* — переключатель рода работы; *4* — контроль питания; *5* — включатель питания; *6* — вольтметр; *7* — лента; *8* — крышка.

пройденного пути. Для измерения расстояний применена капроновая нить, натяжение которой регулируется в зависимости от скорости течения.

Бортовой амортизатор смягчает удары следящего лота о подводные препятствия и предохраняет трос-кабель от обрывов.

Технические данные прибора приведены в табл. 1-3. Принципиальная схема прибора показана на рис. 1-7. Изменение давления (глубин) воспринимается чувствительным элементом следящего лота *1*, что вызывает изменение сопротивления потенциометра *2* и соответствующее изменение сопротивления в потенциометре регистратора *3*.

Таблица 1-3

Технические данные дистанционного гидростатического профилографа

№ п/п.	Наименование данных и размерность	Величина
1	Предел регистрации глубин, м	15
2	Предел регистрации горизонтальных расстояний при работе с нитью, м	1200
3	То же при работе с реле времени, м	5000
4	Точность измерения глубин, %	3—5
5	Точность измерения горизонтальных расстояний, %	3—6
6	Вес комплекта, кг	56
	Вес следящего лота	
7	основной вариант, кг	12,8
8	облегченный вариант, кг	6,2
9	Вес регистратора, кг	11,2
	Масштаб записи профиля	
10	горизонтальный	1 : 500
11	вертикальный на I диапазоне	1 : 100
12	на II диапазоне	1 : 200
	Питание, *в*	
13	автономное	12
14	от бортовой сети	24

Плечи потенциометров образуют мост, в диагональ которого включен усилитель *4*. Питание моста осуществляется от генератора *5* с частотой 500 гц. Усилитель и генератор собраны на полупроводниковых триодах. Выходной сигнал усилителя подается на управляющие обмотки двигателя *6* системы ДИД-0,5, который механически связан со щеткой потенциометра регистратора. Двигатель вращается так, чтобы щетка пришла в положение, при котором мост будет уравновешен. Со щеткой жестко связана игла *12*, производящая запись профиля на ленте *7*, когда мост уравновешен. Положение иглы на ленте пропорционально глубине погружения следящего лота. При разматывании измерительной нити *13* вращается калиброванный шкив измерителя расстояний, который замыкает контакты *8*; в соответствии

с этим срабатывает электромагнит *9* и при помощи храпового механизма вращает лентопротяжный барабан *10*. Таким образом, скорость перемещения ленты пропорциональна частоте поступающих сигналов, т. е. скорости буксировки. Частоту сигналов можно устанавливать также при помощи реле времени *11* так, чтобы она соответствовала скорости буксировки. В этом случае измеритель расстояний не используется.

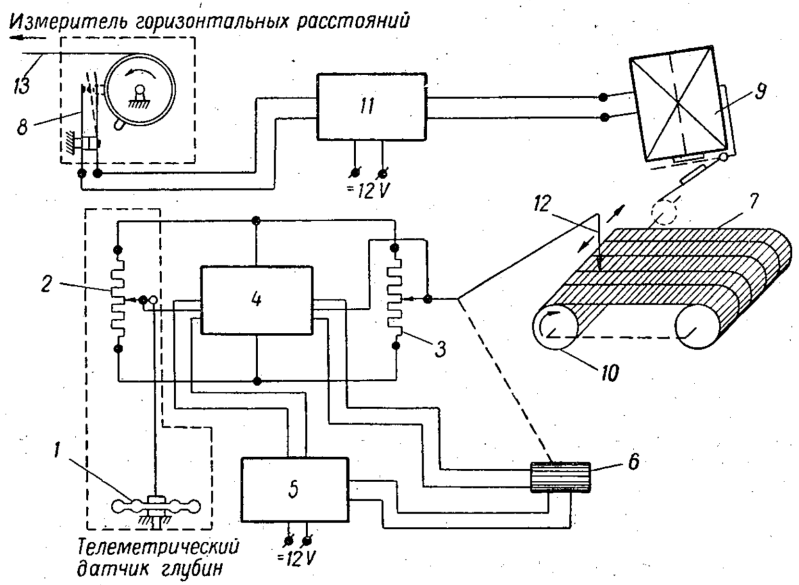


Рис. 1-7. Принципиальная схема дистанционного гидростатического профилографа.

1 — чувствительный элемент датчика глубин; *2* — потенциометр датчика глубин; *3* — потенциометр регистрирующего устройства; *4* — усилитель; *5* — генератор; *6* — электродвигатель ДИД-0,5; *7* — бумажная лента; *8* — контактная система узла измерения горизонтальных расстояний; *9* — электромагнит с храповым механизмом; *10* — барабан лентопротяжного механизма; *11* — реле времени; *12* — пишущая игла; *13* — измерительная нить.

При измерении профиля нитью один ее конец закрепляется на берегу. Катер движется по воде в нужном направлении, буксируя следящий лот (рис. 1-8). При работе с реле времени измерительная нить не нужна, однако этот способ менее точен, так как скорость движения катера определяется приближенно, а в зависимости от этого устанавливается скорость перемещения бумажной ленты.

Профилограф может применяться в облегченном варианте. При этом из следящего лота вынимается груз. Бортовой амортизатор и измеритель расстояний не используются. Работа облегченным вариантом возможна при скорости движения катера не более 4—5 км/час.

Испытания профилографа производились на различных реках и на водохранилище при глубинах до 22 м, ширинах до 1050 м, скоростях течения воды до 1,5 м/сек. и разных грунтах дна (песчаных, илистых слоем до 0,6 м, глинистых и каменистых). На некоторых створах, кроме того, имелась водная и остатки древесной растительности. Профиль измерялся при скоростях буксировки 3—12 км/час.

Скорость буксировки следящего лота определяется характером дна. При ровном плотном дне (песок, галечник, глина, мелкий камень), по данным Г. В. Железнякова и А. В. Васильева

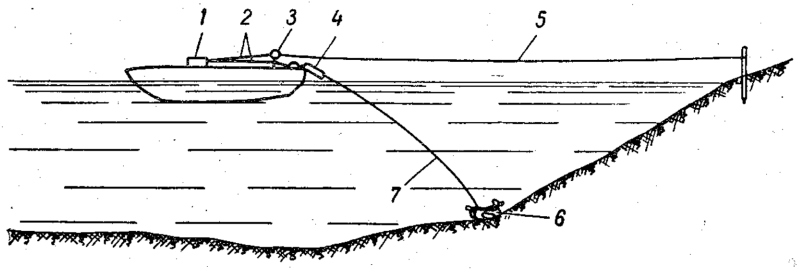


Рис. 1-8. Схема измерения профиля дна потока дистанционным гидростатическим профилографом.

1 — регистратор; *2* — соединительные кабели; *3* — узел измерения горизонтальных расстояний; *4* — бортовой амортизатор; *5* — измерительная нить; *6* — следящий лот; *7* — трос-кабель.

[8], возможна буксировка со скоростью 10—12 км/час. При илистом или песчаном, но неровном дне, а также при наличии водной растительности или крупных валунов скорость не должна превышать 6 км/час, чтобы следящий лот не застревал.

Конструкция профилографа хорошо переносит тряску: датчик глубин следящего лота рассчитан на ускорения до 10g.

Мутность и аэрация потока практически не оказывают влияния на точность измерения профиля. Наличие водной травяной растительности не препятствует работе, но требует понижения скорости буксировки до 3—4 км/час.

Дистанционный профилограф удобен в работе. Система записи профиля позволяет быстро производить замену ленты в регистраторе. Измерения профиля дистанционным профилографом надежны, так как трос здесь заменен измерительной нитью и имеется реле времени. Важным достоинством является возможность наблюдения за записью профиля. Наличие в регистраторе реле времени позволяет работать без связи с берегом, причем скорость протяжки ленты плавно регулируется в соответствии со скоростью движения катера.

Глава II

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТЕЙ В ОТКРЫТЫХ ТУРБУЛЕНТНЫХ ПОТОКАХ

В гидромеханике вопрос о кинематике турбулентного потока признается одним из важных; он непосредственно связан с проблемой гидравлических сопротивлений. В настоящее время существует несколько теорий турбулентности, позволяющих получить профили осредненных скоростей течения воды, т. е. распределение скоростей на вертикалях. Необходимо отметить, что значительная часть экспериментов, на которых базировались и проверялись теории, была проведена в круглых напорных трубопроводах. Перенесение полученных в таких условиях результатов на речные потоки осложняется наличием свободной поверхности и главным образом сложной формой смоченного периметра и деформациями дна потока. Вопрос же о возможности применения результатов исследования движения жидкости в круглых трубах к неразмываемым каналам уже решен положительно. Графики функции $\lambda = \lambda\left(\mathrm{Re}, \frac{\Delta}{R}\right)$ для круглых труб и прямоугольных лотков (каналов) удовлетворительно совпали не только качественно, но и количественно; λ — коэффициент Дарси, $\mathrm{Re} = \frac{vR}{\nu}$ — число Рейнольдса, v — средняя скорость потока, R — гидравлический радиус, ν — кинематический коэффициент вязкости.

Следовательно, мы имеем возможность использовать уравнения профилей скоростей (получаемые из теорий турбулентности), но с обязательным определением параметров уравнений на основе обобщения гидрометрических данных.

В этой книге мы не имеем в виду излагать теории турбулентности. Это относится к гидромеханике. Здесь распределение скоростей в турбулентном потоке рассматривается лишь как теоретическая основа методов гидрометрии. Обосновывается выбор наиболее целесообразных с позиций гидрометрии формул

профилей скоростей и делаются указания о методике определения параметров таких формул. Затем излагаются вопросы анализа поля скоростей речного потока в целях определения некоторых важных параметров потока, широко используемых в гидравлике и гидрометрии (коэффициента Кориолиса, относительного дефицита средней скорости потока и др.). К этому же разделу мог быть отнесен и вопрос о донных скоростях, но ввиду его самостоятельного значения он излагается отдельно в главе III.

§ 5. Профиль осредненных скоростей течения жидкости

Поскольку методика определения расходов воды может быть выведена из распределения скоростей [1], необходимо обосновать выбор формулы профиля скоростей турбулентного потока для решения задач речной гидрометрии.

Вопрос о профиле осредненных скоростей имеет большую историю, на которой в настоящей книге мы останавливаться не можем. Отметим лишь, что с самого возникновения гидрометрических приборов было предложено много эмпирических формул: параболических, включая и высших порядков, эллиптических, логарифмических и др. На основе теорий турбулентности предложены теоретические формулы (которые правильнее называть полуэмпирическими). К числу последних относятся формулы, основанные на теории переноса количества движения и теории переноса вихрей. Большинство формул отличается тем недостатком, что они вблизи самого дна не всегда дают приемлемые результаты, что объясняется неучетом вязкого трения при их выводе.

Формула профиля скоростей для гидрометрических задач должна хорошо описывать распределение скоростей в естественных открытых потоках, должна быть по возможности простой и содержать не больше одного параметра, который может быть найден по гидрометрическим данным (по рекам).

Запишем формулы в безразмерных координатах:

$$\eta = \frac{y}{h}, \qquad \varphi = \frac{u_{\max} - u}{u_*},$$

здесь η — относительная глубина; φ — относительный недостаток местной скорости; h — глубина потока на вертикали; u — скорость на расстоянии y от дна потока; $u_{\max}$ — максимальная скорость на вертикали; $u_* = \sqrt{ghI}$ — динамическая скорость на вертикали, где g — ускорение силы тяжести, I — уклон поверхности воды.

Приведем формулы, основанные на теории переноса количества движения:

$$\varphi = -\frac{1}{k_1}\ln\eta, \tag{2-1}$$

$$\varphi = -\frac{1}{k_2}\left[\ln\left(1-\sqrt{1-\eta}\right)+\sqrt{1-\eta}\right], \tag{2-2}$$

$$\varphi = \frac{1}{k_3}\left(\ln\frac{1+\sqrt{1-\eta}}{1-\sqrt{1-\eta}}-2\sqrt{1-\eta}\right). \tag{2-3}$$

Формула, основанная на теории переноса вихрей, имеет вид

$$\varphi = \frac{\sqrt{2}}{k_4}\left(\arcsin\sqrt{1-\eta}-\sqrt{\eta}\sqrt{1-\eta}\right), \tag{2-4}$$

где k_1, k_2, k_3 и k_4 — параметры, которые по своему смыслу должны быть постоянными.

Из числа эмпирических формул остановимся на следующих.

Формула типа формулы (2-1), но учитывающая относительную шероховатость дна потока, имеет вид

$$\varphi = \frac{1}{k_5}\ln\frac{1+\varepsilon}{\eta+\varepsilon}, \tag{2-5}$$

здесь k_5 — параметр, который по своему числовому значению близок к k_1 и k_2; ε — относительная линейная характеристика шероховатости, равная

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{30h}, \tag{2-6}$$

где Δ — абсолютная шероховатость.

Параболическая формула с переменным показателем m имеет вид

$$\frac{u}{u_{\max}} = \eta^{1/m}. \tag{2-7}$$

Общий вид формул (2-1)—(2-4) следующий:

$$\varphi = \frac{1}{k}\varphi(\eta), \tag{2-8}$$

где $\varphi(\eta)$ — функция относительной глубины, вид которой получается из сопоставления выражения (2-8) с одним из выражений (2-1)—(2-4).

Рассматривая графики функции $\varphi(\eta)$ (рис. 2-1), видим, что параметры k в разных формулах профиля скоростей должны иметь существенно отличные значения. Примем условно значение параметра k_2 в формуле (2-2) за единицу и подсчитаем новые значения функций $\varphi(\eta)$ при $k_1 = 1{,}25$; $k_3 = 0{,}80$; $k_4 = 0{,}70$, полученные путем подбора.

На рис. 2-2 построены кривые $\varphi(\eta)/k$, которые располагаются довольно близко одна к другой. Это обстоятельство позво-

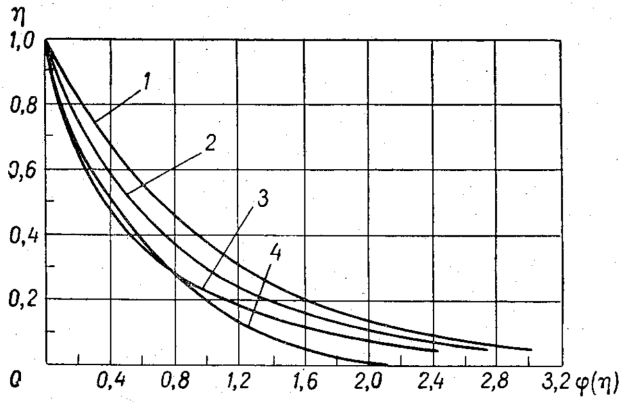


Рис. 2-1. Графики безразмерных функций глубин $\varphi(\eta)$ по формулам (при $k = 1$).
1 — (2-1); *2* — (2-2); *3* — (2-3); *4* — (2-4).

ляет отдать предпочтение более простой формуле (2-1). Последний вывод нуждается в дополнительном обосновании. Формулы

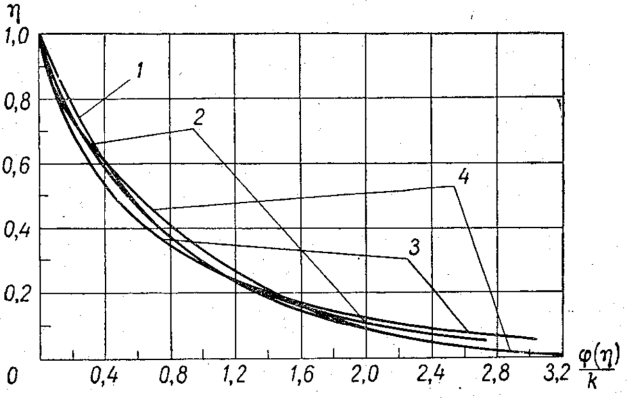


Рис. 2-2. Графики безразмерных функций $\frac{\varphi(\eta)}{k}$ по формулам.
1 — (2-1); *2* — (2-2); *3* — (2-3); *4* — (2-4).

(2-1) — (2-3), основанные на теории переноса количества движения, дают нереальные значения недостатка скорости у дна (при $\eta = 0$, $\varphi = \infty$) и лишь только формула (2-4) дает конечное значение φ при $\eta = 0$.

Отмеченное свойство функции $\varphi(\eta)$ говорит в пользу формулы (2-4), однако мы все же будем чаще применять формулу (2-1) на основании следующих соображений. Принимаем в формуле (2-4) значение $\frac{\varphi(\eta)}{k}$ при $\eta=0$ и подсчитываем, какое значение будет иметь η по формуле (2-1) при том же значении $\frac{\varphi(\eta)}{k}$, в результате получим

$$\frac{\varphi_4(\eta)}{k_4}=3{,}2=\frac{\varphi_1(\eta)}{k_1}=-\frac{\ln\eta}{1{,}25},$$

откуда

$$\ln\eta=-4 \quad \text{и} \quad \eta=\frac{y}{h}=0{,}018.$$

Это равносильно тому, что можно принять относительный недостаток скорости у самого дна за относительный недостаток скорости в придонном слое на расстоянии от дна $y=0{,}018h$; $\frac{y\cdot 100}{h}=1{,}8\%$ представляет собой точность измерения глубины на вертикали. Известно, что измерение глубины рек с точностью до 2% считается вообще достаточно хорошим. Следовательно, применяя формулу (2-1), мы не рискуем в теоретических выкладках допустить ошибку, превышающую точность гидравлических расчетов; это и дает нам право остановиться на логарифмической формуле (2-1).

Отметим, что первая попытка выразить опытное распределение скоростей с помощью логарифмики была сделана В. Костке-вичем в 1906 г., а наиболее полно логарифмический профиль скоростей впервые был обоснован С. И. Моисеенко в 1914 г. Формула (2-1) является современным выражением этой зависимости.

Сопоставим формулу (2-1) с формулой (2-5). Подсчитаем ε по формуле (2-6), а затем значение $\varphi_5(\eta)$ по формуле

$$\varphi_5(\eta)=\ln\frac{1+\varepsilon}{\eta+\varepsilon}. \qquad (2\text{-}9)$$

При этом рассмотрим случай, при котором должно получиться большое расхождение в функциях $\varphi(\eta)$, подсчитанных по формулам (2-1) и (2-5), а именно, примем величину абсолютной шероховатости $\Delta=0{,}06$ м и $h=1{,}0$ м. Такой линейный размер выступов шероховатости, по В. Н. Гончарову, в среднем соответствует следующему характеру русла: «гравелистые и галечные русла в плохом состоянии. Земляные русла неправильные с размывами». Сопоставляя $\varphi_1(\eta)$ и $\varphi_5(\eta)$ (рис. 2-3), приходим к выводу: относительный недостаток местной скорости почти не зависит от шероховатости русла.

Таким образом, представляется возможным построить некоторые гидрометрические формулы (первого приближения), не

содержащие коэффициента шероховатости, однако такие формулы будут обязательно содержать уклон поверхности воды и некоторые характерные скорости, например поверхностные; этим, конечно, не отрицается роль шероховатости в формировании профиля скоростей.

На основании вышеизложенного можно прийти к выводу о том, что приемлемой формулой профиля скоростей для решения гидрометрических задач, а также и гидравлических является

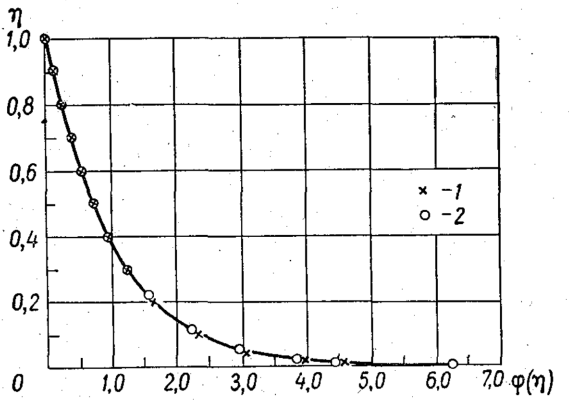


Рис. 2-3. Графики безразмерной функции глубины по формулам.

1 — (2-1); *2* — (2-5).

формула (2-1). Ниже будет показана приемлемость, с точки зрения гидрометрии, обобщенной формулы (2-8), частным случаем которой является формула (2-1). Формулы типа (2-8) содержат один неизвестный параметр k и все главнейшие элементы движения воды. Это выгодно отличает полуэмпирические формулы от эмпирических, которые часто включают два или три параметра и лишь некоторые элементы движения воды. Исключение в этом отношении составляет параболическая формула профиля скоростей Базена, которая в конечном итоге приводит к одинаковым по сравнению с формулой (2-1) результатам, о чем подробнее будет упомянуто ниже.

Кроме рассмотренных уравнений профилей скоростей, в недавнее время предложены и другие формулы [10], например:

формула Ханта

$$\varphi = -\frac{1}{k_6}\left[\sqrt{1-\eta} + c\ln\left(\frac{c-\sqrt{1-\eta}}{c}\right)\right], \qquad (2\text{-}10)$$

где c — параметр, близкий к единице (от 1 до 1,06);

формула Эллисона

$$\varphi = \frac{1}{k_7}\left(\frac{b^2-1}{b}\ln\frac{b+1}{b-1} - \ln\frac{1+\sqrt{1-\eta}}{1-\sqrt{1-\eta}} + \frac{1}{b}\ln\frac{b+\sqrt{1-\eta}}{b-\sqrt{1-\eta}}\right), \quad (2\text{-}11)$$

где параметр $b = 1{,}45$.

Появление в этих формулах параметров, кроме k и по всей вероятности переменных, создает ряд дополнительных трудностей при решении теоретических задач гидрометрии.

Из числа формул, содержащих три числовых параметра, приведем формулу И. К. Никитина [11] для безнапорного потока, отличную по своей структуре от предыдущих формул,

$$\frac{u}{u_*} = 6{,}45\lg\frac{y}{\delta} + 5{,}6 + 2{,}8\left(1 - \frac{\delta}{y}\right), \quad (2\text{-}12)$$

где δ — толщина придонного слоя (ламинарной пленки).

Для напорного потока в статье [12] предложена такая же формула, но с другими числовыми значениями параметров

$$\frac{u}{u_*} = 3{,}78\lg\frac{y}{\delta} + 7{,}36 + 1{,}64\left(1 - \frac{\delta}{y}\right). \quad (2\text{-}12а)$$

Толщина придонного слоя δ определялась так же, как и при составлении формулы (2-12), т. е. как изложено в работе [11].

Обращает на себя внимание существенное различие в значениях всех параметров формул (2-12) и (2-12а). На верхней границе придонного слоя ($y = \delta$; $u = u_\delta$) соответственно из формул (2-12) и (2-12а) имеем:

$$\frac{u_\delta}{u_*} = 5{,}6,$$

$$\frac{u_\delta}{u_*} = 7{,}36.$$

Следовательно, расхождение составляет $\frac{(7{,}36 - 5{,}6)\cdot 100}{0{,}5\,(7{,}36 + 5{,}6)} = 27\%$.

На большем расстоянии от границы (дна) потока можно принять $1 - \frac{\delta}{y} \approx 1$, поэтому формулы (2-12) и (2-12а) соответственно принимают вид:

$$\frac{u}{u_*} = 6{,}45\lg\frac{y}{\delta} + 8{,}4,$$

$$\frac{u}{u_*} = 3{,}78\lg\frac{y}{\delta} + 9{,}0.$$

Следовательно, в этом случае основное различие в формулах обусловлено параметрами при $\lg\frac{y}{\delta}$ и составляет

$$\frac{(6{,}45 - 3{,}78)\cdot 100}{0{,}5\,(6{,}45 + 3{,}78)} = 52\%.$$

Остается допустить, что такое несовпадение числовых значений параметров формул (2-12) и (2-12а) объясняется особенностями безнапорного и напорного движения жидкости или непостоянством параметров формулы типа (2-12). Конечно, различия в параметрах формул напорного и безнапорного потоков могут быть, но не столь значительными. По-видимому, все дело в том, что сами параметры формул являются переменными величинами. Отметим, что изучению распределения скоростей в потоке уделяется большое внимание. При этом исходные положения, которые используются для вывода формул профилей скоростей, отличаются большим разнообразием. Например, Г. С. Башкиров [13] использовал принцип наименьшего рассеивания энергии, допустив при этом существование на уровне выступов шероховатости конечной осредненной скорости. При этом сделана попытка ввести в формулу интенсивность турбулентности.

Рассмотренное распределение скоростей на вертикали наблюдается в условиях равномерного движения (в каналах с неразмываемым дном и стенками) или близкого к нему (в реках на сравнительно коротких прямых участках). Фактически профили скоростей в ряде случаев принимают очень сложное очертание. В частности, наибольшая скорость u_{max} может наблюдаться ниже свободной поверхности воды, что обусловливается встречным ветром, поперечной циркуляцией, если вертикаль была расположена на закруглении реки, и другими причинами.

Форма кривой $u=u(y)$ может существенно измениться и вблизи дна потока, что объясняется главным образом влиянием рельефа (неровностей) дна. Например, если вертикаль расположена непосредственно за песчаной волной значительных размеров, измерительными приборами фиксируются вблизи дна обратные течения, т. е. появится необходимость считаться с отрицательными абсциссами u.

Весьма сложное распределение скоростей имеет место в нижних бьефах гидротехнических сооружений [14]. Очевидно, чем сложнее профиль скоростей, тем в большем числе точек требуется сделать измерения скоростей u для построения эпюры $u=u(y)$.

Ледовые явления существенно влияют на профили скоростей. Положение максимальной скорости u_{max} зависит от соотношения шероховатостей дна и нижней поверхности льда, которая в зависимости от условий образования льда может быть гладкой, торосистой, покрытой слоем шуги. Все это обусловливает значительный диапазон параметров в формулах профилей скоростей при применении их к указанным сложным условиям движения воды.

§ 6. Средняя скорость течения воды на вертикали

Площадь, ограниченная кривой $u=u(y)$, дном потока, поверхностью воды и линией глубины h (рис. 2-4), представляет собой по размерности расход воды q на единицу ширины потока и называется расходом воды на вертикали, т. е.

$$q=\int_0^h u\,dy=\int_0^1 u\,d\eta.$$

Отношение расхода q к глубине h, т. е. $\frac{q}{h}=u_в$, называется средней скоростью на вертикали. Численно скорость $u_в$ равна горизонтальной ординате прямоугольника (рис. 2-4) площадью q.

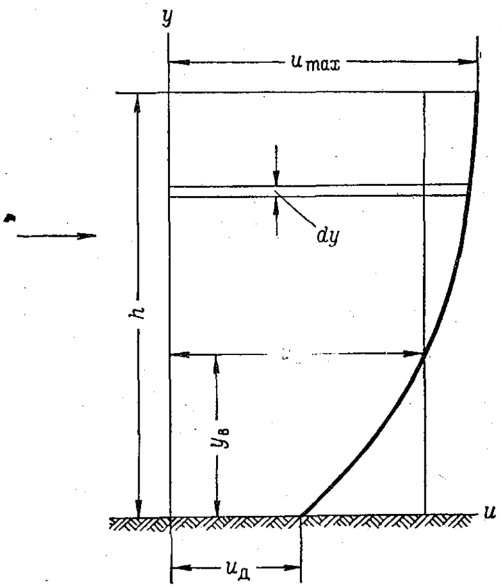


Рис. 2-4. Профиль скоростей безнапорного потока.

Формулу (2-8) представим в форме

$$u=u_{max}-\frac{u_*}{k}\varphi(\eta),$$

поэтому выражение для средней скорости на вертикали $u_в$ в общем виде запишется следующим образом:

$$u_в=u_{max}-\frac{u_*}{k}\int_0^1\varphi(\eta)\,d\eta. \qquad (2\text{-}13)$$

Если безразмерную функцию $\varphi(\eta)$ принять по формуле (2-1), получим следующее выражение для $u_в$:

$$u_в = u_{max} + \frac{u_*}{k_1}\int_0^1 \ln\eta\, d\eta = u_{max} - \frac{u_*}{k_1}, \qquad (2\text{-}14)$$

по формуле (2-2) получим

$$u_в = u_{max} + \frac{u_*}{k_2}\int_0^1 \left[\ln\left(1-\sqrt{1-\eta}\right) + \sqrt{1-\eta}\right] d\eta.$$

После интегрирования будем иметь

$$u_в = u_{max} - \frac{5u_*}{6k_2}. \qquad (2\text{-}15)$$

По формуле (2-3) получим

$$u_в = u_{max} - \frac{u_*}{k_3}\int_0^1 \left(\ln\frac{1+\sqrt{1-\eta}}{1-\sqrt{1-\eta}} - 2\sqrt{1-\eta}\right) d\eta.$$

После интегрирования будем иметь

$$u_в = u_{max} - \frac{2u_*}{3k_3}. \qquad (2\text{-}16)$$

По формуле (2-4)

$$u_в = u_{max} - \frac{\sqrt{2}\,u_*}{k_4}\int_0^1 \left(\arcsin\sqrt{1-\eta} - \sqrt{\eta}\sqrt{1-\eta}\right) d\eta.$$

После интегрирования получим

$$u_в = u_{max} - \frac{\sqrt{2}\,\pi u_*}{8k_4}. \qquad (2\text{-}17)$$

Сравнивая формулы (2-14), (2-15), (2-16) и (2-17), легко видеть, что все они имеют одинаковую структуру, а именно:

$$u_в = u_{max} - \frac{u_*}{k}. \qquad (2\text{-}18)$$

На этом основании приходим к следующему выводу: структура формулы средней скорости течения воды на вертикали не зависит от вида безразмерной функции глубины $\varphi(\eta)$, что можно видеть непосредственно и из формулы (2-13). Этот вывод справедлив, если безразмерная функция глубины $\varphi(\eta) = k\varphi$, т. е. если профиль скоростей выражается в координатах η и φ. Это дает возможность пользоваться любой формулой профиля скоростей из числа известных формул типа (2-8). Конечно, в каждом отдельном случае применение той или иной формулы должно быть обосновано физическими соображениями. Например,

для расчета донных скоростей следует воспользоваться формулой (2-4).

Сделанное интегрирование для получения величины $u_в$ позволило выявить структуру параметров в формулах перед членом $\frac{u_*}{k}$.

Отметим, что и формула Базена, которую запишем в обозначениях φ и η

$$\varphi = \frac{M}{\sqrt{g}}(1-\eta)^2, \tag{2-19}$$

приводит к структуре формулы (2-18), а именно:

$$u_в = u_{max} - \frac{Mu_*}{\sqrt{g}}\int_0^1 (1-\eta)^2\, d\eta,$$

что после интегрирования дает

$$u_в = u_{max} - \frac{Mu_*}{3\sqrt{g}}, \tag{2-20}$$

где M — размерный коэффициент, значение которого по Базену составляет около 20—24 $м^{0,5}/сек.$; по исследованиям А. В. Караушева, M зависит от коэффициента Шези.

Вывод о независимости структуры формулы средней скорости на вертикали от вида $\varphi(\eta)$ позволяет указать на следующее: в тех случаях, когда для исследования движения воды будет использована формула (2-19) или формулы (2-1) и (2-2), конечные результаты исследования окажутся близкими (исключая вопрос о местной донной скорости $u_д$ потока, так как в этом случае для получения $u_д$ интегрирование по η не требуется производить).

Численные значения параметров k_2, k_3 и k_4 подсчитаны следующим образом. Принимая условно значения параметров равными: $k_1=1{,}25$, $k_2=1{,}00$, $k_3=0{,}80$, $k_4=0{,}70$, получено наилучшее совпадение в графиках безразмерных функций глубины $\varphi(\eta)$ по всем четырем формулам (§ 5), поэтому при известном среднем значении $k_1=0{,}54$, установленном опытным путем, можно принять параметры равными: $k_2=0{,}43$, $k_3=0{,}35$, $k_4=0{,}30$. Таким образом, за одну из основных формул средней скорости на вертикали принимаем формулу (2-18).

Наряду с формулой (2-1) в гидравлике и гидрометрии широко используется формула (2-7). После интегрирования этой формулы

$$u_в = u_{max}\int_0^1 \eta^{\frac{1}{m}}\, d\eta$$

получим

$$u_в = \left(\frac{m}{1+m}\right)u_{max}. \tag{2-21}$$

Введем в формулы профилей скоростей средние скорости на вертикалях.

Преобразуя формулы (2-1) и (2-18), получим формулу, не содержащую параметра k,

$$u = u_{max} + (u_{max} - u_в) \ln \eta. \tag{2-22}$$

Решая выражения (2-7) и (2-21), найдем

$$\frac{u}{u_в} = \left(1 + \frac{1}{m}\right) \eta^{\frac{1}{m}}. \tag{2-23}$$

Чтобы исключить в формуле (2-7) параметр m, найдем предварительно из формулы (2-21)

$$\frac{1}{m} = \frac{u_{max}}{u_в} - 1, \tag{2-24}$$

и тогда формула (2-7) примет вид

$$\frac{u}{u_{max}} = \eta^{\frac{u_{max}}{u_в} - 1}. \tag{2-25}$$

Таким образом, эта формула так же, как и (2-22), включает скорости u_{max} и $u_в$.

§ 7. Параметры профилей скоростей

При изложении теории гидрометрии мы будем пользоваться логарифмическим или параболическим профилями скоростей, так как они в гидравлике в настоящее время пользуются наибольшим признанием. В связи с этим возникает важный вопрос о числовых значениях параметров k и m. Можно считать, что период, когда эти параметры считались универсальными константами в гидравлике, уже пройден. Непостоянство и неуниверсальность параметров k и m, как известно, были обоснованы в монографии [1]; это в дальнейшем неоднократно подтверждалось и в других работах.

Остановимся сначала на истолковании параметров k и m. При этом удобнее вначале сказать о величинах, им обратных, т. е. о $\frac{1}{k}$ и $\frac{1}{m}$.

Из формулы (2-18) следует

$$\frac{u_{max} - u_в}{u_*} = \frac{1}{k}. \tag{2-26}$$

Числитель левой части этого уравнения есть недостаток скорости $u_в$, т. е. такое изменение скорости, которого не хватает для того, чтобы скорость $u_в$ достигла скорости u_{max}. Полностью левая часть уравнения представляет собой разность $u_{max} - u_в$, вы-

раженную в долях динамической скорости u_*. Следовательно, $\frac{1}{k}$ есть относительный недостаток средней скорости на вертикали $u_в$. Обращаясь к формуле (2-24), видим, что и $\frac{1}{m}$ также есть относительный недостаток средней скорости $u_в$, но только выраженный уже не в долях динамической скорости, а просто в виде скорости $u_в$.

Запишем выражение для средней скорости на вертикали по формуле Шези

$$u_в = C_в \sqrt{hI}, \tag{2-27}$$

где $C_в$ — коэффициент Шези на вертикали.

Введя понятия безразмерного коэффициента Шези

$$C_в^* = \frac{C_в}{\sqrt{g}},$$

формулу (2-27) перепишем

$$u_в = C_в^* \sqrt{ghI} = C_в^* u_*, \tag{2-28}$$

поэтому (2-24) принимает вид

$$\frac{1}{m} = \frac{u_{max} - u_в}{C_в^* u_*}. \tag{2-29}$$

Отсюда ясно, что разница между $\frac{1}{k}$ и $\frac{1}{m}$ состоит в том, что в знаменателе выражения (2-29), кроме динамической скорости, стоит еще безразмерный коэффициент Шези $C_в^*$.

Параметр $\frac{1}{m}$ может быть еще истолкован следующим образом. Перемножив и разделив правую часть формулы (2-24) на глубину h, получим

$$\frac{1}{m} = \frac{u_{max} h - u_в h}{u_в h} = \frac{q_ф - q}{q},$$

где $q_ф$ — фиктивный расход на вертикали.

Разность $q_ф - q$ на рис. 2-5 *а* показана штриховкой и представляет собой недостаток расхода воды на вертикали. Построив безразмерный профиль скоростей (рис. 2-5 *б*), увидим, что относительный недостаток расхода, т. е. разность $q_ф - q$, выраженная в долях q, на рисунке выразится также заштрихованной площадью.

Методика вычисления параметров k и m по гидрометрическим данным может быть различной.

Вычисление k и m по местным скоростям. Из формулы (2-1) получим

$$k = -\frac{\ln \eta \sqrt{ghI}}{u_{max} - u}. \qquad (2\text{-}30)$$

Например, при $\ln \eta = \ln \eta_{0,4} = \ln 0{,}4$ (считая от дна потока) $u = u_{0,4}$ и

$$k = -\frac{\ln \eta_{0,4} \sqrt{ghI}}{u_{max} - u_{0,4}}.$$

Подсчитав таким образом локальные параметры k при $\eta_{дно}$, $\eta_{0,2}$, $\eta_{0,4}$, $\eta_{0,8}$ и $\eta_{пов}$, можно определить их распределение по глубине потока и затем построить изолинии k в живом сечении, а

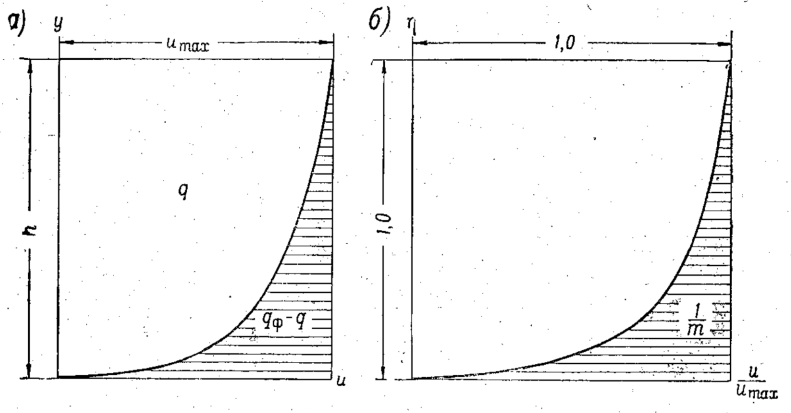


Рис. 2-5. Размерный (*а*) и безразмерный (*б*) профили скоростей для пояснения смысла параметра $\frac{1}{m}$ в параболической формуле (2-7).

также подсчитать средние значения k на вертикалях и для всего потока. Выражение для параметра m получим из формулы (2-7)

$$m = \frac{\ln \eta}{\ln\left(\frac{u}{u_{max}}\right)}.$$

Вычисление k с использованием средних скоростей на вертикали. Из формулы (2-26) получим

$$k = \frac{u_*}{u_{max} - u_в},$$

а из формулы (2-21)

$$m = \frac{1}{\frac{u_{max}}{u_в} - 1}.$$

Имея построенный безразмерный профиль скоростей (рис. 2-5 *б*), достаточно определить планиметрированием заштрихованную площадь, численно равную $\frac{1}{m}$, откуда находится m.

Вычисление k с использованием средней скорости потока. В этом случае необходимо перейти от плоской задачи к пространственной, что подробно рассматривается в главе VIII.

Значения k, вычисленные по различным методикам, необходимо сравнивать и анализировать, что может дать в дальнейшем важные данные о значениях k для плоской и пространственной задач.

Основные факторы, влияющие на изменение параметра k, изучены в монографии [1]. В ряде работ, выполненных позднее, включая исследования взвесенесущих потоков, приведено немало частных значений параметра k. Мы не будем здесь излагать результаты всех таких работ. Более важно обобщить данные о величинах k с тем, чтобы перейти от средних значений k, используемых на практике, к переменным k. Опыт такого обобщения принадлежит В. Ф. Талмазу [15], который использовал данные Г. В. Железнякова, собственные и другие для безнапорного потока и данные Ф. А. Шевелева [16] для напорного потока.

Значительная часть данных относится к равнинным и горным рекам. Имеется также часть значений k для каналов и русловых моделей. Можно считать, что охвачены весьма разнообразные условия движения воды. В результате был составлен график зависимости k от $\frac{C}{\sqrt{g}}$, где C — коэффициент Шези. На графике Талмазы имеется около 130 точек, дающих изменения k от 0,3 до 1,4 (с округлением до 0,1).

На рис. 2-6 построена средняя линия $k=k(C^*)$ и огибающие, в пределах которых располагаются опытные точки. По горизонтальной оси отложен безразмерный коэффициент Шези $C^*_в$. Учитывая выражение (2-28) и графики (рис. 2-6), можно сформулировать следующий важный вывод: чем больше отношение средней скорости потока к динамической, тем меньше параметр k.

Для того чтобы составить уравнение $k=k(C^*)$, необходимо учитывать, что при $C^*=0$ и $C^*=\infty$ должны получаться конечные значения k, а именно k_{max} (в качестве параметра уравнения) и k_{min} (в качестве наименьшего указания k). Такое требование становится очевидным, если проанализировать уравнение (2-18). Пусть $k=0$, тогда $u_в=-\infty$, что не имеет смысла. Пусть $k=\infty$, тогда $u_в=u_{max}$, следовательно, должно отсутствовать распределение скоростей, что хотя и имеет определенный смысл, но нереально.

Условию существования конечных значений k отвечает уравнение, предложенное Железняковым [17, 18] в следующем виде:

$$k = \frac{k_{max} - k_{min}}{1 + C_в^*} + k_{min}. \qquad (2\text{-}31)$$

Среднему положению кривой на рис. 2-6 соответствует $k_{min} = 0{,}3$ и $k_{max} = 2{,}3$.

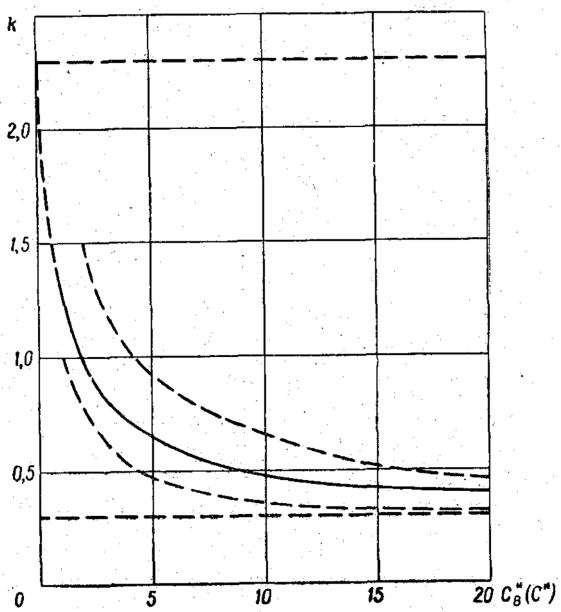


Рис. 2-6. Зависимость параметра k от безразмерного коэффициента Шези.

На настоящей стадии исследования не представляется возможным четко разграничить опытные значения параметров k плоского и пространственного потоков, тем более, что обнаруживаются изменения k по глубине и ширине потока. По этой причине в дальнейшем изложении в качестве одного из возможных решений будем в формулу для k вводить для плоской задачи $C_в^*$, как это сделано в формуле (2-31), а для пространственной задачи C^*, т. е. безразмерный коэффициент Шези для всего потока. С учетом такого предложения на горизонтальной оси рис. 2-6 показаны $C_в^*$ и C^*.

Формула (2-31) с числовыми значениями k_{min} и k_{max} принимает вид

$$k = \frac{2}{1 + C_в^*} + 0{,}3 = \frac{2{,}3\sqrt{I} + 0{,}3\sqrt{fr_в}}{\sqrt{I} + \sqrt{fr_в}}. \qquad (2\text{-}32)$$

Перейдем к выводу формулы для параметра m. Решая выражения (2-26) и (2-29), найдем

$$m = kC_{\text{в}}^{*}, \tag{2-33}$$

или

$$m = \frac{kC_{\text{в}}}{\sqrt{g}}. \tag{2-34}$$

Подставляя сюда, по Н. Н. Павловскому,

$$C_{\text{в}} = \frac{1}{n} h^{y}, \tag{2-35}$$

где n — коэффициент шероховатости; y — показатель, зависящий от n и глубины на вертикали h, получим формулу, предложенную в 1947 г. Г. В. Железняковым [3],

$$m = \frac{kh^{y}}{n\sqrt{g}}. \tag{2-36}$$

Обратную зависимость m и n, по опытным данным, впервые подметил С. И. Колупайло [19].

Учитывая связь между коэффициентами Дарси и Шези

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}, \tag{2-37}$$

формулу (2-34) можно записать в другом виде

$$\frac{1}{m} = \frac{1}{k\sqrt{8}} \sqrt{\lambda}. \tag{2-38}$$

Подставляя сюда частные значения $k \approx 0{,}40$ и $k = 0{,}35$, получим упрощенные записи формулы Железнякова: соответственно $\frac{1}{m} = 0{,}9\sqrt{\lambda}$ и $\frac{1}{m} = \sqrt{\lambda}$. В таком виде иногда эти формулы применительно к напорному движению жидкости в трубах приводятся в учебной литературе по гидравлике.

Поскольку теперь имеется возможность пользоваться переменными значениями параметра k, отпадает необходимость в упрощенных формулах, тем более, что формула (2-32) справедлива и для напорного движения в трубах.

Подставляя в формулу (2-33) значение k по формуле (2-32), найдем

$$m = C_{\text{в}}^{*}\left(\frac{2}{1 + C_{\text{в}}^{*}} + 0{,}3\right). \tag{2-39}$$

Если ввести сюда размерный коэффициент Шези $C_{\text{в}}$, получим [9]

$$m = \frac{C_{\text{в}}}{\sqrt{g}}\left(\frac{2\sqrt{g}}{\sqrt{g} + C_{\text{в}}} + 0{,}3\right). \tag{2-40}$$

Так как в расчетах напорного движения жидкости чаще используется коэффициент Дарси λ, последнюю формулу с учетом (2-37) запишем в виде

$$m = \sqrt{\frac{8}{\lambda}}\left(\frac{2\sqrt{\lambda}}{\sqrt{8}+\sqrt{\lambda}} + 0{,}3\right). \qquad (2\text{-}41)$$

При изменении $C_в$ от 10 до 70 $м^{0,5}/сек$. m соответственно возрастает от 2,5 до 8,6, следовательно, принимать $m=7$, что делалось на протяжении длительного времени, нет оснований. Для этого диапазона $C_в$ ближе число $m=6$, а не $m=7$.

§ 8. Положение средней скорости на вертикали и в потоке

Возможность определения положения средней скорости потока на вертикали, а затем положения средней скорости всего потока всегда привлекала внимание специалистов в области гидрометрии. Интерес к этому вопросу объясняется тем, что при известных координатах точки в живом сечении со средней скоростью процесс измерений расходов воды существенно упрощается.

В настоящее время существует возможность достаточно точно решить эту задачу теоретически применительно к плоскому открытому потоку и напорному потоку в круглой трубе. Для речного потока эта задача может быть только поставлена и сделаны некоторые предварительные предложения.

Положение средней скорости на вертикали открытого потока. Определение координаты точки на скоростной вертикали, в которой местная скорость u равна средней скорости на вертикали $u_в$, имеет практическое значение при малых рабочих глубинах скоростных вертикалей, примерно от 0,10 до 0,35 м, и в случае необходимости ускорения производства гидрометрических работ, например, при неустановившемся движении жидкости.

Будем исходить из степенной формулы распределения скоростей на вертикали [20]

$$u = u_{max}\eta^{\frac{1}{m}}.$$

Обозначим относительное расстояние в точке от дна потока, в которой средняя скорость на вертикали равна $u_в$, через $\eta_в$. Очевидно, при $u=u_в$ $\eta=\eta_в$, следовательно,

$$\left(\frac{1+m}{m}\right)\eta_в^{\frac{1}{m}} = 1,$$

откуда

$$\eta_в = \left(\frac{m}{1+m}\right)^m. \qquad (2\text{-}42)$$

Подставляя в эту формулу m по (2-33), получим

$$\eta_в = \left(\frac{kC_в^*}{1+kC_в^*}\right)^{kC_в^*}. \qquad (2\text{-}43)$$

С учетом формулы (2-32) для k после преобразований найдем

$$\eta_в = \left[\frac{2{,}3C_в^* + 0{,}3C_в^{*2}}{1+3{,}3C_в^* + 0{,}3C_в^{*2}}\right]^{\frac{2{,}3C_в^* + 0{,}3C_в^{*2}}{1+C_в^*}}. \qquad (2\text{-}44)$$

Исследование формулы показывает, что чем больше $C_в$, тем меньше $\eta_в$, однако при $C_в > 25$ м^{0,5}/сек. величина $\eta_в$ близка к 0,4 (табл. 2-1).

Таблица 2-1

Значения $\eta_в$ по формуле (2-44)

$C_в$ м^{0,5}/сек.	$C_в^*$	$\eta_в$	$C_в$ м^{0,5}/сек.	$C_в^*$	$\eta_в$
1	0,319	0,557	16	5,10	0,418
2	0,638	0,502	18	5,73	0,416
3	0,955	0,480	20	6,38	0,410
4	1,27	0,465	30	9,55	0,405
5	1,59	0,455	40	12,7	0,400
6	1,91	0,450	50	15,9	0,394
7	2,23	0,445	60	19,1	0,392
8	2,54	0,440	70	22,3	0,390
9	2,87	0,435	80	25,4	0,389
10	3,18	0,431	90	28,7	0,388
12	3,82	0,425	100	31,8	0,388
14	4,48	0,421			

Таким образом, широко распространенное во всех странах правило об измерении средней скорости на вертикали с помощью так называемого одноточечного способа при расположении точки на расстоянии от дна $\eta_в = 0{,}4$ (0,6 от поверхности) справедливо для определенного диапазона коэффициентов C^*. Строго говоря, величина $\eta_в$ является переменной и должна быть определена по формуле (2-44). Наиболее заметно величины $\eta_в$ отклоняются от 0,4 при $C < 25$ м^{0,5}/сек.

Возникающие ошибки при использовании постоянного значения $\eta_в = 0{,}4$ рассмотрены в работе [9].

Положение средней скорости в напорном потоке. Пользуясь формулой распределения скоростей (2-7), записанной применительно к движению в напорной трубе (рис. 2-7)

$$\frac{u}{u_{max}} = \left(\frac{y}{r_0}\right)^{\frac{1}{m}}, \qquad (2\text{-}45)$$

получим следующую формулу для определения средней скорости потока:

$$v = \frac{2\pi}{\omega}\int_0^{r_0} ur\,dr = \frac{2}{r_0^2}\int_0^{r_0} u_{\max}\left(\frac{y}{r_0}\right)^{\frac{1}{m}} r\,dr,$$

где $y = r_0 - r$ — расстояние от стенки трубы; $u_{\max}$ — скорость на оси трубы.

После интегрирования найдем

$$\frac{v}{u_{\max}} = \frac{2}{\left(1+\frac{1}{m}\right)\left(2+\frac{1}{m}\right)}. \qquad (2\text{-}46)$$

Подставляя v и y_v в формулу (2-45), получим

$$\frac{v}{u_{\max}} = \left(\frac{y_v}{r_0}\right)^{\frac{1}{m}},$$

откуда

$$\eta_v = \frac{y_v}{r_0} = \left(\frac{v}{u_{\max}}\right)^m,$$

или

$$\eta_v = \left[\frac{2}{\left(1+\frac{1}{m}\right)\left(2+\frac{1}{m}\right)}\right]^m. \qquad (2\text{-}47)$$

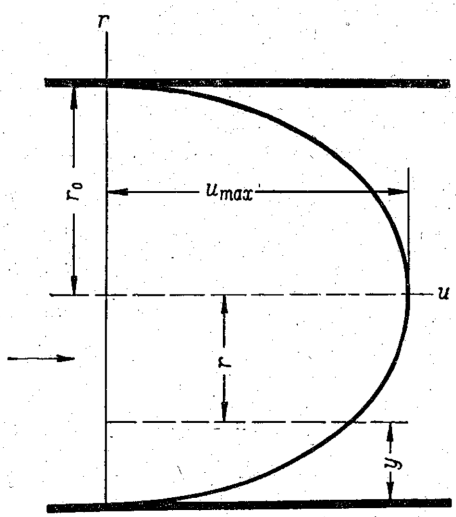


Рис. 2-7. Профиль скоростей напорного потока.

С другой стороны, из логарифмической формулы распределения скоростей можно получить

$$u = u_{\max} - \frac{u_*}{k}\ln\frac{r_0}{y}.$$

Расход жидкости через элементарную площадку кольцевой формы равен

$$Q = 2\pi\int_0^{r_0} u\,(r_0 - y)\,dy.$$

Подставляя сюда u, получим

$$Q = 2\pi\int_0^{r_0}\left(u_{\max} - \frac{u_*}{k}\ln\frac{r_0}{y}\right)(r_0 - y)\,dy.$$

После интегрирования

$$Q = \pi r_0^2 \left(u_{\max} - \frac{3}{2k} u_* \right),$$

поэтому средняя скорость потока равна

$$v = u_{\max} - \frac{3}{2k} u_*,$$

откуда

$$\frac{u_{\max}}{v} = 1 + \frac{3}{2k} \cdot \frac{u_*}{v}, \qquad (2\text{-}48)$$

где u_* — динамическая скорость, равная

$$u_* = v \sqrt{\frac{\lambda}{8}} = v \frac{\sqrt{g}}{C}.$$

Поэтому

$$\frac{u_{\max}}{v} = 1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{\sqrt{g}}{kC}, \qquad (2\text{-}49)$$

или

$$\frac{v}{u_{\max}} = \frac{C}{C + \frac{3}{2} \cdot \frac{\sqrt{g}}{k}}. \qquad (2\text{-}50)$$

Сопоставляя выражения (2-46) и (2-50), получим уравнение

$$\frac{\left(1 + \frac{1}{m}\right)\left(2 + \frac{1}{m}\right)}{2} = 1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{\sqrt{g}}{kC}.$$

Решением этого уравнения является:

$$\frac{1}{m} = \frac{-3 \pm \sqrt{9 + \frac{12\sqrt{g}}{kC}}}{2}.$$

Значение $\frac{1}{m}$ всегда положительно, поэтому [21]

$$\frac{1}{m} = \sqrt{2{,}25 + \frac{3}{m}} - 1{,}5. \qquad (2\text{-}51)$$

Решая уравнение (2-51) путем подбора, найдем $m = 6$. Подставляя это значение m в формулу (2-47), получим теоретически $\eta_v = 0{,}25$, что очень близко к опытному значению $\eta_v = 0{,}24$, полученному экспериментально Ф. А. Шевелевым [16].

Полученное здесь значение $m = 6$ не может быть использовано как универсальное при построении профилей скоростей в напорном потоке. В этом случае надо принимать m в зависимости от C по формуле (2-39). Гидравлически это означает, что форма профилей скоростей может быть более выравненной, но

пересечение их происходит в точке, положение которой почти не меняется, т. е. $\frac{y_v}{r_0} = \eta_v = 0{,}25$. Этот факт как чисто опытный в гидрометрии был известен давно, но теоретическое его доказательство сделано сравнительно недавно.

Положение средней скорости в речном потоке. В живом сечении речного потока по построенным изотахам можно указать немало точек, в которых местные скорости будут равны средней скорости всего потока v. Лучше всего для наглядности провести изотаху со скоростью v. В данном случае мы хотим высказать некоторые предварительные соображения о решении такой задачи при отсутствии измеренных скоростей течения воды. Чтобы придать ей более определенное практическое содержание, поставим задачу об определении положения скоростных вертикалей, на которых $u_в = v$. Назовем такую вертикаль репрезентативной. Опыт решения такой задачи и некоторые поверочные расчеты произвел Ле Тхак-Кан [21] при консультации Г. В. Железнякова. В основу предложенного способа положены следующие гидравлические соображения. Для средней скорости на вертикали $u_в$, расхода на вертикали q и всего расхода Q при равномерном движении имеем формулы:

$$u_в = \frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{1}{2}+y}, \tag{2-52}$$

$$q = \frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{3}{2}+y}, \tag{2-53}$$

$$Q = \int_0^B \frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{3}{2}+y} db. \tag{2-54}$$

Очевидно, положение репрезентативной вертикали определится уравнением

$$\frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{1}{2}+y} = \frac{1}{\omega} \int_0^B \frac{\sqrt{I}}{n} h^{\frac{3}{2}+y} db. \tag{2-55}$$

Его решение производится графически. По формулам (2-52) и (2-53) строятся эпюры величин $u_в$ и q (рис. 2-8). Площадь, ограниченная эпюрой q, дает Q. Проводя на рисунке горизонтальную линию на расстоянии $v = \frac{Q}{\omega}$ от зеркала воды, в пересечении с кривой $u_в$ получим две точки, которые и определяют положение репрезентативных вертикалей *1* и *2*. На этих вертикалях и следует сделать измерения скоростей и принять в расчет $u_в = 0{,}5(u_{в_1} + u_{в_2})$. Положение таких вертикалей в общем случае зависит от уровня. Если принять I неизменяющимся по ширине потока, то для определения положения репрезентатив-

ных вертикалей требуется только профиль живого сечения и данные об изменении коэффициента n по ширине потока, что видно из уравнения (2-55). При неизменном n задача еще больше упрощается. (Решение этой задачи для потока с резко выраженным неустановившимся движением существенно осложняется.)

Для проверки этого способа определения положения репрезентативных вертикалей использованы данные измерений расходов воды в 25 различных гидростворах рек. Названия рек и гидравлические характеристики приведены в статье [22].

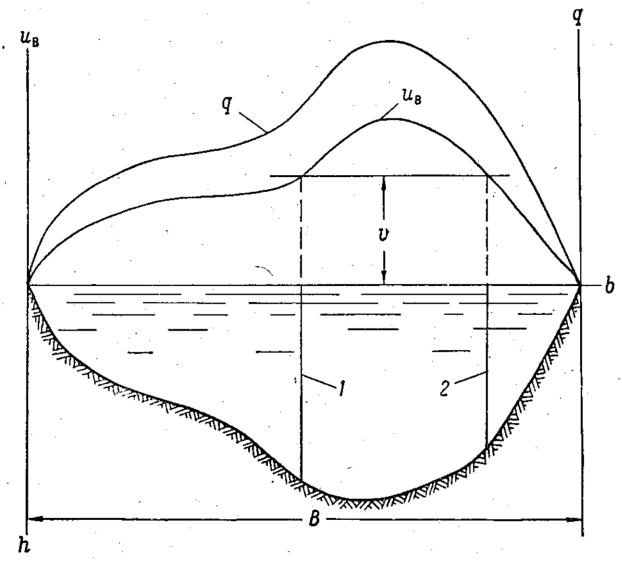


Рис. 2-8. К определению положения средней скорости в речном потоке.

На рис. 2-9а показана связь между относительными расстояниями от урезов вычисленных $\frac{l_т}{B}$ и фактических $\frac{l}{B}$, где l — расстояние репрезентативной вертикали до уреза. На рис. 2-9б дана связь между фактическими скоростями v и скоростями $u_в = v_т$, где $v_т$ — средняя теоретическая скорость потока, принимаемая за скорость $u_в$, что непосредственно следует из самой методики расчетов. Можно отметить, что хотя разброс точек значительный, но они группируются около прямых, наклоненных к осям координат под углом 45°. Отсюда следует, что поставленная задача может быть решена. Положение репрезентативных вертикалей в общем случае зависит от уровня воды H. Можно заранее построить график $l = l(H)$. Отсюда

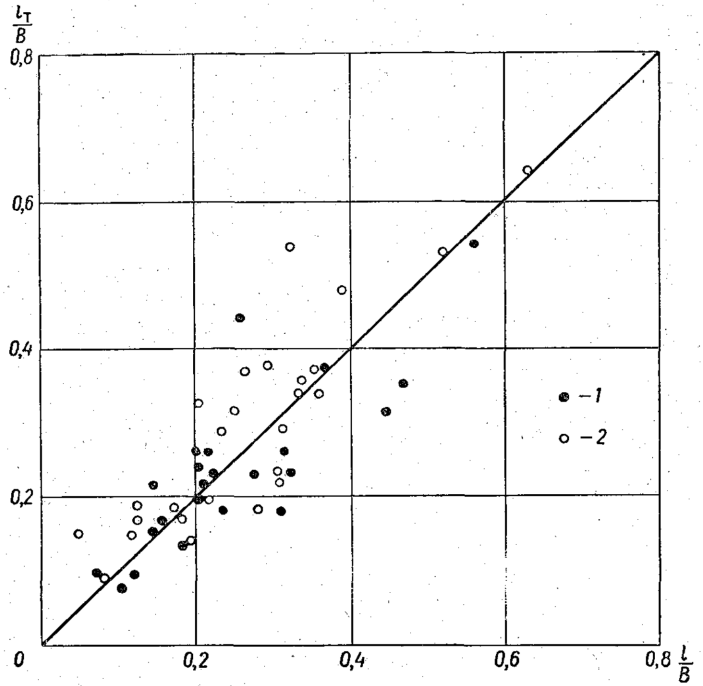


Рис. 2-9а. График связи $\frac{l_т}{B}$ с $\frac{l}{B}$ речного потока.

1 — правый берег; *2* — левый берег.

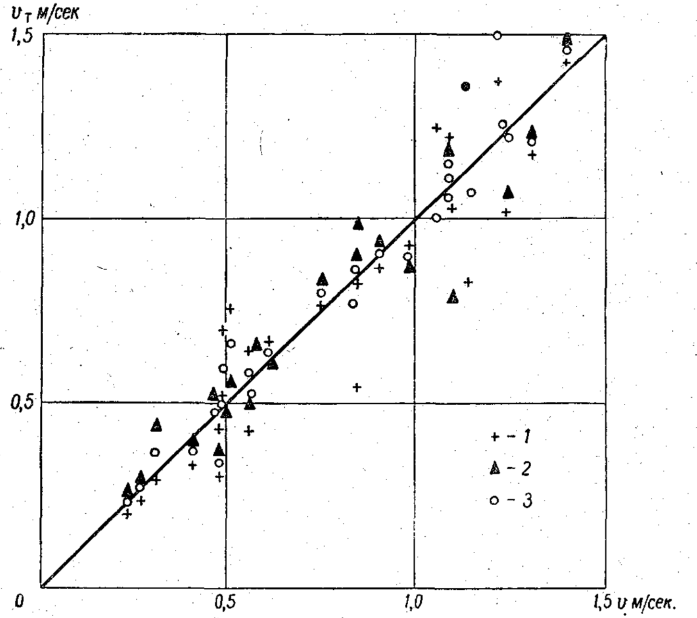


Рис. 2-9б. График связи $v_т$ с v речного потока.

1 — правый берег; *2* — левый берег; *3* — средние рассчитанные значения по двум берегам.

появляется идея создания механизма, установленного на берегу, с помощью которого измеритель скорости мог бы автоматически приводиться на нужную вертикаль при изменении уровня. Такой механизм мог бы войти в состав оборудования гидрометрических люлечных переправ, управляемых с берега.

§ 9. Тахиграфические кривые и их применение к расчету коэффициентов Буссинеска и Кориолиса

Гидрологические станции часто располагают подробными данными о кинематике потока в сложных условиях его движения. К сожалению, почти как правило, они используются только для вычисления расхода воды, в то время как путем сравнительно несложных дополнительных вычислений и построений к обычной стандартной обработке расходов воды могут быть получены очень важные данные с научной и практической точек зрения. В этом отношении анализ тахиграфических кривых и их применение представляют особый интерес, в частности для расчета коэффициентов Буссинеска и Кориолиса. Тахиграфические кривые в практику гидрологических расчетов, в частности для целей краткосрочных прогнозов уровней воды, впервые введены В. Г. Глушковым [23].

Как известно, наглядное представление о распределении местных скоростей u в потоке дают линии равных местных скоростей, называемые изотахами. Имея скорости, измеренные в разных точках живого сечения потока, изотахи строятся по способам, излагаемым в курсах гидрометрии [24 и др.]. Очертание изотах тесно связано с формой поперечного сечения русла и распределением шероховатости по его ширине, а также с рельефом дна в плане на рассматриваемом участке.

Разность $u_1 - u_2 = u_2 - u_3 = u_{i-1} - u_i = \Delta u_{из}$ называется сечением изотах. Очевидно, что

$$u_i - u_{д.\,min} < \Delta u_{из} \quad \text{и} \quad v_{max} - u_1 < \Delta u_{из},$$

где $u_{д.\,min}$ — наименьшая донная скорость; v_{max} — наибольшая скорость в живом сечении потока. При наличии неодинаковых по ширине потока донных скоростей изотахи пересекают линию дна. Если скорости $u_д = 0$, смоченный периметр может рассматриваться в качестве нулевой изотахи. По мере приближения ко дну потока расстояние между смежными изотахами уменьшается, что понятно из рассмотрения профилей скоростей.

Для потока под ледяным покровом изотахи имеют форму замкнутых или разомкнутых кривых и пересекаются с дном и нижней поверхностью льда. Изотахи напорного потока в трубе имеют форму концентрических окружностей (при одинаковых профилях скоростей в радиальных направлениях).

В целом поле скоростей в поперечном сечении характеризуется тахиграфической кривой $u=u(\omega_u)$, где ω_u — площадь, ограниченная изотахой с соответствующей ей скоростью u. На

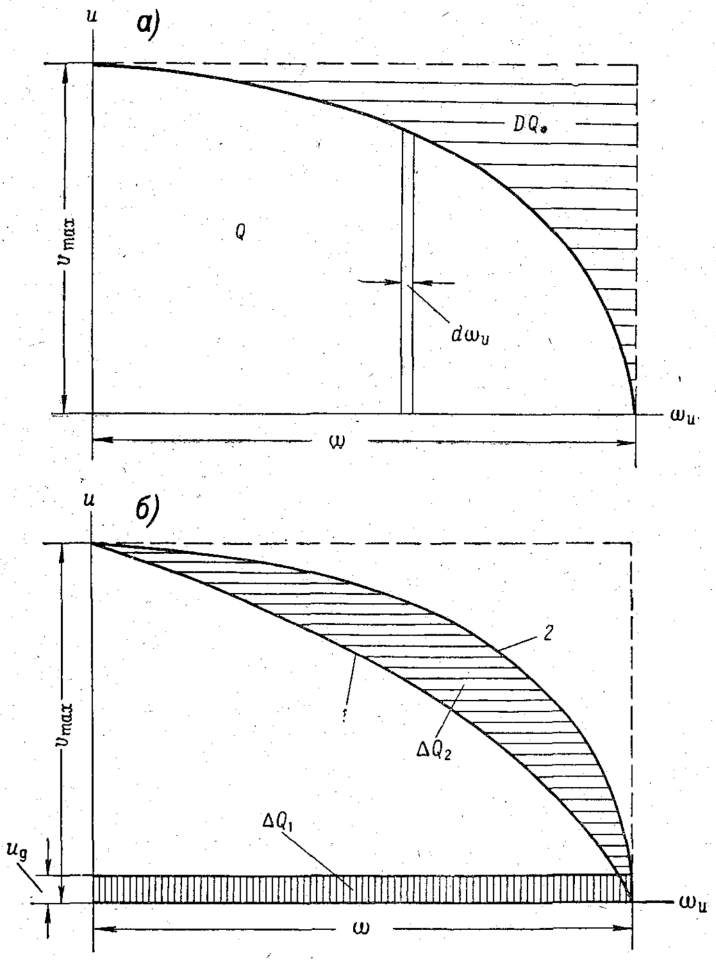


Рис. 2-10. Тахиграфические кривые.
а — при $u_д=0$; *б* — при $u_д \neq 0$.

рис. 2-10*а* изображена тахиграфическая кривая, полагая, что $u_д=0$. При $u=v_{max}$ $\omega_u=0$; при $u=u_д=0$ $\omega_u=\omega$, где ω — площадь поперечного сечения потока. Такому условию отвечает эмпирическое уравнение тахиграфической кривой вида

$$u = v_{max}\left(1 - \frac{\omega_u}{\omega}\right)^{K_2^*}. \qquad (2\text{-}56)$$

Показатель степени K_2^* имеет определенный кинематический смысл, что доказывается следующим образом. Выделим на рис. 2-10 *а* элементарную площадку. Ее площадь численно равна элементарному расходу воды $dQ=ud\omega_u$, так как $d\omega_u$ есть элементарная площадь живого сечения, имеющего форму изотахи со скоростью u. Следовательно, расход воды Q равен

$$Q=\int_0^{\omega} u\,d\omega_u, \tag{2-57}$$

или с учетом формулы (2-56)

$$Q=v_{\max}\int_0^{\omega}\left(1-\frac{\omega_u}{\omega}\right)^{K_2^*}d\omega_u.$$

Производя интегрирование, найдем

$$Q=\frac{1}{K_2^*+1}\,\omega v_{\max}. \tag{2-58}$$

Учитывая, что $v=\frac{Q}{\omega}$ и решая уравнение (2-58) относительно K_2^*, получим

$$K_2^*=\frac{v_{\max}}{v}-1. \tag{2-59}$$

Вводя обозначение $K_2=\frac{v}{v_{\max}}$, формулу (2-59) перепишем в виде

$$K_2^*=\frac{1-K_2}{K_2}. \tag{2-60}$$

Следовательно, K_2 является кинематическим параметром, зависящим от соотношения скоростей v и $v_{\max}$. Более детально вопрос о коэффициентах K_2 и K_2^* излагается в главе IX.

Если бы в живом сечении ω все частицы жидкости двигались со скоростью $u=v_{\max}$, то расход воды, как видно на рис. 2-10 *а*, был бы равен произведению $\omega v_{\max}$. В действительности за счет неравномерного распределения скоростей, обусловленного гидравлическими сопротивлениями, расход воды по сравнению с расходом $\omega v_{\max}$ меньше на величину, которая численно равна заштрихованной площади. О величинах D и Q_* излагается в § 10.

Рассмотрим влияние донных скоростей, а в связи с этим и шероховатости дна на форму тахиграфической кривой. Пусть кривая *1* (рис. 2-10 *б*) соответствует случаю большой шероховатости дна потока, а в связи с этим и очень малым или нулевым значениям донных скоростей. При прочих равных условиях

движения, но при меньшей шероховатости дна донные скорости могут стать существенными, поэтому тахиграфическая кривая может переместиться в положение *2*. При этом, по-видимому, будет соблюдаться неравенство $\Delta Q_1 < \Delta Q_2$, так как при наличии донных скоростей изотахи смещаются ближе ко дну, что дает увеличение ω_u.

На рис. 2-10*б* кривая *2* проведена с учетом, что донная скорость в пределах всего смоченного периметра χ одинакова. В действительности донная скорость может изменяться по длине χ. В этом случае считаем возможным за исходную донную скорость при построении кривой $u = u(\omega_u)$ принять среднюю донную скорость. Понятие о средней донной скорости будет рассмотрено в главе III.

Совокупность интегралов

$$\int_{\omega} u\, d\omega = v\omega, \tag{2-61}$$

$$\int_{\omega} u^2\, d\omega = \alpha' v^2 \omega, \tag{2-62}$$

$$\int_{\omega} u^3\, d\omega = \alpha v^3 \omega \tag{2-63}$$

Н. Н. Павловский назвал леммой о трех интегралах [25].

Первый интеграл связан с введением в гидравлику понятия средней скорости потока. Второй интеграл возникает при подсчете количества движения, например, в теории гидравлического прыжка. Безразмерная величина α', равная отношению количества движения массы жидкости, протекающей в единицу времени через данное живое сечение, к количеству движения жидкости, вычисленному в предположении, что скорости во всех точках живого сечения равны средней скорости потока, называется коэффициентом Буссинеска. Третий интеграл появляется в связи с определением кинетической энергии потока. Безразмерная величина α, равная 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, называется коэффициентом Кориолиса. Этот коэффициент входит в уравнение Д. Бернулли.

Поясним перечисленные интегралы с помощью тахиграфических кривых. Из предыдущего изложения ясно, что площадь, ограниченная тахиграфической кривой (рис. 2-10*а*), равна интегралу (2-61). Если теперь построить трансформированные тахиграфические кривые, откладывая по вертикальной оси u^2 и u^3, а по горизонтальной, как и прежде, ω_u, то площади, ограничен-

ные соответственно такими кривыми, дадут интегралы (2-62) и (2-63).

Коэффициенты α' и α, полученные в основном для напорных турбулентных потоков, часто без достаточных оснований переносятся на речные потоки. Например, во многих курсах гидравлики коэффициент α рекомендуется принимать равным 1,1 и для рек. Фактически же значения α в реках могут достигать, по данным Л. А. Морозова [26], 2,4. В среднем для равнинных рек $\alpha \approx 1{,}2$, для горных $\alpha \approx 1{,}6$. Имеет немаловажное значение методика вычисления α' и α. Ниже излагается наиболее точный способ определения α' и α, предложенный в работе [18]. Имея в виду, что его применение представляет наибольший интерес для речных потоков, проиллюстрируем его на конкретном примере, наиболее близком специалистам гидрологических станций.

Пусть имеются расходы воды, измеренные гидрометрической вертушкой. По известным в гидрометрии способам строятся изотахи (рис. 2-11). Для рассматриваемого гидрометрического створа основные гидравлические элементы равны: $Q=4350$ м³/сек., $\omega=6390$ м², $v=0{,}68$ м/сек., $v_{max}=1{,}03$ м/сек., $B=1020$ м, $h_{ср}=6{,}20$ м, $h_{max}=11{,}3$ м. Профили скоростей показаны на рис. 2-12. Планиметрированием определяются площади, ограниченные изотахами, и вносятся в табл. 2-2.

Таблица 2-2

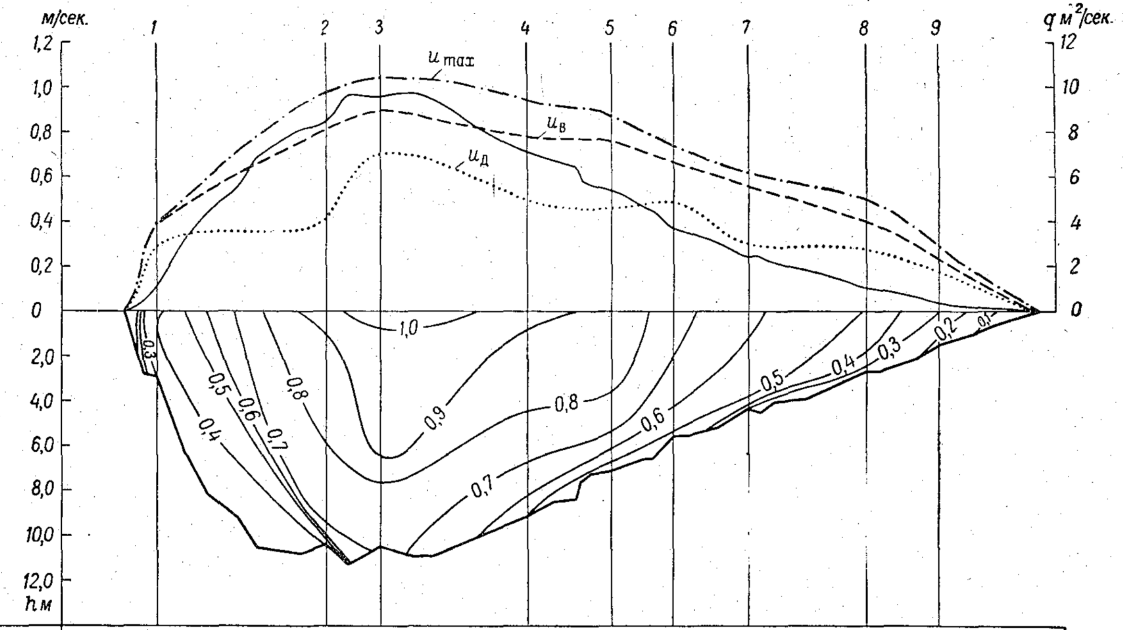
К расчету коэффициентов Буссинеска и Кориолиса (р. Волга, гидрометрический створ № 1, Поляна им. Фрунзе, 12/VIII 1967 г.)

u м/сек.	ω_u м²	$\frac{\omega_u}{\omega}$	$\frac{u}{v}$	$\left(\frac{u}{v}\right)^2$	$\left(\frac{u}{v}\right)^3$
1,0	79,1	0,0124	1,47	2,16	3,17
0,9	880	0,138	1,32	1,75	2,32
0,8	2130	0,334	1,18	1,39	1,63
0,7	3510	0,550	1,03	1,06	1,09
0,6	4350	0,681	0,88	0,78	0,69
0,5	5010	0,783	0,74	0,54	0,40
0,4	3635	0,882	0,59	0,35	0,20
0,3	6180	0,968	0,44	0,19	0,085
0,2	6350	0,994	0,29	0,09	0,030
0,1	6380	0,998	0,15	0,02	0,003
0,0	6390	1,00	0	0	0

Запишем выражение (2-61) в виде

$$\int_0^1 \frac{u}{v} \cdot \frac{d\omega_u}{\omega} = 1, \qquad (2\text{-}64)$$

где ω_u — площадь, ограниченная изотахой.



Расстояние от пост. начала (м)	70	90	106	132	164	199	217	267	291	315	351	391	412	441	455	504	513	538	549	569	585	607	642	656	675	693	728	756	771	787	824	842	886	900	943	966	994	1029	1062	1091
h м	0	2,72	2,90	6,12	8,32	9,27	10,50	10,70	10,40	11,30	10,50	11,00	10,90	10,40	10,20	9,32	9,20	8,72	8,52	8,32	7,22	7,10	6,52	6,42	5,50	5,52	5,02	4,30	4,52	4,02	3,82	3,42	2,60	2,62	2,02	1,50	1,22	0,72	0,22	0
$u_в$ м/сек.	0	0,10	0,37	0,46	0,54	0,63	0,66	0,76	0,81	0,85	0,90	0,88	0,86	0,83	0,82	0,78	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,76	0,72	0,70	0,67	0,65	0,60	0,56	0,54	0,53	0,48	0,46	0,40	0,38	0,31	0,24	0,16	0,80	0,30	0
q м²/сек.	0	0,27	1,08	2,82	4,49	5,84	6,93	8,13	8,38	9,60	9,50	9,68	9,37	8,63	8,36	7,27	7,18	6,80	6,64	6,41	5,58	5,43	4,69	4,49	3,71	3,53	3,01	2,43	2,44	2,13	1,83	1,57	1,04	1,00	0,63	0,36	0,20	0,58	0,07	0

Рис. 2-11. Живое сечение р. Волги в створе № 1, Поляна им. Фрунзе, изотахи и эпюры скоростей донных $u_д$, средних на вертикалях $u_в$, наибольших на поверхности u_{max} и расходов воды на вертикалях q (сплошная линия). Расход воды измерен 12/VIII 1967 г.

Откладывая по горизонтальной оси $\frac{\omega_u}{\omega}$, а по вертикальной $\frac{u}{v}$, получим безразмерную тахиграфическую кривую (рис. 2-13 *а*). Площадь, ограниченная этой кривой, должна быть равна единице, что является контролем вычислений и построений.

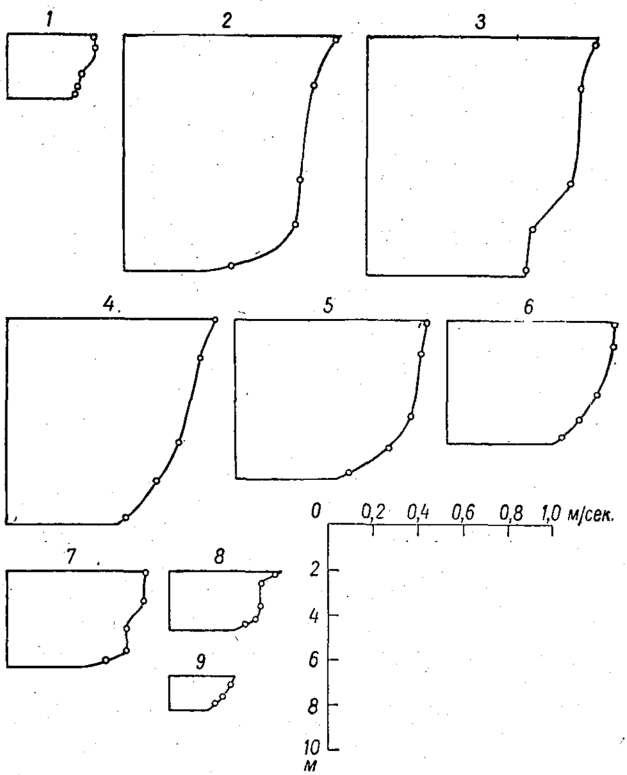


Рис. 2-12. Профили скоростей р. Волги в створе № 1, Поляна им. Фрунзе.

Запишем теперь выражение (2-62) в виде

$$\int_0^1 \left(\frac{u}{v}\right)^2 \frac{d\omega_u}{\omega} = \alpha'. \qquad (2\text{-}65)$$

Откладывая по вертикальной оси $\left(\frac{u}{v}\right)^2$, а по горизонтальной также $\frac{\omega_u}{\omega}$, получим безразмерную трансформированную тахиграфическую кривую (рис. 2-13 *б*). Площадь, ограниченная этой

кривой, численно равна коэффициенту Буссинеска α'. Наибольшая вертикальная ордината равна $\frac{1}{K_2^2}$. В данном примере $\alpha' = 1{,}07$.

Интеграл (2-63) представим в виде

$$\int_0^1 \left(\frac{u}{v}\right)^3 \frac{d\omega_u}{\omega} = \alpha. \qquad (2\text{-}66)$$

Откладывая по вертикальной оси $\left(\frac{u}{v}\right)^3$, получим также безразмерную трансформированную тахиграфическую кривую

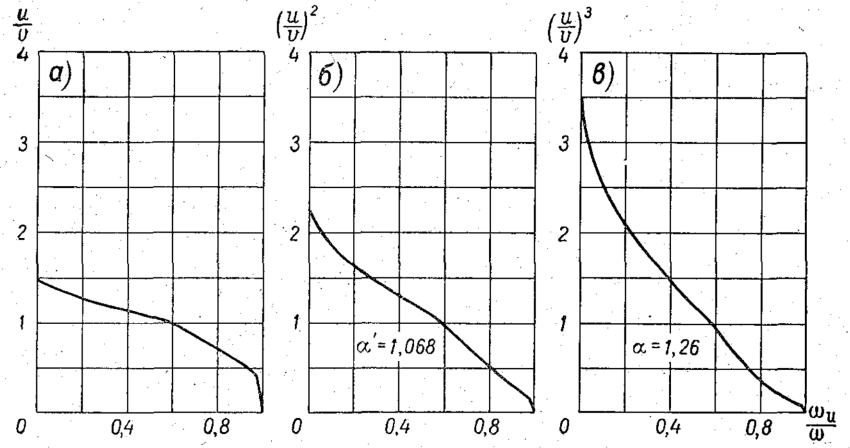


Рис. 2-13. Безразмерные тахиграфические кривые.
а — для контроля вычислений; *б* — для вычисления коэффициента Буссинеска; *в* — для вычисления коэффициента Кориолиса.

(рис. 2-13 *в*), но с наибольшим значением вертикальной ординаты $\frac{1}{K_2^3}$. Площадь, ограниченная этой кривой, численно равна коэффициенту Кориолиса α. В данном примере $\alpha = 1{,}26$. Обрабатывая таким образом гидрометрические данные, можно обобщить α' и α в форме зависимости их от числа Фруда

$$\mathrm{Fr} = \frac{v^2}{g h_{\mathrm{ср}}}.$$

Для коэффициента α равнинных и горных рек Железняков предложил формулу [9]

$$\alpha = 1 + 0{,}88\left(0{,}34 + \frac{1 + \sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}}}}{2{,}3 + 0{,}3\sqrt{\frac{\mathrm{Fr}}{I}}}\right)^2. \qquad (2\text{-}67)$$

Дальнейшая обработка гидрометрических данных по изложенной методике позволит уточнить формулу. При выводе этой формулы [18] в качестве основного кинематического параметра был принят параметр $K_2 = \frac{v}{v_{max}}$. В сложных условиях движения воды (в реках) он не вполне характеризует поле скоростей. Поэтому в дальнейшем за основу следует принять более универсальный кинематический параметр, предложенный в монографии [1],

$$p_* = \frac{v_{max} - v}{v_{пов} - v}, \tag{2-68}$$

где

$$v_{пов} = \frac{1}{\omega} \int_0^B h u_{max}\, db$$

— средняя поверхностная скорость потока, определяемая известными способами гидрометрии.

Изложенную методику обработки местных скоростей u в живом сечении можно с успехом распространить на другие элементы потока, например на интенсивность турбулентности $\frac{\sigma_u}{u}$, где σ_u — среднее квадратичное отклонение скорости, а u — осредненная скорость во времени в точке. Отметим, что в гидрометрии это понятие использовалось задолго до появления теорий турбулентности.

Обозначим $\frac{\sigma_u}{u}$ через Ве и назовем числом Великанова в честь ученого М. А. Великанова, внесшего большой вклад в разработку проблемы турбулентности с позиций речной гидрологии. Линии равной интенсивности турбулентности Ве в живом сечении располагаются закономерно: по мере приближения ко дну Ве увеличивается. Пример распределения чисел Ве для речного потока приведен в работе [27].

§ 10. Относительный дефицит средней скорости потока

Относительный дефицит D средней скорости потока v представляет собой безразмерный параметр вида

$$D = \frac{v_{max} - v}{v_*} = \sqrt{\frac{\mathrm{Fr}_{H\,max}}{I}}, \tag{2-69}$$

где $v_* = \sqrt{gRI} \approx \sqrt{gh_{ср}I}$ — динамическая скорость потока; R — гидравлический радиус, для широких рек принимаемый равным средней глубине потока $h_{ср}$; I — гидравлический уклон для участков рек с безнапорным плавноизменяющимся движением,

принимаемый равным геометрическому уклону; $\mathrm{Fr}_{\max}=\frac{v^2_{H\,\max}}{g h_{\mathrm{ср}}}$ — число Фруда, в котором за характерную скорость принят абсолютный дефицит средней скорости потока

$$v_{\max}-v=v_{H\,\max}.$$

Гидравлический смысл параметра D лучше всего поясняется с помощью тахиграфической кривой $u=u(\omega_u)$ (рис. 2-10 *а*). Очевидно,

$$D=\frac{v_{\max}\omega-\int\limits_0^{v_{\max}}\omega_u\,du}{Q_*},$$

где $Q_*=v_*\omega$ — динамический расход. Это понятие Q_* введено в литературу по гидравлике в 1950 г. [1].

Исследование параметра D представляет интерес, во-первых, в связи с изучением гидравлических сопротивлений, во-вторых, в связи с определением расходов воды в реках гидравлико-гидрометрическим способом при производстве гидротехнических изысканий и изысканий мостовых переходов, что рассматривается в главе IX.

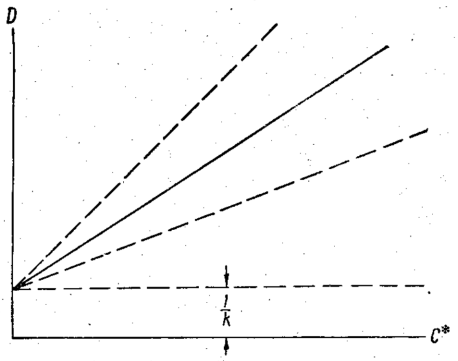


Рис. 2-14. Зависимость $D=D(C^*)$ в общем виде.

Параметр D, как известно, не является постоянной величиной, что было доказано в монографии [1], он изменяется под влиянием различных факторов. В работе [1] рассмотрено влияние на D изменений уровня воды, числа Рейнольдса, числа Фруда, коэффициента Шези, морфометрических параметров $\alpha_h=\frac{h_{\mathrm{ср}}}{h_{\max}}$, $\alpha_B=\frac{h_{\mathrm{ср}}}{B}$ и др. Было также отмечено, что с увеличением размеров потока D возрастает. Последний вывод был подтвержден позднее в работе [16] применительно к напорному потоку.

Здесь мы рассмотрим только те связи D с элементами движения, которые можно использовать в практике гидрометрических работ. В монографии [1] была исследована зависимость $D=D(C)$ в сравнительно широком диапазоне значений D и C. В результате было обнаружено возрастание D с увеличением C. Такая зависимость в общем виде показана на рис. 2-14, причем

по горизонтальной оси отложен безразмерный коэффициент Шези C^* потока, что удобнее, так как D — безразмерная величина. Опытные точки рассеиваются в форме клина, обозначенного на рис. 2-14 штриховыми линиями. Характер такой зависимости был в дальнейшем подтвержден и по другим материалам, в частности по данным В. Ф. Талмазы для рек Киргизской ССР [15].

Довольно четко проявляется линейная связь для огибающих $D=D(C^*)$ как по более ранним данным [1], так и по более поздним [15]. Это дало основание Железнякову предложить уравнение в виде

$$D=\frac{1}{k}+\frac{C^*}{C_0^*}. \tag{2-70}$$

Отметим, что аналогичная связь $D=D(C^*)$ подтвердилась и для Каракумского канала [28].

Сложность решения задачи состоит в том, что, как уже показано в § 7, параметр k является переменной величиной, а это значит, что клинообразное поле опытных точек (рис. 2-14) может смещаться по вертикали. Оказалось, что коэффициент C_0^*, представляющий собой некоторое нижнее значение C^*, также подвержен изменениям, т. е. все указанное поле опытных точек может поворачиваться.

На основании изложенного в § 7 и учитывая, что здесь рассматривается весь поток, формула для параметра k (пространственная задача) принимает вид

$$k=\frac{2}{1+C^*}+0{,}3, \tag{2-71}$$

где C^* — безразмерный коэффициент Шези для потока.

Если в формулы (2-70) и (2-71) ввести размерные коэффициенты Шези, получим:

$$D=\frac{1}{k}+\frac{C}{C_0}, \tag{2-72}$$

$$k=\frac{2\sqrt{g}}{\sqrt{g}+C}+0{,}3. \tag{2-73}$$

Коэффициент C_0^* исследован в меньшей степени. Опыт определения факторов, влияющих на C_0^*, изложен в работе [1]. Обнаружено, что C_0^* зависит от морфометрического параметра α_h. В качестве первого приближения может быть принята следующая линейная зависимость:

$$\frac{1}{C_0^*}=3{,}1\left(\alpha_{h_{\max}}-\alpha_h\right), \tag{2-74}$$

где $\alpha_{h_{\max}}$ — верхнее значение параметра α_h.

Если исходить из того, что аналогом живого сечения реки является параболическое сечение, то $\alpha_h = 0{,}67$. Анализ гидрометрических данных показывает, что в качестве верхнего значения $\alpha_{h_{max}}$ с осреднением можно принять 0,78. Поэтому среднее значение $\alpha_{h_{max}} - \alpha_h = 0{,}11$ и среднее значение $C_0^* = 2{,}9$, следовательно, $C_0 = 2{,}9\sqrt{g} = 9{,}1$ м^{0,5}/сек. Полученное среднее значение C_0 используется в настоящее время на практике. В дальнейшем желательно исследовать с привлечением обширных материалов зависимость $C_* = C_*(\alpha_h, \alpha_B)$. Отметим, что имеющиеся попытки изучить роль параметра α_B пока не дали результатов, могущих быть использованными на практике. Трудность в изучении влияния параметров α_h и α_B на относительный дефицит D, по-видимому, заключается в том, что в реках положение вертикали с наибольшей скоростью v_{max} часто не совпадает с положением вертикали с наибольшей глубиной h_{max}. В этой связи может представлять интерес использование, кроме предложенного ранее в работе [1] морфометрического коэффициента асимметрии

$$\beta_a = \frac{B_{пр} - B_л}{B}$$

(где $B_{пр}$ — расстояние от правого берега до вертикали с глубиной h_{max}, $B_л$ — то же от левого берега), кинематико-морфометрического параметра

$$\beta_{а.\ к\text{-}м} = \frac{b_a}{B}$$

(где b_a — расстояние между положениями вертикалей с наибольшей скоростью и наибольшей глубиной).

Формула (2-70) после введения в нее вместо коэффициента Шези коэффициента Дарси принимает вид

$$D = \frac{1}{k} + \frac{\sqrt{8}}{C_0^* \sqrt{\lambda}}. \qquad (2\text{-}75)$$

При $C_0^* = 2{,}9$ получим формулу, предложенную в работе [22],

$$D = \frac{1}{k} + \frac{1}{\sqrt{\lambda}}. \qquad (2\text{-}76)$$

Такая запись формулы может представлять интерес для напорного потока. При неравномерном и неустановившемся движении воды зависимость $D = D(C^*)$ осложняется. Приводим некоторые результаты изучения относительного недостатка средней скорости потока при неустановившемся движении [29].

Значения D для неустановившегося потока подсчитаны по результатам исследований попусковых волн на р. Тверце в нижнем бьефе Новотверецкой ГЭС, проведенных Государственным

гидрологическим институтом [30]. Подсчеты величин D сделаны для нескольких гидрометрических створов, расположенных ниже ГЭС. Наибольший расход воды в створе ГЭС достигал 130 м^3/сек. Уклоны поверхности воды на исследуемом участке реки были характерными для равнинных рек (в среднем 0,00025, но не более 0,001). При наибольшем попуске уровень воды непосредственно ниже ГЭС повышался на 1,7 м. Было подсчитано большое число значений D и столько же значений коэффициентов Шези $C=\frac{v}{\sqrt{h_{ср}I}}$ и инерционных членов I_t дифференциального уравнения неустановившегося движения; при этом I_t вычислялось как $\frac{1}{g}\cdot\frac{\Delta v}{\Delta t}$ при очень малых значениях Δt, чаще всего 5—10 мин. и реже 15—30 мин. Значения I_t относились к серединам интервалов $2\Delta t$. Отношение $\frac{I_t}{I}$ изменялось в основном от 0 до 0,25, достигая в ряде случаев 0,50. Коэффициент Шези изменялся от 20 до 45 м^{0,5}/сек., снижаясь в ряде случаев до 5 м^{0,5}/сек. и увеличиваясь до 60 м^{0,5}/сек.

Построенные зависимости $D=D\,(H)$ (H — уровень воды) не дают оснований утверждать о закономерном изменении D с уровнем, однако во всех случаях обнаружено несовпадение D на подъеме и спаде уровней. При этом отмечается различное расположение кривых $D=D\,(H)$ по отношению друг к другу, соответствующее различным попускам и гидростворам. Для того чтобы определить возможное влияние I_t на D, были построены графики $D=D\,(C)$, на которых выделены точки, соответствующие установившемуся движению и неустановившемуся (на подъеме и спаде). Зависимость $D=D\,(C)$ оказалась близкой к линейной, т. е. такая же, как и для рек при установившемся движении в условиях образования естественных паводков, т. е. с малыми значениями I_t. Далее были построены зависимости $\frac{\Delta D}{D}$ от $\frac{I_t}{I}$, где ΔD — отклонение D от среднего положения прямой $D=D\,(C)$. Четкого влияния $\frac{I_t}{I}$ на указанное отклонение не обнаруживается.

Таким образом, можно констатировать, что установленная зависимость $D=D(C)$ в форме (2-70) сохраняет силу для речных потоков в естественных условиях и в условиях образования попусковых волн. Однако этот вывод нуждается в существенном дополнении. В ходе вычислений были обнаружены очень малые и большие значения D, сильно уклоняющиеся от осредненной прямой зависимости типа (2-72). На рис. 2-15 приведен пример такой зависимости для р. Тверцы.

Очень низкие и очень высокие значения D, а также и C встречаются сравнительно редко, примерно 1—2 раза на каждую волну попуска. Амплитуда D снижается, если принять во

внимание D за пределами хотя бы небольшой стабилизации неустановившегося движения. В качестве такого периода стабилизации можно принять $\Delta t = 15 \div 20$ мин., поскольку очень резкие колебания расходов воды укладываются чаще в этом интервале

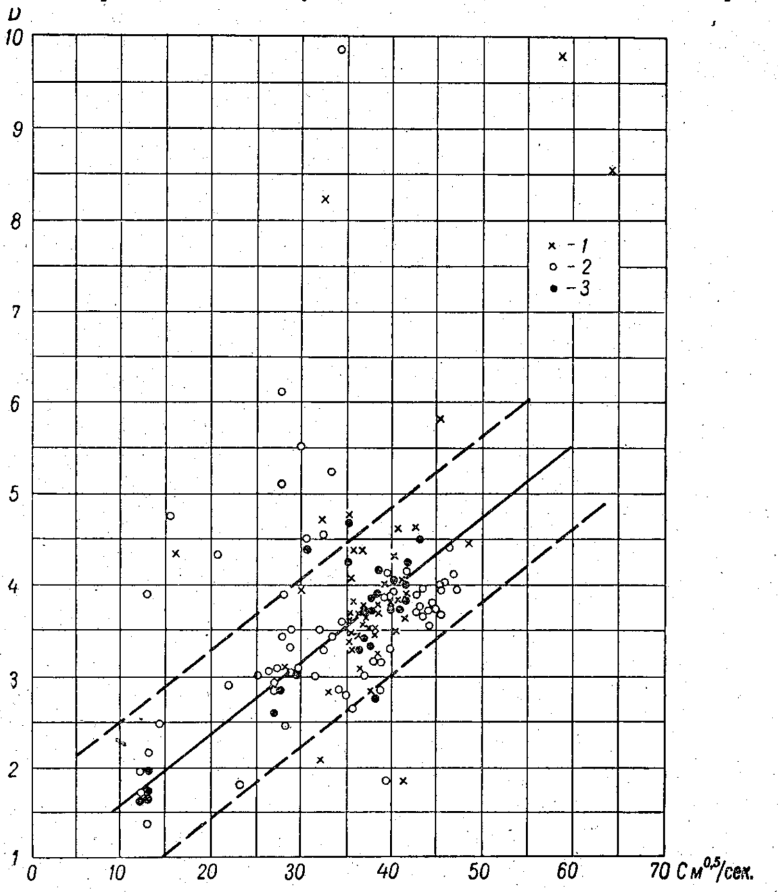


Рис. 2-15. Зависимость D от C в условиях образования попусковых волн (р. Тверца).

1 — положительные волны; *2* — отрицательные волны; *3* — установившееся движение.

времени. Были подсчитаны значения D и C отдельно для положительных и отрицательных волн попусков.

Отмечено, что положительные волны характеризуются возрастанием C, а отрицательные убыванием. Такая констатация в отношении C, насколько известно, не была сделана ранее на основе опытных данных. С этим необходимо считаться при измерении расходов воды гидравлико-гидрометрическим способом

и при использовании коэффициентов Шези в гидравлических расчетах.

Амплитуда D заметно снижается при учете периода стабилизации, однако в изменении D не обнаруживается явной зависимости от характера волны — положительной или отрицательной. Отметим, что для р. Тверцы на начальном участке ниже Новотверецкой ГЭС в целом значения D оказались более низкими, чем обычно для речного потока.

Нарушение связи D с C чаще наблюдается в пределах отрезка времени Δt. Значительный разброс точек на зависимостях D с C (рис. 2-15) соответствует резким колебаниям расходов воды Q, скоростей v, глубин, что свидетельствует о нестабильности неустановившегося движения воды в период времени, который здесь назван периодом стабилизации Δt. На рис. 2-15 точки, выходящие за пределы, показанные штриховыми линиями, соответствуют периоду Δt или меньше его. В изменении D и C во времени наблюдается еще и асинхронность, что также является причиной разброса точек. Отмеченная асинхронность в ходе D и C, по-видимому, объясняется разной аккумулирующей способностью русла при разных степенях его наполнения.

Представляет интерес изучение зависимости $D=D(\mathrm{Fr}_\Gamma)$, где $\mathrm{Fr}_\Gamma=\frac{v^2\Gamma^2}{g}$, а $\Gamma=\frac{\sqrt{B}}{h_{\text{ср}}}$, позволяющей обнаруживать специфические зоны значений D, обусловленные величиной критерия подобия Fr_Γ [29].

Глава III

ДОННЫЕ СКОРОСТИ ОТКРЫТЫХ ПОТОКОВ

Донные скорости открытых потоков являются важной кинематической характеристикой; их определение обычными методами гидрометрии встречает значительные трудности. Вопрос о расчете донных скоростей поставлен в работе [1], где, в частности, обращено внимание на важность его при гидравлических расчетах больших мостов, а также транспортирующей способности потока.

В монографии [31] мы находим констатацию несовершенства методики изучения движения донных наносов именно в связи с тем, что экспериментаторы мало уделяли внимания придонным скоростям. Изучению донных скоростей посвящено сравнительно небольшое число исследований, поэтому вопрос этот пока не имеет окончательного решения. Достаточно указать, что до настоящего времени нет полной ясности в том, на какой глубине следует измерять придонную скорость, наилучшим образом характеризующую деформацию дна потока. По-видимому, можно считать, что она соответствует скорости на нижней границе турбулентного ядра потока.

Еще большую ясность в постановку задачи можно внести, если за придонную скорость принять скорость на глубине, где продольная составляющая пульсационной скорости имеет максимум. Исследованиями И. К. Никитина [11] установлено, что именно на этой глубине наблюдается максимальное значение коэффициента корреляции между продольными и вертикальными составляющими скорости, и, следовательно, можно предполагать, что скорость, соответствующая этой глубине, будет удовлетворительно характеризовать взаимодействие потока с подвижным дном. Разумеется, скорость на границе турбулентного ядра не является абсолютной характеристикой усилий, возникающих на границе потока и дна, но она является достаточно объективной их косвенной характеристикой. Очевидно, этот вопрос требует дополнительной разработки.

В этой главе излагается расчет местных донных скоростей, т. е. донных скоростей на вертикалях, расчет распределения скоростей по ширине потока и средней донной скорости. Задача решается применительно к открытым потокам, имея в виду главным образом реки на участках гидрометрических створов, где движение воды близко к равномерному.

В качестве теоретической основы принимается профиль местных скоростей с конечным значением скорости у дна, поэтому вместо термина «придонная скорость» в дальнейшем используется условно термин «донная скорость». За опытные значения донных скоростей принимаются скорости, полученные экстраполяцией профилей скоростей до дна [1].

§ 11. Местная донная скорость

Знание местных донных скоростей потока $u_д$ приобретает все большее значение в связи с изучением деформации дна и транспорта донных наносов, расчетом крепления русел и проч. Трудности непосредственного измерения донных местных скоростей обусловлены сравнительно большими размерами лопастных винтов гидрометрических вертушек, вследствие чего, приближая прибор близко ко дну или стенке потока, нарушается поле скоростей. В потоках же с деформируемым дном при очень близком расположении прибора ко дну возникает местный размыв и еще в большей степени искажаются донные скорости потока. Поэтому возникает вопрос о расчете донных скоростей по другим измеренным элементам потока. В зависимости от наличия исходных гидрометрических материалов методика расчетов $u_д$ будет разной. Пусть известны скорости u, измеренные в трех точках и более на вертикали. В этом случае $u_д$ можно определить экстраполяцией безразмерного профиля скоростей. Последний строится так: по вертикали откладываются $\eta = \frac{y}{h}$, а по горизонтали $\vartheta = \frac{u}{u_{max}}$ в одинаковых масштабах. Для скоростных точек в 0,2; 0,6 и т. д. от глубины h η соответственно равно 0,8; 0,4 и т. д., так как y отсчитывается от дна; для точки у дна необходимо подсчитать $\eta_{дно}$ делением расстояния от низа груза до оси вертушки на h. Скорость u_{max} определяется экстраполяцией размерного профиля скоростей; эта скорость близка к $u_{0,2}$. Построив график $\eta = \eta(\vartheta)$ графической экстраполяцией при $\eta = 0$, находим $\vartheta_д$, откуда $u_д = \vartheta_д u_{max}$. Экстраполяция безразмерного профиля скоростей для определения $u_д$ исключает влияние неизбежных различий в масштабах u и h разных потоков.

При отсутствии измеренных на вертикалях скоростей или при измеренных только поверхностных скоростях u_{max}, или при известной средней скорости на вертикали $u_в$ скорость $u_д$ можно рассчитать теоретически.

При $\eta=0$ относительный недостаток местной донной скорости равен

$$\varphi_{д}=\frac{u_{max}-u_{д}}{u_{*}}.$$

Подставляя $\eta=0$ в формулу (2-4), получим

$$u_{д}=u_{max}-\frac{\pi\sqrt{2}}{2k_{4}}u_{*}. \qquad (3\text{-}1)$$

Учитывая, что $k_4=0{,}56k$ (§ 5), последнюю формулу перепишем в виде

$$u_{д}=u_{max}-\frac{4u_{*}}{k}. \qquad (3\text{-}2)$$

Решая уравнения (3-1) и (2-18), получим

$$u_{д}=u_{в}-\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{\sqrt{2}}{0{,}56k}-\frac{1}{k}\right)u_{*}. \qquad (3\text{-}3)$$

После вычисления множителя перед u_* найдем

$$u_{д}=u_{в}-\frac{3u_{*}}{k}. \qquad (3\text{-}4)$$

Параметр k определяется по формуле (2-32).

§ 12. Расчет распределения донных скоростей по ширине потока

На основании полученных в § 11 формул представляется возможным предложить методику расчета распределения донных скоростей по ширине речного потока. В зависимости от наличия исходных гидрометрических материалов методика расчета донных скоростей будет разной.

При известных u_{max} или $u_в$ можно непосредственно воспользоваться формулами (3-2) и (3-4) и построить эпюру распределения $u_д$ по ширине потока. Представляет интерес расчет $u_д$ при отсутствии измеренных скоростей в живом сечении. Пусть известен расход воды, профиль живого сечения потока и уклон I. Расход воды определен по кривой $H=H(Q)$ или перенесен с гидрометрического створа в расчетный створ.

Расход Q представим, выражая коэффициент $C_в$ по формуле Н. Н. Павловского, следующим образом:

$$Q=\int_{0}^{B}q\,db=\int_{0}^{B}\frac{h^{y}}{n}\,h\sqrt{hI}\,db.$$

Обозначая $\frac{\sqrt{I}}{n} = m_*$, из предыдущего выражения найдем

$$m_* = \frac{Q}{\int\limits_0^B h^{1,5+y}\, db}. \qquad (3\text{-}5)$$

Имея в виду, что среднюю скорость на вертикали $u_в$ можно вычислить уже при известном m_* по формуле

$$u_в = m_* h^{0,5+y}, \qquad (3\text{-}6)$$

выражение для донной скорости на вертикали из (3-4) получим в виде

$$u_д = m_* h^{0,5+y} - \frac{3}{k} u_*. \qquad (3\text{-}7)$$

Так как для естественных потоков нельзя установить аналитически вид функции $h^{1,5+y}(b)$, задача решается графическим способом.

Сначала находим y по формуле Н. Н. Павловского

$$y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{h}(\sqrt{n} - 0{,}10). \qquad (3\text{-}8)$$

Коэффициент шероховатости n принимается в соответствии с описанием участка реки, затем строится график $h^{1,5+y}(b)$, аналогичный профилю живого сечения, с той разницей, что вместо h откладываем $h^{1,5+y}$. Интеграл в формуле (3-5) определяется планиметрированием, после чего по формуле (3-5) вычисляется m_*. Динамическая скорость вычисляется по выражению $u_* = \sqrt{ghI}$ В результате получим $u_д$ в разных точках дна живого сечения потока; затем строится план донных скоростей. Если принять $y = \frac{1}{6}$, то интеграл в формуле (3-5) определяется по графику $h^{5/3}(b)$, а формула (3-7) принимает вид

$$u_д = m_* h^{2/3} - \frac{3}{k} u_*. \qquad (3\text{-}9)$$

При отсутствии измеренных уклонов поверхности воды динамическая скорость может быть определена по формуле

$$u_* = \frac{\sqrt{g}}{C_в} u_в = \frac{\sqrt{g} m_* h^{0,5+y}}{C_в}. \qquad (3\text{-}10)$$

При $y = \frac{1}{6}$

$$u_* = \frac{\sqrt{g} m_* h^{2/3}}{C_в}. \qquad (3\text{-}11)$$

Входящий в формулы (3-7) и (3-9) параметр k на основе формулы (2-32) можно представить в виде

$$k_{в} = \frac{\sqrt{g}}{C_{*в}}, \tag{3-12}$$

где

$$C_{*в} = \frac{\sqrt{g} + C_{в}}{2{,}3 + 0{,}3\,\frac{C_{в}}{\sqrt{g}}}. \tag{3-13}$$

Для проверки и сопоставления различных методик расчетов $u_{д} = u_{д}(b)$ выполнено исследование распределения донных скоростей по восьми гидрометрическим створам [32], основные сведения о которых приведены в табл. 3-1. Гидрометрические

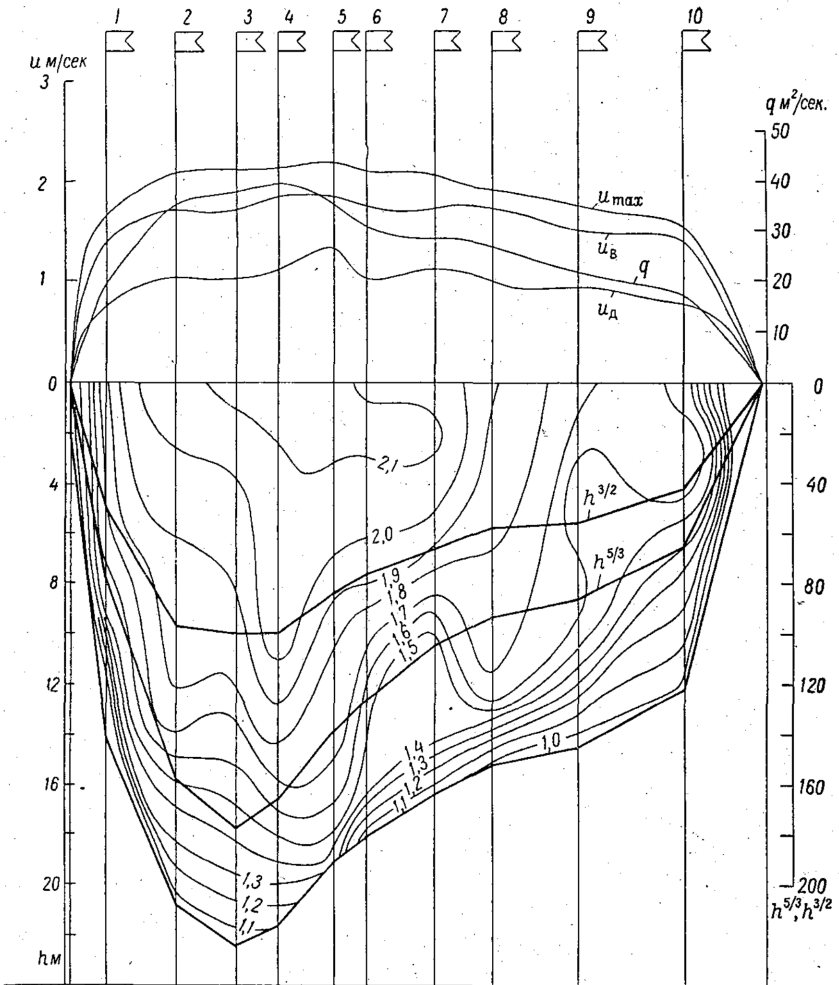
Таблица 3-1

Гидравлические элементы речных потоков

№ п/п.	Река	Створ	Q м³/сек.	ω м²	v м/сек.	B м	$h_{ср}$ м	n
1	Волга	Поляна им. Фрунзе, № 1	8 970	9 760	0,92	1210	8,1	0,024
2	»	То же	4 350	6 390	0,68	1020	6,2	0,024
3	»	Поляна им. Фрунзе, № 2	35 200	21 700	1,62	1400	15,5	0,024
4	»	То же	20 200	16 200	1,24	1300	12,5	0,024
5	Ока	Муром	5 580	6 182	0,90	860	7,2	0,024
6	»	»	434	798	0,54	435	1,83	0,024
7	Устье	Дуброво	152	155	0,95	47,4	3,27	0,027
8	»	»	3,48	24,4	0,14	16,3	1,50	0,062

створы были подобраны таким образом, чтобы иметь большой диапазон изменения расходов воды. Значения коэффициентов шероховатости n для всех створов, за исключением створов р. Волги, где не были измерены уклоны водной поверхности, подсчитаны по гидравлическим элементам потока, исходя из формулы Павловского при $y = \frac{1}{6}$. Для створов р. Волги n определено в соответствии с описанием участка реки. Последовательность вычисления в виде примера приведена в табл. 3-2 для створа, показанного на рис. 3-1.

Кроме того, для каждого гидрометрического створа строились профили скоростей, по которым с помощью экстраполяции определялись $u_{д}$, принимавшиеся за фактические. Для того чтобы иметь полное представление об особенностях движения потока, строились изотахи, эпюры распределения $u_{д}$, $u_{в}$, u_{max} и q (рис. 3-1), где u_{max} — наибольшая (поверхностная) скорость,



$b_{п.н}$ м	10	76	213	338	424	534	606	733	850	1018	1232	1390
h м	0,0	13,8	20,9	22,4	21,6	19,1	18,1	16,4	15,2	14,6	12,2	0,0
$u_в$ м/сек.	0,00	1,42	1,72	1,70	1,84	1,87	1,71	1,71	1,73	1,49	1,43	0,00
q м²/сек.	0,00	19,61	35,90	38,10	39,70	35,70	30,90	28,10	26,30	21,60	17,45	0,00

Рис. 3-1. Живое сечение р. Волги в створе № 2, Поляна им. Фрунзе, при $Q = 35\,200$ м³/сек. с изотахами и различными характеристиками потока.

Таблица 3-2

Пример расчета распределения донных скоростей по ширине потока

Река Волга, гидроствор Поляна им. Фрунзе, № 2, $Q = 35\,200$ м³/сек., $m_* = 0{,}244$ м$^{1/3}$/сек.

№ скоростной вертикали	h м	$h^{2/3}$ м$^{2/3}$	$h^{5/3}$ м$^{5/3}$	$m_* h^{2/3}$ м/сек.	$C_в$ м^{0,5}/сек.	$C_{*в}$ м^{0,5}/сек.	u_* м/сек.	k	$\frac{3}{k} u_*$ м/сек.	$u_д$ м/сек.
1	13,0	5,76	79,6	1,40	64,5	7,97	0,0680	0,393	0,52	0,88
2	20,9	7,59	158,5	1,85	69,1	8,10	0,0838	0,387	0,65	1,20
3	22,4	7,93	178,0	1,94	70,0	8,12	0,0869	0,386	0,68	1,26
4	21,6	7,76	166,0	1,89	69,5	8,10	0,0851	0,387	0,66	1,23
5	19,1	7,12	138,0	1,74	68,1	8,08	0,0800	0,388	0,62	1,12
6	18,1	6,89	126,0	1,68	67,5	8,07	0,0780	0,388	0,60	1,08
7	16,4	6,47	104,8	1,58	66,4	8,03	0,0746	0,390	0,57	1,01
8	15,2	6,14	93,3	1,50	66,4	8,03	0,0708	0,390	0,54	0,96
9	14,5	5,93	85,8	1,45	64,9	8,00	0,0700	0,392	0,54	0,91
10	12,2	5,29	64,6	1,29	63,1	7,94	0,0640	0,394	0,49	0,80

$q = u_в h$ — расход воды на вертикали. На этом рисунке $b_{п.н}$ — расстояние от постоянного начала.

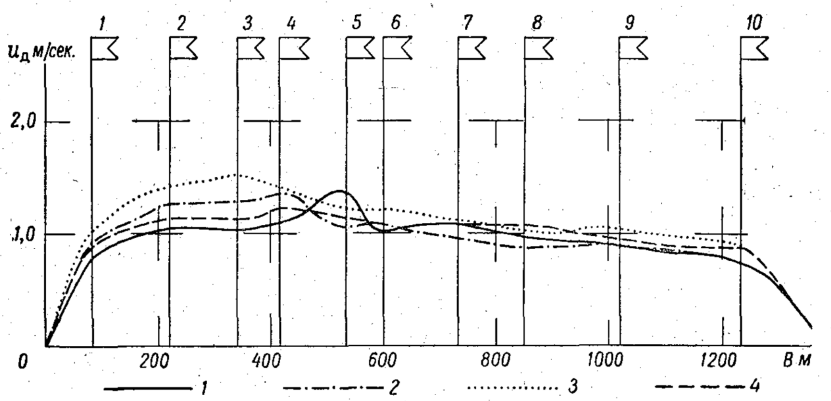


Рис. 3-2. Распределение донных скоростей по ширине р. Волги в створе № 2, Поляна им. Фрунзе, при $Q = 35\,200$ м³/сек.

1 — по измерениям; *2* — по формуле (3-9); *3* — по формуле (3-9) при $k = 0{,}54$; *4* — по формуле (3-14).

Для всех гидрометрических створов были построены совмещенные планы распределения донных скоростей по ширине потока, фактических и рассчитанных по формуле (3-9), а также по этой же формуле, но при $k = 0{,}54$. На рис. 3-2 в виде примера приведены планы фактических и рассчитанных донных скоростей для створа, показанного на рис. 3-1. Рассмотрение их показало

что формула (3-9), а следовательно, и формула (3-7) дают более точные результаты, чем при $k=0{,}54$, поэтому введение в расчеты переменного параметра k целесообразно. Однако эта формула так же, как и при $k=0{,}54$, в большинстве случаев дает завышенные значения донной скорости на вертикалях, расположенных в местах резкого понижения дна или на крутом откосе берега.

Несоответствие рассчитанной и измеренной донных скоростей на подобных участках сечения объясняется тем, что формула (3-9) не учитывает влияния берегов и резких изменений профиля дна, приводящих к переформированию эпюр скоростей на вертикалях.

Придонная часть эпюры скорости на таких участках, по-видимому, благодаря влиянию вихрей, образующихся на наклонной поверхности дна, будет иметь бо́льшие градиенты скорости, чем при плоском горизонтальном дне. Поэтому формулы (3-7) и (3-9), как составленные для случая плоского движения, могут давать завышенные значения донных скоростей.

На рис. 3-2 приведена также эпюра распределения донных скоростей, полученная на основе формулы

$$u_д = m_{*в} h^{0,5+y} - \frac{3}{k} u_*, \tag{3-14}$$

где

$$m_{*в} = \frac{q}{h^{1,5+y}} \tag{3-15}$$

представляет собой параметр m_* на вертикали.

На рис. 3-2 видно, что донные скорости, рассчитанные по формуле (3-14), лучше, чем рассчитанные по другим формулам, согласуются с наблюденными.

При практическом применении формулы (3-14) для определения параметра $m_{*в}$ необходимо знать распределение элементарных расходов по ширине потока. Здесь могут встретиться два случая: 1) известна эпюра распределения расходов q, 2) известен только расход Q. В первом случае применяется формула (3-14), во втором — формула (3-7) или (3-9).

Дальнейшее улучшение формулы вида (3-9) возможно на основе уточнения параметра m_*. Очевидно, параметр m_*, определенный для всего живого сечения, не может в полной мере характеризовать влияние всех факторов на формирование скоростного поля. Возможно, что параметр m_* должен отыскиваться для некоторой оптимальной части живого сечения, тяготеющей к расчетной вертикали, ширина которой будет определяться профилем дна и его шероховатостью. В дальнейшем необходимо выполнить исследования в этом направлении. В настоящее же время можно рекомендовать расчет параметра m_* для отдельных характерных частей живого сечения.

§ 13. Средняя донная скорость потока

Выражение для средней донной скорости потока $v_д$ в общем виде записывается (согласно определению этого понятия) следующим образом:

$$v_д = \frac{1}{\omega}\int_{\omega} q_д\, db = \frac{1}{\omega}\int_{\omega} u_д h\, db, \qquad (3\text{-}16)$$

где $q_д$ — расход воды на вертикали, подсчитанный по донной скорости $u_д$. Очевидно, что $q_д < q < q_ф$.

Будем исходить из формулы донной скорости на вертикали (3-4). Перемножив все члены этого уравнения на глубину h и элементарную ширину db, а затем перейдя к уравнению в интегральной форме и поделив его на ω, получим

$$\frac{1}{\omega}\int_0^B u_д h\, db = \frac{1}{\omega}\int_0^B u_в h\, db - \frac{1}{\omega}\cdot\frac{3}{k}\int_0^B h u_*\, db.$$

Левая часть этого уравнения есть средняя донная скорость потока $v_д$, а первый член правой части — средняя скорость потока v, поэтому

$$v_д = v - \frac{3\sqrt{gI}}{k\omega}\int_0^B h^{3/2}\, db.$$

Перемножив и поделив второй член правой части этого уравнения на $\sqrt{h_{ср}}$, получим

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

поэтому

$$v_д = v - \frac{3\beta_* v_*}{k}, \qquad (3\text{-}17)$$

где β_* — коэффициент формы живого сечения потока, учитывающий неравномерность распределения глубин по его ширине, равный

$$\beta_* = \frac{1}{\omega\sqrt{h_{ср}}}\int_0^B h^{3/2}\, db. \qquad (3\text{-}18)$$

Учитывая, что $k = \frac{\sqrt{g}}{C_*}$ (пространственная задача), где

$$C_* = \frac{\sqrt{g} + C}{2{,}3 + 0{,}3\frac{C}{\sqrt{g}}}, \qquad (3\text{-}19)$$

получим

$$v_д = v - \frac{3\beta_* C_* v_*}{\sqrt{g}},$$

или

$$v_д = v\left(1 - \frac{3\beta_* C_* v_*}{\sqrt{g}\, v}\right).$$

Так как $\frac{v_*}{\sqrt{g}\, v} = 1/C$, то [33]

$$v_д = v\left(1 - \frac{3\beta_* C_*}{C}\right). \qquad (3\text{-}20)$$

Таблица 3-3

Расчет средних донных скоростей

Река	Створ	v м/сек.	C $м^{0,5}/сек.$	C_* $м^{0,5}/сек.$	β_*	$v_д$ м/сек. по расчету	$v_д$ м/сек. фактическая
Волга	Поляна им. Фрунзе, № 1	0,92	59,0	7,82	1,06	0,53	0,49
»	То же	0,68	55,0	7,69	1,01	0,39	0,41
»	Поляна им. Фрунзе, № 2	1,62	66,0	8,02	1,00	1,03	1,03
»	То же	1,24	63,0	7,92	1,06	0,76	0,82
Ока	Муром	0,90	58,0	7,78	1,06	0,52	0,53
»	»	0,54	47,0	7,36	1,20	0,23	0,23
Устье	Дуброво	0,95	45,1	7,30	1,25	0,37	0,57
»	»	0,14	17,7	5,20	1,00	0,02	0,07

В табл. 3-3 представлены расчеты средних донных скоростей по формуле (3-20) и фактические донные скорости $v_д$, а на рис. 3-3—графическое сопоставление донных скоростей, рассчитанных по этой формуле, со средними донными фактическими скоростями. Последние получены по экстраполированным кривым скоростей на вертикалях с определением $u_д$, а затем по формуле (3-16) способом графического интегрирования. На рис. 3-3 видно, что формула (3-20) дает удовлетворительные результаты.

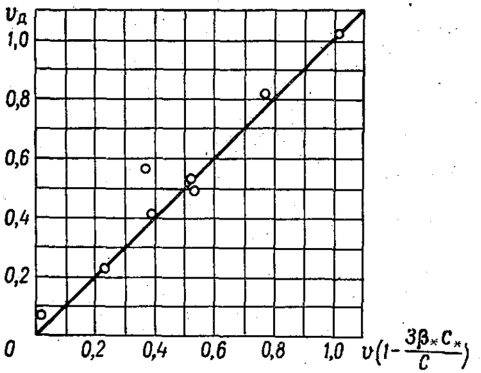


Рис. 3-3. Сопоставление формулы (3-20) с опытными данными.

При расчете средней донной скорости коэффициент Шези определяется из формулы равномерного движения, а при отсутствии

измеренных уклонов поверхности воды — по формуле Н. Н. Павловского при принятом коэффициенте шероховатости.

Величина C_* рассчитывается по формуле (3-19) (табл. 3-4), в которую в отличие от $C_в$ входит C всего потока, параметр β_* — по формуле (3-18). Интеграл, входящий в эту формулу, равен площади, ограниченной эпюрой $h^{3/2}$ (рис. 3-1).

Таблица 3-4

Значения C_* по формуле (3-19)

C $м^{0,5}/сек.$ . .	1,0	5,0	7,5	10	15	20	30
C_* $м^{0,5}/сек.$ . .	1,72	2,93	3,56	4,03	4,85	5,49	6,40
C $м^{0,5}/сек.$ . .	40	50	60	70	80	90	100
C_* $м^{0,5}/сек.$ . .	7,03	7,49	7,84	8,12	8,34	8,53	8,68

О параметре β_* более подробно изложено в главе VIII.

Формула (3-20) имеет определенный предел применимости. Чтобы решить этот вопрос, перепишем ее в следующем виде:

$$K_з = \frac{v_д}{v} = 1 - \frac{3\beta_* C_*}{C}. \qquad (3\text{-}21)$$

Так как $\frac{v_д}{v}$ — величина существенно положительная, то формула (3-21) применима при условии:

$$\frac{3\beta_* C_*}{C_п} \leqslant 1.$$

Так как $C_* = C_*(C)$, то в конечном итоге предел применимости формулы (3-21) определяется коэффициентом Шези C и параметром β_*. На рис. 3-4 дан график $K_з = K_з(C, \beta_*)$, составленный по формуле (3-21). Во-первых, на графике отчетливо видно, что чем больше неравномерность распределения глубин по живому сечению, т. е. чем больше β_*, тем меньше $K_з$, а следовательно, и скорость $v_д$. Это вполне соответствует представлению о движении потока в руслах сложной формы. Предел применимости формулы (3-21) выражается горизонтальными отрезками на оси $C = C_п$ при $K_з = 0$. Чем больше β_*, тем больше $C_п$. Появление предела применимости формулы (3-21) является ее недостатком, однако этот недостаток проявляется при сравнительно малых C [33].

Вопрос о донных скоростях потока один из сложных и мало изученных. Это прежде всего относится к потокам с деформируемым дном, т. е. к рекам. Если учесть, что транспорт донных наносов зависит в первую очередь от донных скоростей, то становится понятным, насколько актуальна проблема донных ско-

ростей. При неравномерном движении воды в размываемых руслах (в нижних бьефах плотин, а также дорожных водопропускных сооружений, в подмостовых руслах и др.) вопрос о расчете донных скоростей еще больше осложняется [34]. Для того чтобы

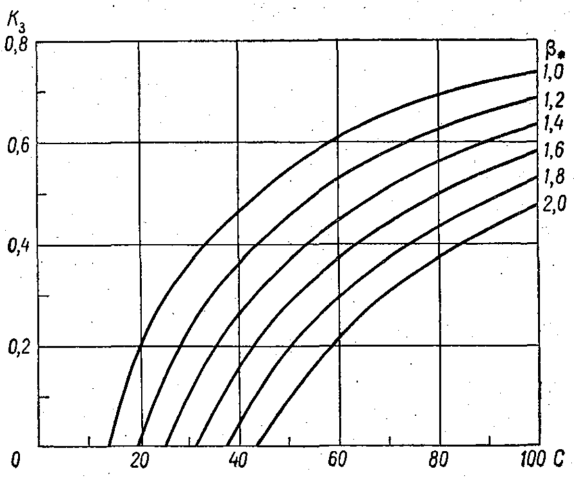


Рис. 3-4. Зависимость $K_з = K_з(C, \beta_*)$ по формуле (3-21).

существенно улучшить формулы донных скоростей, необходимо ввести в них в качестве переменных параметров характеристики турбулентности (интенсивность турбулентности, т. е. число Be, локальное число Струхаля St и др.).

Глава IV

ОТНОС ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ ПРИБОРОВ В ОТКРЫТОМ ПОТОКЕ

При больших глубинах потока гидрометрические приборы опускаются на тросе. В результате воздействия течения жидкости на трос и прибор глубина его погружения оказывается меньше длины вытравленного троса. Кроме того, прибор смещается вниз по течению от вертикали, проходящей через точку подвеса прибора. Под гидрометрическим прибором здесь понимается гидрометрический груз (лот) или груз вместе с гидрометрической вертушкой или другим прибором.

Как известно, вес груза и диаметр троса назначаются с учетом скорости течения воды и глубины потока. Желательно, чтобы относ троса и груза был минимальным, однако при этом необходимо стремиться к уменьшению веса груза. Особый интерес представляет вопрос о выходе приборов на заданную глубину. Возможна также постановка задачи о выборе такого диаметра троса и веса груза, при которых в соответствии с заданной точностью измерений глубин не потребуется вводить поправок на относ приборов. Это могло бы создать теоретическую основу для производства измерений по ходу гидрометрического судна.

При работе с высоко подвешенных гидрометрических мостов и люлек сказывается провисание надводной части троса под действием собственного веса. Совокупность перечисленных задач относится к проблеме относа гидрометрических приборов течением, которая в гидрометрии поставлена сравнительно давно. Было предложено немало различных решений, однако основополагающая работа в этой области А. Н. Крылова [35] не была в должной мере использована в гидрометрии. Основываясь на идеях А. Н. Крылова, в недавнее время Д. Я. Раткович [36] разработал теорию относа гидрометрических приборов в открытых потоках (при консультации Г. В. Железнякова).

В этой главе указанная теория изложена применительно только к речной гидрометрии. Ряд вопросов этой теории, представляющих интерес для морской гидрометрии, опущен. Счи-

таем нужным привести некоторые примеры расчетов глубины погружения гидрометрических приборов, так как предложенная Ратковичем система введения поправок к длине вытравленного троса и другие его предложения отличаются очевидными преимуществами.

§ 14. Общее уравнение гибкого троса в открытом потоке

Поместим в поток груз, подвешенный на гибком тросе (рис. 4-1). Форма гибкого троса зависит от сил, действующих как на сам трос, так и на гидрометрический груз. Угол отклонения троса от вертикали φ является переменной величиной,

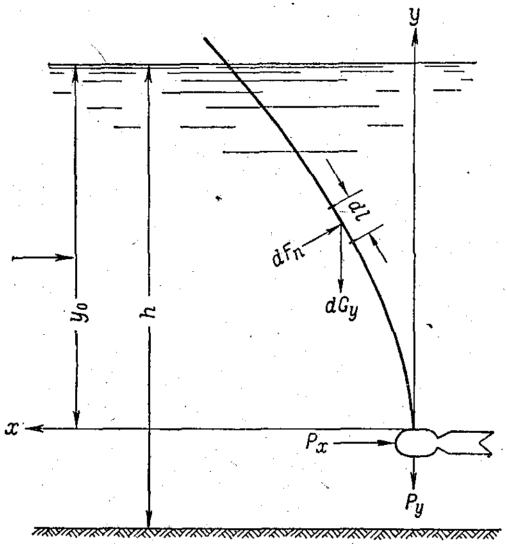


Рис. 4-1. Схема сил, действующих на подводную часть троса и груз.

т. е. $\varphi=\varphi(x, y)$. Начало координат помещено в точке присоединения троса к грузу. Ось y направлена вертикально вверх, а ось x — против течения воды.

Согласно определению понятия гибкой нити (троса), равнодействующая сил, приложенных ниже какого-нибудь ее сечения, направлена по касательной к продольной оси троса в данном сечении. Следовательно, производная $\frac{dx}{dy}$ определится по уравнению

$$\frac{dx}{dy}=\operatorname{tg}\varphi=\frac{\Sigma X}{\Sigma Y}=\frac{-P_x-F_x}{-P_y-G_y+F_y}, \qquad (4\text{-}1)$$

где ΣX — сумма горизонтальных проекций сил; ΣY — сумма вертикальных проекций сил; P_x — лобовое сопротивление груза; F_x — проекция лобового сопротивления троса на ось x; P_y — вес груза в воде; G_y — вес троса; F_y — проекция лобового сопротивления троса.

Уравнение (4-1) перепишем в виде

$$\frac{dx}{dy} = \frac{P_x + F_x}{P_y + G_y - F_y}. \tag{4-2}$$

Рассмотрим более подробно силы, входящие в это уравнение.

Лобовое сопротивление груза P_x равно

$$P_x = C_x \rho \Omega \frac{u^2}{2}, \tag{4-3}$$

где C_x — коэффициент лобового сопротивления груза; ρ — плотность воды; Ω — площадь миделева сечения груза; u — местная скорость в точке расположения груза.

Вес груза в воде P_y равен

$$P_y = P\left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_г}\right),$$

где P — вес груза в воздухе; γ — удельный вес воды; $\gamma_г$ — удельный вес груза.

Вес троса G_y в воде равен

$$G_y = p \int_0^y \sqrt{1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)^2}\, dy, \tag{4-4}$$

где p — вес единицы длины троса в воде.

Проекция лобового сопротивления троса F_x равна

$$F_x = \int_0^y dF_x = k_m \int_0^y \psi \cos^2 \varphi\, dy = k_m \int_0^y \psi \frac{dy}{1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)^2}, \tag{4-5}$$

где k_m — лобовое сопротивление единицы длины троса, расположенного нормально к течению.

Проекция сопротивления троса F_y равна

$$F_y = \int_0^y dF_y = k_m \int_0^y \psi \cos \varphi \sin \varphi\, dy = k_m \int_0^y \psi \frac{\frac{dx}{dy}}{1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)^2} dy. \tag{4-6}$$

В формулах (4-5) и (4-6), выведенных применительно к буксировочному сопротивлению тросов [37], $\psi = \left(\frac{u}{u_m}\right)^2$ учитывает соотношение местной скорости к средней в пределах той части глубины воды, где располагается трос.

Подставляя в формулу (4-2) выражения сил, получим уравнение гибкой нити в потоке

$$\frac{dx}{dy}=\frac{P_x+k_m\int\limits_0^y \psi\frac{dy}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}}{P_y+p\int\limits_0^y\sqrt{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}\,dy-k_m\int\limits_0^y\psi\frac{\frac{dx}{dy}}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}\,dy}. \quad (4\text{-}7)$$

Если предположить, что скорости по глубине потока распределяются равномерно ($\psi=1$), уравнение (4-7) соответственно упрощается. При тонком тросе его вес может быть незначительным по сравнению с весом груза P_y, и тогда формула (4-7) принимает частный вид

$$\frac{dx}{dy}=\frac{P_x+k_m\int\limits_0^y \psi\frac{dy}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}}{P_y-k_m\int\limits_0^y\psi\frac{\frac{dx}{dy}}{1+\left(\frac{dx}{dy}\right)^2}\,dy}. \quad (4\text{-}8)$$

Из предположения о невесомости троса, конечно, не следует, что и лобовым сопротивлением троса можно пренебречь.

При исследовании формы надводной части троса в уравнения (4-7) и (4-8) подставляются соответствующие значения P_x и P_y, получающиеся на границе с водной поверхностью; вместо p принимается вес единицы длины троса в воздухе p_0.

§ 15. Форма подводной части троса при равномерном распределении скоростей течения воды по вертикали

Рассмотрение этого случая относа гидрометрических приборов течением ($\psi=1$) представляет интерес в том смысле, что позволяет сравнительно несложно, но и достаточно строго определить теоретически возможные положения гибкого троса в потоке. Вместе с тем случай при $\psi=1$ может представлять и практическое значение, например, при измерении глубин по ходу судна в водохранилищах и вообще при малых скоростях течения воды.

В результате интегрирования дифференциального уравнения (4-7) при $\psi=1$ получено очертание гибкого троса, описываемое двумя параметрическими уравнениями, при написании которых

приняты обозначения $\sin\varphi = z$, $\sin\varphi_0 = z_0$, где φ_0 — угол отклонения троса от вертикали в точке подвеса груза, равный $\operatorname{arctg}\frac{P_x}{P_y}$ (в гидрометрической практике чаще $P_x < 0{,}1P_y$):

$$y = \frac{S_0}{k_m}\cdot\frac{1}{a}\left[\left(\frac{\frac{1}{b_1}+z}{\frac{1}{b_1}+z_0}\cdot\frac{b_1-z_0}{b_1-z}\right)^{\frac{1}{b_2}} - 1\right], \tag{4-9}$$

$$x = \frac{S_0}{k_m}\left[\frac{|b_1-z_0|}{\frac{1}{b_1}+z_0}\right]^{\frac{1}{b_2}}\int_{z_0}^{z}\frac{\left(\frac{1}{b_1}+z\right)^{\frac{1}{b_2}-1}}{(|b_1-z|)^{\frac{1}{b_2}+1}}\cdot\frac{z\,dz}{\sqrt{1-z^2}}, \tag{4-10}$$

где $S_0 = \sqrt{P_x^2+P_y^2}$ — сила натяжения троса в точке подвеса груза, $a = \frac{p}{k_m}$ — отношение веса троса к его лобовому сопротивлению при расположении троса перпендикулярно направлению течения.

Величины b_1 и b_2 являются функциями безразмерного параметра a:

$$b_1 = \frac{\sqrt{4+a^2}-a}{2},$$

$$b_2 = \frac{\sqrt{4+a^2}}{a}.$$

Из уравнений (4-9) и (4-10) видно, что форма троса в потоке обусловливается силой натяжения троса S_0, параметром a и величиной угла φ_0. В результате приближенного решения интеграла, входящего в выражение (4-10), можно рассчитать по уравнениям (4-9) и (4-10) при заданных a и φ_0 безразмерные координаты $\frac{k_m y}{S_0}$ и $\frac{k_m x}{S_0}$. На рис. 4-2 приведены кривые в таких координатах при различных значениях φ_0 и $a=1{,}5$. Этому значению a соответствует $b_1=0{,}5$. Кривые на рис. 4-2 являются наглядной иллюстрацией к тому, какие положения может занимать гибкий трос в потоке.

Запишем выражение для $\sin\varphi$ из уравнения (4-9)

$$\sin\varphi = b_1 - \frac{b_1+\frac{1}{b_1}}{\frac{\frac{1}{b_1}+\sin\varphi_0}{b_1-\sin\varphi_0}\left(a\frac{k_m y}{S_0}+1\right)^{b_2}+1} \tag{4-11}$$

и рассмотрим его при различных соотношениях $\sin\varphi_0$ и b_1.

При $\sin\varphi_0 < b_1$ гибкий трос имеет форму кривой, обращенной выпуклостью в противоположную от течения сторону (кри-

вые при $\varphi_0=0°$ и $\varphi_0=20°$). При $\sin\varphi_0=b_1$ трос располагается по прямой линии (на рис. 4-2 показана штрихами) под углом к вертикальной оси, равным $\varphi_0=\arcsin b_1$. В данном примере $\varphi_0=30°$. При $\sin\varphi_0>b_1$ трос обращен выпуклостью к направлению течения ($\varphi_0=40°$ и $\varphi_0=60°$). Такие положения троса в потоке в практике гидрометрических работ были известны, но здесь

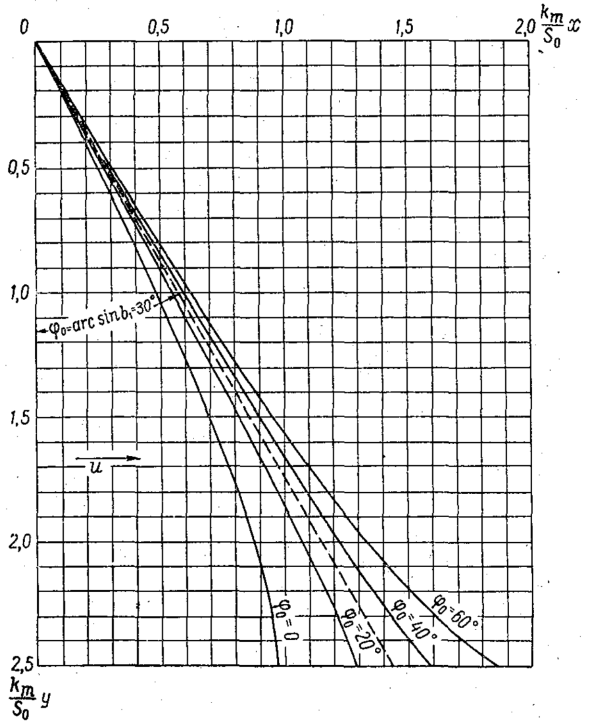


Рис. 4-2. Форма подводной части гибкого троса в безразмерных координатах при $a=1{,}5$ ($b_1=0{,}5$).

они обосновываются теоретически. Отметим, что расположение троса, какое получается в последнем случае, может создать условия, при которых прибор, укрепленный на конце троса, выйдет на поверхность воды. Такие случаи имели место на испытаниях гидростатических профилографов [8] при больших скоростях их буксировки.

Длина подводной части троса равна

$$l=\frac{S_0}{k_m}\left[\frac{|b_1-z_0|}{\frac{1}{b_1}+z_0}\right]^{\frac{1}{b_2}}\int_{z_0}^{z_*}\frac{\left(\frac{1}{b_1}+z\right)^{\frac{1}{b_2}-1}}{(|b_1-z|)^{\frac{1}{b_2}+1}}\cdot\frac{dz}{\sqrt{1-z}}, \qquad (4\text{-}12)$$

где $z_* = \sin\varphi_*$, φ_* — угол отклонения троса от вертикали при выходе его из воды, т. е. у свободной поверхности.

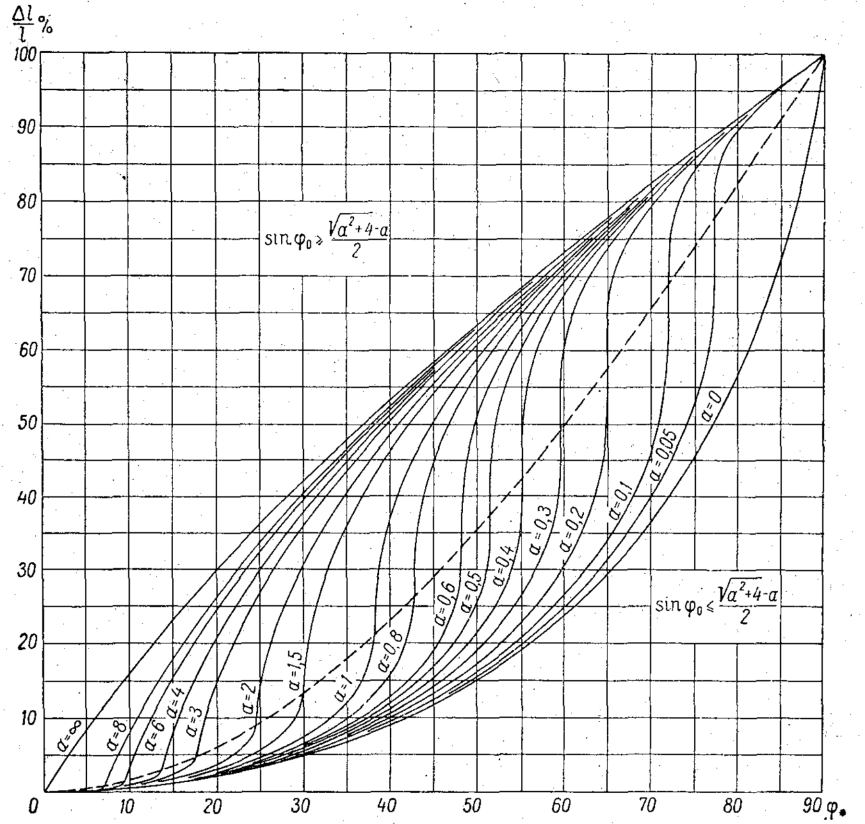


Рис. 4-3. Зависимость $\frac{\Delta l}{l}$ от φ_* при различных a.

Относительная поправка к длине погруженной части троса равна (рис. 4-1)

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{l - y_0}{l} = 1 - \frac{y_0}{l}, \qquad (4\text{-}13)$$

где Δl — абсолютная поправка.

Обращаясь к формулам (4-9) и (4-12), можно видеть, что $\frac{\Delta l}{l}$ зависит от a, z_* и z_0, где

$$z_0 = \frac{P_x}{\sqrt{P_x^2 + P_y^2}}.$$

Для вычисления $\frac{\Delta l}{l}$ используются уравнения (4-9) и (4-12). Способом приближенного интегрирования решается получающееся уравнение, в итоге чего находятся значения $\frac{\Delta l}{l}$ в зависимости от a, φ_0 и φ_*. Влияние этих параметров на относительную поправку иллюстрируется на рис. 4-3. График составлен для различных значений a. Типы кривых при $\sin\varphi_0 \leqslant b_1 = \frac{\sqrt{a^2+4}-a}{2}$ построены при $\varphi_0=0$. Случай $\sin\varphi_0 \geqslant b_1$ является основным при производстве гидрометрических работ на реках. Типы кривых при $\sin\varphi_0 \geqslant \frac{\sqrt{a^2+4}-a}{2}$ построены при $\varphi_0=90°$.

§ 16. Форма подводной части троса при неравномерном распределении скоростей течения воды по вертикали

На основе анализа полученных уравнений гибкого троса в открытом потоке в случае равномерного распределения скоростей Д. Я. Раткович показал, что при производстве работ на реках, когда вес троса не превышает 3—5% от веса груза, поправки $\frac{\Delta l}{l}$ можно принимать для невесомого троса, т. е. $p=0$ и $a=0$. Поэтому в последующем изложении используется дифференциальное уравнение (4-8). Для его решения требуется выразить ψ в зависимости от y.

Воспользуемся формулой (2-23), имея в виду, что гидрометрический груз в общем случае может находиться на расстоянии от дна потока $h-y_0$ (рис. 4-1). Средняя скорость потока на этой части вертикали, т. е. где располагается трос, будет отличаться от $u_в$. Обозначим ее через $u'_в$. Очевидно, $u'_в > u_в$ и при $h-y_0=0$ $u'_в=u_в$. Формулу (2-23) применительно к обозначениям рис. 4-1 запишем в виде

$$\frac{u}{u_в}=\left(1+\frac{1}{m}\right)\left(1-\frac{y_0}{h}+\frac{y}{h}\right)^{\frac{1}{m}}.$$

Произведя интегрирование этой формулы от y до y_0, после преобразований получим

$$\psi=\left(\frac{u}{u'_в}\right)^2=\left[\left(1+\frac{1}{m}\right)\frac{\frac{y_0}{h}}{\left(\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{1}{m}}}\right]^2\left(1-\frac{y_0}{h}+\frac{y}{h}\right)^{\frac{2}{m}}. \quad (4\text{-}14)$$

Так как лобовое сопротивление груза у дна потока определяется донной скоростью потока, то, кроме формулы (4-14), используется соотношение между донной скоростью и наибольшей в виде (3-2)

$$\frac{u_д}{u_{max}} = 1 - \frac{4u_*}{u_в k}.$$

С учетом формулы (2-33)

$$\frac{u_д}{u_{max}} = 1 - \frac{4}{m}. \qquad (4\text{-}15)$$

Заметим, что структура формулы для $\frac{u_д}{u_{max}}$ может быть предложена несколько отличная от формулы (4-15). Если исходить из формулы (3-4), то

$$\frac{u_д}{u_в} = 1 - \frac{3}{m};$$

так как

$$u_в = \frac{u_{max}}{1 + \frac{1}{m}},$$

то

$$\frac{u_д}{u_{max}} = \frac{m-3}{m+1}.$$

Разница между этой формулой и формулой (4-15) в числовом выражении получается не очень большой.

В результате интегрирования дифференциального уравнения (4-8) при $\psi \neq 1$ получено очертание гибкого троса, описываемое двумя параметрическими уравнениями (для сокращения записи уравнений обозначено $\operatorname{tg}\varphi = z'$ и $\operatorname{tg}\varphi_0 = z'_0$):

$$y = h\left[\frac{\operatorname{arsh} z' - \operatorname{arsh} z'_0}{A} + \left(1 - \frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}\right]^{\frac{1}{1+\frac{2}{m}}} - (h - y_0), \qquad (4\text{-}16)$$

$$x = I_1 \operatorname{ch}\left[A\left(1 - \frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}} - \operatorname{arsh} z'_0\right] - I_2 \operatorname{sh}\left[A\left(1 - \frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}} - \operatorname{arsh} z'_0\right], \qquad (4\text{-}17)$$

где

$$A=\frac{\left(1+\frac{1}{m}\right)^2}{1+\frac{2}{m}}\cdot\frac{k_m h}{S_0}\left[\frac{\frac{y_0}{h}}{1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{1}{m}}}\right]^2,$$

$$I_1=\int_0^{y_0}\operatorname{ch}A\left(1-\frac{y_0}{h}+\frac{y}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}dy,$$

$$I_2=\int_0^{y_0}\operatorname{sh}A\left(1-\frac{y_0}{h}+\frac{y}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}dy.$$

Разложив подынтегральные функции в степенной ряд в выражениях для I_1 и I_2 и проинтегрировав, получим:

$$I_1=h\left\{\frac{y_0}{h}+\frac{A^2}{2\left[2\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{2\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]+\right.$$
$$+\frac{A^4}{24\left[4\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{4\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]+\dots$$
$$\left.\dots+\frac{A^{2i}}{(2i)!\left[2i\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{2i\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]\right\},\qquad(4\text{-}18)$$

$$I_2=h\left\{\frac{A}{\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]+\right.$$
$$+\frac{A^3}{6\left[3\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{3\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]+\dots$$
$$\dots+\frac{A^{2i-1}}{(2i-1)!\left[(2i-1)\left(1+\frac{2}{m}\right)+1\right]}\times$$
$$\left.\times\left[1-\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{(2i-1)\left(1+\frac{2}{m}\right)+1}\right]\right\},\qquad(4\text{-}19)$$

где i — порядковый номер члена ряда.

Длина погруженного троса равна

$$l=I_1\operatorname{ch}\left[A\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}-B\right]-I_2\operatorname{sh}\left[A\left(1-\frac{y_0}{h}\right)^{1+\frac{2}{m}}-B\right],\qquad(4\text{-}20)$$

где

$$B = \operatorname{arsh}\left[(z_0')_{\text{пов}}\left(1 - \frac{y_0}{h}\right)^{\frac{1,65}{m}}\right].$$

Здесь $(z_0')_{\text{пов}} = \operatorname{tg}(\varphi_0)_{\text{пов}}$; $(\varphi_0)_{\text{пов}}$ — угол отклонения троса от вертикали при опускании груза под поверхность воды. Связь между z_0' и $(z_0')_{\text{пов}}$ определяется следующим образом.

По опытным данным Н. Н. Сысоева [38], можно принять [36]

$$\operatorname{tg}\varphi_0 \approx 0{,}1\frac{u^{1,65}}{P^{0,55}}, \tag{4-21}$$

где P — вес груза в воздухе.

Следовательно,

$$\frac{(z_0')_{\text{пов}}}{z_0'} = \frac{\operatorname{tg}(\varphi_0)_{\text{пов}}}{\operatorname{tg}\varphi_0} = \left(\frac{u_{\text{пов}}}{u}\right)^{1,65}, \tag{4.22}$$

где $u_{\text{пов}}$ — скорость на поверхности воды (точнее, осредненная в пределах размеров груза при погружении его под свободную поверхность воды). В полевых условиях значение угла $(\varphi_0)_{\text{пов}}$, соответствующее скорости $u_{\text{пов}}$, можно определить, измерив угол отклонения троса от вертикали. Значение угла φ_0 при опускании груза до дна потока, т. е. угол $(\varphi_0)_{\text{д}}$, определяется из формулы (4-22)

$$\operatorname{tg}(\varphi_0)_{\text{д}} = \operatorname{tg}(\varphi_0)_{\text{пов}}\left(\frac{u_{\text{д}}}{u_{\text{пов}}}\right)^{1,65}. \tag{4-23}$$

Считая, что $u_{\max} = u_{\text{пов}}$, и принимая $\frac{u_{\text{д}}}{u_{\text{пов}}}$ по формуле Г. В. Железнякова (4-15), найдем

$$(z_0')_{\text{д}} = (z_0')_{\text{пов}}\left(1 - \frac{4}{m}\right)^{1,65}. \tag{4-24}$$

Изложенные основные положения теории относа гидрометрических приборов в открытом потоке позволили Д. Я. Ратковичу сделать ряд предложений, представляющих практический интерес.

§ 17. Основные типы задач на расчет относа гидрометрических приборов течением

На основе приведенных выше формул, характеризующих относ гидрометрических приборов в потоке, составлены таблицы, позволяющие решать различные задачи. Их основные типы рассмотрены ниже. Таблицы составлены при $m = 7$.

Определение глубины погружения груза. Этот тип задачи является самым распространенным при производстве измерений глубин на реках.

В табл. 4-1 приведены относительные поправки в процентах к длине подводной части гибкого троса. Ясно, что приводящиеся в этой таблице поправки можно истолковать как поправки в сантиметрах на 1 м длины троса. Проиллюстрируем применение данных табл. 4-1 примерами.

Таблица 4-1

Значения относительных поправок $\frac{\Delta l}{l} \cdot 100$ к длине подводной части троса (со знаком минус)

φ_*°	$(\varphi_0)_{пов}^\circ$			φ_*°	$(\varphi_0)_{пов}^\circ$		
	0	10	20		0	10	20
10	1	1	—	26	3	4	5
12	1	1	—	28	4	4	5
14	1	1	—	30	4	5	6
16	1	2	—	32	5	6	7
18	1	2	—	34	5	6	7
20	2	2	3	36	6	7	8
22	2	3	4	38	7	8	9
24	2	3	4	40	8	9	10

Пример 1. Угол отклонения троса от вертикали при опускании груза под поверхность воды $(\varphi_0)_{пов}=10°$; угол отклонения троса от вертикали у свободной поверхности воды (груз находится у дна или в другой точке потока ниже свободной поверхности воды) $\varphi_*=24°$; длина вытравленного смоченного троса $l=10{,}0$ м.

Из табл. 4-1 находим $\frac{\Delta l}{l} \cdot 100 = -3$, следовательно, $\Delta l = -0{,}3$ м, поэтому фактическая глубина погружения груза равна $y_0 = 10{,}0 - 0{,}3 = 9{,}7$ м.

Пример 2. Груз на тросе опущен до дна потока. Длина смоченного троса $l=18{,}2$ м, а угол $\varphi_*=38°$. При опускании груза только под свободную поверхность воды $(\varphi_0)_{пов}=5°$.

Из табл. 4-1 находим $\frac{\Delta l}{l} \cdot 100 = -7{,}5$, откуда $\Delta l = -\frac{7{,}5 \times 18{,}2}{100} = -1{,}36$ м. Поэтому фактическая глубина потока $h = 18{,}2 - 1{,}4 = 16{,}8$ м.

Определение высоты подвеса груза над водой. При выполнении гидрометрических работ на горных реках с

люлек и мостов, высота подвеса которых над водной поверхностью может значительно превосходить глубину потока, следует учитывать провисание надводной части троса.

Уравнение для надводной части троса имеет вид

$$x = \frac{S_0}{p_0} z_* \left(\operatorname{arch} \frac{1 + \frac{p_0 y'}{S_0}}{z_*} - \operatorname{arch} \frac{1}{z_*} \right), \qquad (4\text{-}25)$$

где y' — вертикальная координата,

$$z_* = \sin \varphi_*.$$

Для речных условий

$$S_0 = \frac{P_y}{\cos \varphi_*}.$$

Провисание троса определяется соотношением

$$\sin \varphi_з = \frac{\sin \varphi_*}{1 + \frac{p_0 y'_0}{S_0}}, \qquad (4\text{-}26)$$

где $\varphi_з$ — угол отклонения троса от вертикали в точке его закрепления над водной поверхностью. Пренебрегать провисанием троса можно при $\frac{p_0 y'_0}{S_0} < 0{,}05$.

Для определения длины надводной части троса по известным значениям угла $\varphi_з$ и высоты подвеса y'_0 рекомендуются данные табл. 4-2, составленной с учетом (4-26) по соотношению

$$\frac{\Delta l_0}{y'_0} = \frac{l_0 - y'_0}{y'_0} = \frac{\sin(\varphi_* - \varphi_з)}{\sin \varphi_* - \sin \varphi_з} - 1, \qquad (4\text{-}27)$$

где l_0 — длина надводной части троса.

Таблица 4-2 содержит также значения углов φ_*, которые необходимы для определения поправок к длине смоченного троса при провисании надводной части троса.

Пример. Пусть с гидрометрической люльки измеряются скорости течения для определения расхода воды.

Высота подвеса $y'_0 = 8{,}0$ м. Вес груза $P = 15$ кг. Вес единицы длины троса в воздухе $p_0 = 0{,}08$ кг/м.

Определяем

$$\frac{p_0 y'_0}{P} = \frac{0{,}08 \cdot 8}{15} = 0{,}05.$$

При опускании груза до дна общая длина вытравленного троса составила $L = l + l_0 = 14{,}0$ м, а угол относа троса у люльки $\varphi_з = 36°$.

Таблица 4-2

Относительные поправки $\frac{\Delta l}{l}\cdot 100$ к длине надводной части троса

$\varphi_з^\circ$	$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}00$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}05$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}10$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}15$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}20$		$\frac{p_0 y_0'}{P}=0{,}25$	
	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$	φ_*°	$\frac{\Delta l_0}{y_0'}$
0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0
2	2	0,1	2	0,1	2	0,1	2	0,1	2	0,1	3	0,1
4	4	0,2	4	0,3	4	0,3	5	0,3	5	0,3	5	0,3
6	6	0,6	6	0,6	7	0,6	7	0,6	7	0,7	8	0,7
8	8	1,0	8	1,0	9	1,1	9	1,2	10	1,2	10	1,3
10	10	1,5	11	1,6	11	1,7	12	1,8	12	1,9	13	2,0
12	12	2,2	13	2,4	13	2,5	14	2,6	15	2,8	16	2,9
14	14	3,1	15	3,3	16	3,4	16	3,6	17	3,8	18	3,9
16	16	4,0	17	4,3	18	4,5	19	4,8	20	5,0	21	5,1
18	18	5,2	19	5,5	20	5,8	21	6,1	22	6,4	23	6,6
20	20	6,4	21	6,8	22	7,2	24	7,9	25	7,9	26	8,3
22	22	7,9	23	8,4	25	8,8	26	9,3	27	9,6	29	10,2
24	24	9,5	25	10,0	27	10,6	28	11,1	30	11,7	32	12,3
26	26	11,3	28	12,0	29	12,6	31	13,2	33	14,0	34	14,6
28	28	13,3	30	14,1	32	14,9	33	15,7	35	16,5	37	17,4
30	30	15,5	32	16,4	34	17,4	36	18,3	38	19,3	40	20,2
32	32	17,9	34	18,9	36	20,1	38	21,3	41	22,4	43	23 5
34	34	20,6	36	21,9	39	23,2	41	24,6	43	25,8	46	27,2
36	36	23,6	38	25,1	41	26,6	44	28,2	46	29,7	49	31,1
38	38	26,9	41	28,6	43	30,4	46	32,1	49	33,9	—	—
40	40	29,5	43	32,6	46	34,6	49	36,6	—	—	—	—
42	42	34,6	45	36,9	48	39,2	—	—	—	—	—	—
44	44	39,0	47	41,6	—	—	—	—	—	—	—	—
46	46	44,0	50	47,1	—	—	—	—	—	—	—	—
48	48	49,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
50	50	55,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Из табл. 4-2 находим $\varphi_*=38°$, $\frac{\Delta l_0}{y_0'}=0{,}251$.

Длина надводной части троса $l_0=8{,}0+0{,}251\times 8{,}0=10{,}0$ м, а длина смоченного троса $l=L-l_0=14{,}0-10{,}0=4{,}0$ м. Глубина на вертикали определяется из табл. 4-1 по найденным выше значениям $\varphi_*=38°$, $l=4{,}0$ м и $(\varphi_0)_{пов}$.

При опускании груза под уровень воды угол относа троса в месте измерения на люльке составил $\varphi_з=14°$.

Из табл. 4-2 $(\varphi_0)_{пов}=15°$.

Из табл. 4-1 $\Delta l=\frac{8{,}5\cdot 4}{100}=0{,}34$ м и $h=4{,}00-0{,}34=3{,}66$ м.

Определение длины подводной части троса для погружения гидрометрических приборов на заданную глубину. Этот тип задачи является основным

при измерении местных скоростей течения воды, т. е. скоростей в точках, положение которых задано. Для этой цели служит табл. 4-3.

Для того чтобы установить прибор на заданной глубине y_0, предварительно трос вытравливается на длину $l' = y_0$, т. е. прибор не доводится в точку на величину Δy_0. При этом определяется угол φ_*. Определив угол $(\varphi_0)_{пов}$, т. е. при опускании гидрометрического прибора (вместе с грузом) под уровень, по табл. 4-3 находится относительная поправка, а затем абсолютная и необходимая длина подводной части троса, чтобы выйти на заданную глубину y_0. Таблица 4-3 составлена с учетом того, что местные скорости измеряются в точках со стандартным относительным их положением на вертикалях.

Таблица 4-3

Поправки $\frac{\Delta l}{l} \cdot 100$ к подводной части троса для погружения гидрометрических приборов на заданные глубины

Относительная глубина погружения	$(\varphi_0)^\circ_{пов}$	φ°_*															
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
0,2	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	8	9	10	12
	5	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10	12	14
	10	2	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	9	10	12	13	15
	15	—	—	—	4	4	5	6	6	7	8	9	10	12	13	15	17
	20	—	—	—	—	—	6	7	8	9	10	11	12	14	15	17	19
0,6	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	10	11
	5	1	1	1	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	10	11	12
	10	1	1	2	2	3	3	4	5	5	6	7	8	9	10	12	13
	15	—	—	—	3	4	4	5	6	6	7	8	9	10	12	13	15
	20	—	—	—	—	—	5	6	7	7	8	9	10	12	13	15	16
0,8	0	1	1	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10
	5	1	1	1	2	2	2	2	3	4	5	6	6	7	8	10	11
	10	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	6	7	8	10	11	12
	15	—	—	—	3	3	4	4	5	6	6	7	8	9	10	12	13
	20	—	—	—	—	—	4	5	6	6	7	8	9	10	11	13	14
0,9	0	1	1	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10
	5	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	5	6	7	8	9	11
	10	1	1	1	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	8	10	12
	15	—	—	—	2	3	3	4	4	5	6	6	7	8	9	11	12
	20	—	—	—	—	—	4	4	5	6	6	7	8	9	10	12	13

Пример. Пусть измеренная глубина на вертикали составляет $h = 16{,}0$ м. Угол относа троса при опускании гидрометрического прибора с грузом под уровень воды $(\varphi_0)_{пов} = 10°$.

При вытравливании смоченного троса на длину, равную стандартным глубинам для измерения скоростей течения, углы от-

носа троса на границе со свободной поверхностью воды соответственно составили:

$$\frac{y_0}{h}=0{,}2;\quad y_0=3{,}2\text{ м};\quad \varphi_*=16°;$$

$$\frac{y_0}{h}=0{,}6;\quad y_0=9{,}6\text{ м};\quad \varphi_*=25°;$$

$$\frac{y_0}{h}=0{,}8;\quad y_0=12{,}8\text{ м};\quad \varphi_*=32°.$$

Поправки к длине смоченного троса определяются по табл. 4-3, следовательно,

$$\frac{y_0}{h}=0{,}2;\quad \Delta l=0{,}03\times 3{,}2=0{,}10\text{ м};\quad l=3{,}2+0{,}10=3{,}30\text{ м};$$

$$\frac{y_0}{h}=0{,}6;\quad \Delta l=0{,}05\times 9{,}6=0{,}48\text{ м};\quad l=9{,}6+0{,}48=10{,}08\text{ м};$$

$$\frac{y_0}{h}=0{,}8;\quad \Delta l=0{,}07\times 12{,}8=0{,}90\text{ м};\quad l=12{,}8+0{,}90=13{,}70\text{ м}.$$

Определение минимального веса груза. При измерении глубин и скоростей течения воды гидрометрической вертушкой в реках тросы и грузы рекомендуется выбирать таким образом, чтобы угол относа у поверхности φ_* не превышал 40°, поскольку при бо́льших углах относа становится затруднительным определять момент касания грузом дна. С учетом изложенного составлена табл. 4-4 для подбора тросов и грузов из условия $\varphi_*\leqslant 40°$.

В целом для гидрометрических работ на реках рекомендуются тросы не толще 3—4 мм. Применение тонких тросов позволяет существенно снизить вес гидрометрических грузов, что облегчает производство работ.

Пример. Наибольшая глубина воды в реке 8,0 м, наибольшая скорость течения воды 2,0 м/сек. При диаметре троса $d=2$ мм требуется гидрометрический груз весом 10 кг; при $d=6$ мм — груз весом 20 кг.

Определение минимального веса груза при измерении глубин без введения поправок. Для обеспечения необходимой точности измерения глубин с катера (лодки) последний должен останавливаться, что, в частности, связано с необходимостью измерения углов отклонения троса от вертикали. Темп измерения грубин существенно возрастает, если работы производятся без остановки судна. Точность промеров на ходу катера может быть повышена, если использовать тросы и грузы, обеспечивающие производство измерений глубин без введения поправок. Задаваясь условием $\frac{\Delta l}{h}\cdot 100=\frac{l-h}{h}\cdot 100\leqslant 1\%$, составлена табл. 4-5 для определения

Таблица 4-4

Минимальный вес гидрометрического груза при работе на реках, кг

Глубина h м	Скорость течения u м/сек.	Диаметр троса d мм						
		2	3	4	5	6	7	8
2	2,5	10	10	10	10	10	10	10
	3,0	10	10	10	10	15	15	15
	3,5	10	10	10	15	20	20	20
	4,0	10	15	15	20	25	25	30
4	1,5	10	10	10	10	10	10	10
	2,0	10	10	10	10	10	10	15
	2,5	10	10	10	15	15	15	20
	3,0	10	15	15	20	25	25	30
	3,5	10	20	25	30	35	35	40
	4,0	15	25	35	40	45	50	55
6	1,5	10	10	10	10	10	10	10
	2,0	10	10	10	10	15	15	20
	2,5	10	15	15	20	25	25	30
	3,0	15	20	25	30	35	35	40
	3,5	20	25	35	40	50	55	60
	4,0	30	35	45	55	65	75	80
8	1,5	10	10	10	10	10	10	10
	2,0	10	10	15	15	20	20	25
	2,5	10	15	20	25	30	30	35
	3,0	20	25	30	35	45	50	55
	3,5	25	35	45	50	60	70	80
	4,0	30	45	60	75	85	95	105
10	1,0	10	10	10	10	10	10	10
	1,5	10	10	10	10	10	15	15
	2,0	10	15	15	20	25	25	30
	2,5	15	20	25	30	35	40	45
	3,0	20	30	40	45	55	60	70
	3,5	30	45	55	65	75	85	95
	4,0	40	60	75	90	100	115	—
15	1,0	10	10	10	10	10	10	10
	1,5	10	10	15	15	20	20	25
	2,0	15	20	25	30	35	40	40
	2,5	20	30	35	45	50	60	65
	3,0	30	40	55	65	80	90	100
	3,5	40	55	75	90	105	—	—
	4,0	55	75	100	—	—	—	—
20	1,0	10	10	10	10	10	10	10
	1,5	10	15	15	20	25	25	30
	2,0	15	25	30	40	45	50	55
	2,5	25	40	50	60	70	80	90
	3,0	40	55	70	90	105	120	—
	3,5	55	75	100	—	—	—	—
	4,0	70	100	—	—	—	—	—

Таблица 4-5

Вес гидрометрического груза (кг) для измерения глубин без введения поправок на относ троса

Глубина h м	Скорость w м/сек.	Диаметр троса d мм						
		2	3	4	5	6	7	8
2	1,0	10	10	10	10	10	10	10
	1,5	10	10	10	10	10	15	15
	2,0	10	15	15	20	20	25	25
	2,5	20	25	30	35	40	40	45
	3,0	30	35	45	50	55	65	70
	3,5	45	55	65	70	80	90	95
	4,0	65	75	90	100	110	120	—
4	1,0	10	10	10	10	10	10	10
	1,5	10	10	15	20	20	25	25
	2,0	15	25	30	35	40	45	45
	2,5	30	35	45	55	65	70	80
	3,0	45	55	70	80	95	105	115
	3,5	65	80	100	115	—	—	—
6	1,0	10	10	10	10	10	15	15
	1,5	10	15	20	25	30	30	35
	2,0	25	30	40	45	55	60	65
	2,5	35	50	65	75	85	100	110
	3,0	55	75	95	110	—	—	—
	3,5	80	105	—	—	—	—	—
8	1,0	10	10	10	15	15	20	20
	1,5	15	20	25	30	35	40	45
	2,0	30	40	50	60	70	80	85
	2,5	45	65	80	95	110	—	—
	3,0	70	95	115	—	—	—	—
10	1,0	10	10	15	15	20	25	25
	1,5	15	25	30	40	45	50	60
	2,0	35	45	60	70	85	95	105
	2,5	55	75	95	115	—	—	—
	3,0	80	110	—	—	—	—	—
15	1,0	10	15	20	25	30	30	35
	1,5	25	35	45	55	65	75	85
	2,0	45	65	85	100	120	—	—
	2,5	75	105	—	—	—	—	—
20	1,0	15	20	25	30	35	40	45
	1,5	30	45	60	70	85	95	110
	2,0	60	85	110	—	—	—	—

веса гидрометрического груза и диаметра троса d. Здесь $w = \sqrt{u_в^2 + u_с^2}$, где $u_в$ — средняя скорость течения воды на вертикали с глубиной h, $u_с$ — скорость движения судна.

Пример. $u_в = 1{,}5$ м/сек., $u_с = 1{,}2$ м/сек., $w = \sqrt{2{,}25 + 1{,}44} = 1{,}93$ м/сек., глубина $h = 8{,}0$ м. В этом случае при диаметре троса $d = 3$ мм потребуется груз весом 40 кг; при $d = 6$ мм — груз весом 70 кг. При весе груза больше 40—50 кг желательно применение лебедок с двигателями. Необходимо иметь в виду, что на точности измерения глубин сказывается определение момента касания лотом дна потока. Точность промеров повышается, если лот снабдить электроконтактом.

Глава V

ГИДРОМЕХАНИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ РАБОТЫ ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ ВЕРТУШЕК

Гидрометрические вертушки — основной прибор для измерения скоростей течения жидкости — широко используются на гидрологических станциях. Применительно к напорному потоку гидрометрические вертушки являются и расходомерами. В лабораторных условиях применяются микровертушки. Показания приборов в конечном итоге — результат взаимодействия первичного датчика прибора с потоком, поэтому главным содержанием изучения работы вертушек, как и всех приборов для измерения скоростей течения, должен быть гидромеханический анализ их показаний. Сюда относится ряд вопросов, но главным из них является влияние турбулентности потока на работу вертушек. Изложению этого вопроса предшествует краткая сводка характеристик вертушек, из числа которых более подробно рассматривается путь и время синхронизации вертушек — понятия, без которых нельзя охарактеризовать работу вертушек в нестационарных потоках.

§ 18. Характеристики гидрометрических вертушек

Работа гидрометрической вертушки характеризуется прежде всего зависимостью $u=u(n)$, где u — скорость течения воды, n — число оборотов лопастного винта. Рассмотрим вначале эту зависимость без учета силы трения в механизме прибора и гидравлических сопротивлений при его обтекании потоком. Ввиду существенных различий в форме рабочего колеса вертушек с горизонтальной и вертикальной осью вращения (рис. 5-1) найдем связь между n и u отдельно для этих вертушек. Здесь мы ограничиваемся приведением только схемы устройства вертушек, полагая, что читатель знаком с их конструкциями.

За время dt частица жидкости, движущаяся параллельно горизонтальной оси вертушки (рис. 5-1 *а*), переместится на величину $dl=udt$. Эта же частица жидкости, встретив на своем пути лопасть ротора, переместится по окружности на величину

$dl_в = \operatorname{tg}\alpha\, dl = \operatorname{tg}\alpha u\, dt$, где α — угол наклона лопасти к плоскости, перпендикулярной оси вращения. Учитывая, что окружная скорость ротора равна $2\pi rn$, выражение для $dl_в$ можно записать в другом виде: $dl_в = 2\pi rn\, dt$, где r — расстояние от центра лопасти до оси вращения. Следовательно,

$$\operatorname{tg}\alpha u\, dt = 2\pi rn\, dt,$$

откуда

$$u = \frac{2\pi r}{\operatorname{tg}\alpha} n.$$

Вводя обозначение $k_г = \frac{2\pi r}{\operatorname{tg}\alpha}$, найдем

$$u = k_г n, \qquad (5\text{-}1)$$

где $k_г$ — геометрический шаг лопастного винта, равный пути, проходимому жидкостью за время одного оборота ротора.

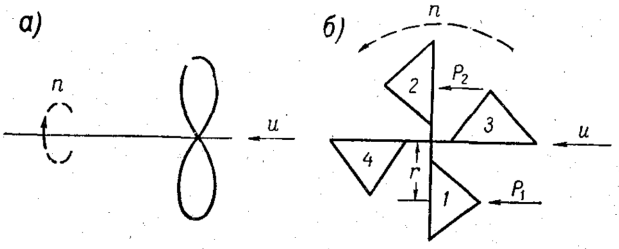


Рис. 5-1. Схема устройства гидрометрических вертушек.
а — с горизонтальной осью вращения; *б* — с вертикальной осью вращения.

Можно иначе пояснить смысл $k_г$. Пусть в стоячей воде вертушка перемещается равномерно и прямолинейно с любой скоростью u. Величина $k_г$ будет представлять собой отрезок пути, пройденного вертушкой в то время, как ее ротор совершит один оборот.

Работа чашечного ротора (рис. 5-1 *б*) обусловлена различием в коэффициентах сопротивления его чашек. Сила, действующая на чашки, обращенные своей внешней поверхностью к течению воды, равна

$$P_1 = \zeta_1 \rho F \frac{(u + u_r)^2}{2},$$

а на чашки, обращенные внутренней поверхностью к течению, равна

$$P_2 = \zeta_2 \rho F \frac{(u - u_r)^2}{2},$$

где ζ_1 и ζ_2 — коэффициенты сопротивления чашек, причем $\zeta_1 < \zeta_2$; F — площадь проекции чашки; u_r — скорость движения центра чашки.

При установившемся вращении ротора вертушки $P_1 = P_2$, следовательно,

$$\zeta_1 (u + u_r)^2 = \zeta_2 (u - u_r)^2,$$

откуда

$$u = \frac{1 + \sqrt{\frac{\zeta_1}{\zeta_2}}}{1 - \sqrt{\frac{\zeta_1}{\zeta_2}}} u_r.$$

Учитывая, что $u_r = 2\pi r n$, где r — расстояние от центра чашки до вертикальной оси вращения, последнюю формулу перепишем в виде

$$u = \frac{1 + \sqrt{\frac{\zeta_1}{\zeta_2}}}{1 - \sqrt{\frac{\zeta_1}{\zeta_2}}} 2\pi r n.$$

Обозначая через $k_г$ выражение, стоящее перед n, получим, как и для вертушки с горизонтальной осью, формулу вида (5-1) (рис. 5-2, линия *1*). Под влиянием гидравлических и механических сопротивлений график функции $u = u(n)$ принимает форму кривой *2* (рис. 5-2). Наиболее заметно отклонение кривой *2* от линии *1*, являющейся ее асимптотой, при малых скоростях u. Общего теоретического уравнения, охватывающего все области работы гидрометрических вертушек, пока не найдено. Полуэмпирическое уравнение в форме гиперболы

$$u = an + \sqrt{bn^2 + c} \qquad (5\text{-}2)$$

вполне удовлетворительно отражает эту зависимость, где a, b, c — параметры. При $n = 0$ $u = \sqrt{c} = u_0$ — отрезок на оси u, определяющий точку, в которой начинается кривая *2* на рис. 5-2. При больших значениях u, т. е. когда u_0 существенно меньше u, формулу (5-2) можно записать в виде

$$u = (a + b) n = kn, \qquad (5\text{-}3)$$

т. е. получается уравнение вида (5-1), но качественно с другим значением k, учитывающим не только геометрию лопастного винта, но и сопротивления его движению. Такой шаг ротора принято называть гидравлическим шагом. Обычно он определяется опытным путем. Геометрический шаг $k_г$ несколько меньше гидравлического $k = \frac{u}{n}$, так как при одной и той же скорости u ротор в реальных условиях делает меньшее число оборотов по сравнению с тем, которое получается по теоретическому расчету без учета сопротивлений. Параметры a и b уравнения (5-2) определяются по таблице приложения.

Различия в плотностях (например, воды и воздуха) и вязкостях среды сравнительно мало сказываются на гидравлическом шаге (ориентировочно в пределах до 2—3%), в то время как u_0 существенно зависит от ρ. При переходе с водной среды на воздушную u_0 увеличивается в 28 раз.

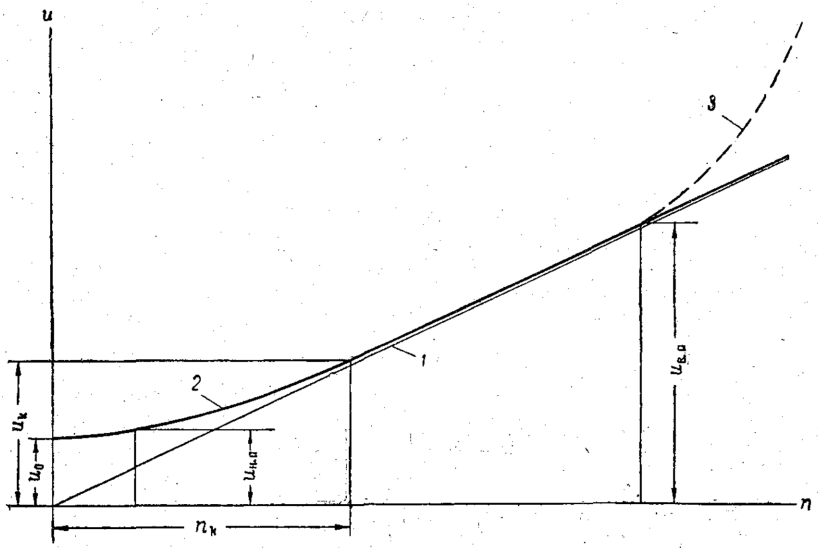


Рис. 5-2. Зависимость между числом оборотов лопастного винта вертушки n и скоростью течения жидкости u.

1 — без учета сопротивлений; *2* — с учетом сопротивлений; *3* — при высоких скоростях течения жидкости (в воздухе).

Основными характеристиками гидрометрических вертушек являются следующие.

Начальная скорость u_0 — наименьшая скорость набегающего на вертушку потока, при которой начинает неравномерно вращаться ее ротор [39]. Теоретически $u=u_0$ при $n=0$ (рис. 5-2). При увеличении скорости u по сравнению с u_0 ротор начинает вращаться более равномерно, и при дальнейшем увеличении скорости, если ее величина не изменяется во времени, ротор вращается равномерно.

По исследованиям Г. В. Железнякова, существует оптимальное значение гидравлического шага, которому соответствует наименьшее значение u_0. По исследованиям П. Н. Бурцева, на u_0 влияет и диаметр ротора d. В результате установлено, что минимальному значению u_0 соответствует оптимальное значение $\frac{d}{k}$.

Нижний предел применимости вертушек — скорость $u_{н.п}$, при которой и выше которой рекомендуется исполь-

зование вертушек на практике (рис. 5-2). При скоростях от u_0 до $u_{н.п}$ показания вертушек неустойчивы, ввиду чего погрешности в измеряемых малых скоростях могут быть значительными, порядка 10% и больше.

Критическая скорость $u_к$ — такая скорость движения жидкости, при которой и выше которой влияние механических сопротивлений на число оборотов ротора становится стабильным и незначительным, т. е. при $u \geqslant u_к$ $\frac{du}{dn} = \text{const}$. Если прямая, выражающая зависимость n от u, проходит через начало координат $\frac{u}{n} = \text{const} = k$, то это отношение равно гидравлическому шагу ротора. При $u < u_к$ отношение $\frac{u}{n}$ представляет собой изменяющуюся величину и также может рассматриваться как гидравлический шаг, но переменный. В дальнейшем термин «гидравлический шаг» будем употреблять по отношению к $k = \text{const}$ (при $u \geqslant u_к$), учитывая его близкое числовое совпадение с геометрическим шагом. Точка с координатами $u_к$ и $n_к$ и типичные области кривой $u = u(n)$ лучше всего выявляются путем построения графика $M = M(u)$ или безразмерного графика $M^* = M^*(u^*)$. Здесь $M = \frac{n}{u}$ — число оборотов ротора при единичной длине потока (1 м), проходящего через ротор; $M^* = \frac{M}{M_к}$, $M_к$ — значение M при $u \geqslant u_к$, следовательно, $M_к = \frac{1}{k}$; $u^* = \frac{u - u_0}{u}$. Пример графиков функций $u = u(n)$, $M = M(u)$ и $M^* = M^*(u^*)$ показан на рис. 5-3 для одной и той же вертушки с горизонтальной осью вращения.

Кривая $M = M(u)$ (рис. 5-3 *б*) удобна для характеристики работы вертушки, так как на ней весьма четко выявляется линейность n от u (горизонтальный участок кривой), в то время как на рис. 5-3 *а* это обнаруживается недостаточно четко.

При $u = u_0$ $u^* = 0$ и $M^* = 0$, т. е. кривая на рис. 5-3 *в* должна проходить через начало координат. При $u \geqslant u_к$ $M^* = 1{,}0$, а u^* стремится к единице, следовательно, безразмерная кривая $M^* = M^*(u^*)$ должна быть обращена выпуклостью к оси M^*. С помощью этой кривой отчетливо выявляется связь n с u при малых скоростях течения воды, так как график $u = u(n)$ при $u < u_к$, будучи трансформированным в график $M^* = M^*(u)$, продолжается вплоть до предельных значений $M^* = 1{,}0$ и $u^* = 1{,}0$.

В докритической области существенно влияют на показания вертушек износ подшипников, попадание твердых частиц (наносов) в механизм прибора и проч., а в случае применения масляных камер ходовой части и контактного механизма и температура воды. Под влиянием изменения температуры среды,

в которой работает вертушка, изменяется вязкость смазки, а также размеры деталей и зазоры в их сопряжениях. С понижением температуры воды увеличивается вязкость смазки, в результате

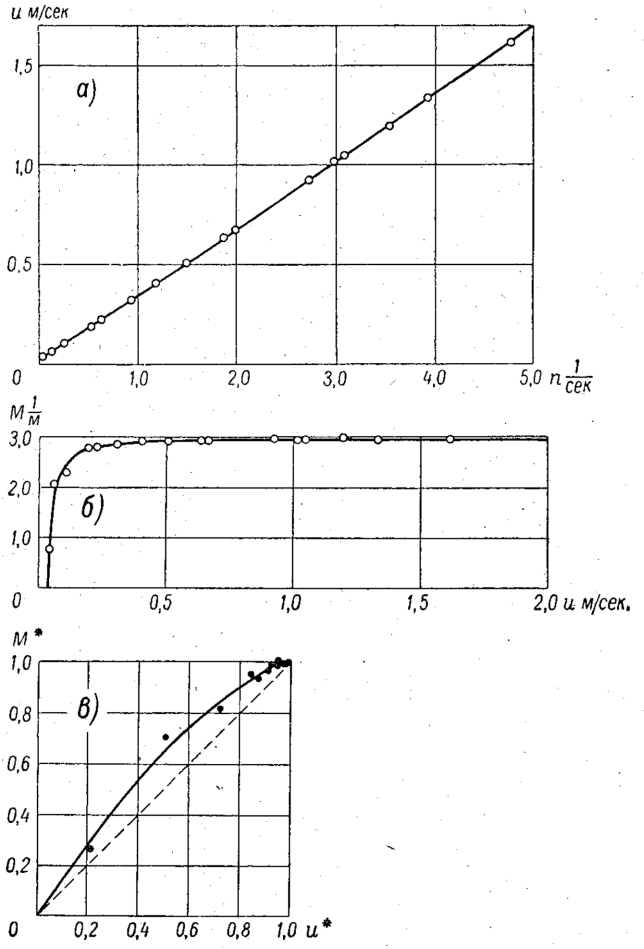


Рис. 5-3. Различные способы изображения тарировочных кривых гидрометрической вертушки.

а — в координатах *u* и *n*; *б* — в координатах *M* и *u*; *в* — в координатах *M** и *u**.

чего создается дополнительный момент сопротивления вращению. Исследованиями Г. В. Железнякова, а в дальнейшем и П. Н. Бурцева доказано, что влияние вязкости масла существенно при скоростях $u \leq 0{,}20 \div 0{,}35$ м/сек.

Критическая скорость $u_к$ связана функционально с начальной скоростью u_0, что выражается формулой Г. В. Железнякова

$$u_к = 7{,}1\frac{u_0}{\sqrt{\beta}}, \qquad (5\text{-}4)$$

где

$$\beta = 6{,}9u_0 - 0{,}06 + \sqrt{(2{,}3u_0 - 0{,}055)^2 + 0{,}0058}. \qquad (5\text{-}5)$$

При наиболее распространенном значении $u_0 = 0{,}03$ м/сек. скорость $u_к \approx 0{,}50$ м/сек.

Верхний предел применимости вертушек — скорость $u_{в.п}$, выше которой не всегда можно рекомендовать применение вертушек. Этот предел $u_{в.п}$ изучен недостаточно, хотя в ряде случаев приходится иметь дело с измерением весьма больших скоростей течения жидкости, например, на горных реках, на водосливах, в трубопроводах, в донных водоспусках совмещенных гидроэлектростанций на быстротоках. Иногда скорость $u_{в.п}$ назначается по соображениям прочности прибора, работы подшипников (их износа), условиям применения (установки в потоке) и др. Однако нельзя упускать из вида гидромеханические явления, такие, как образование за вертушкой кавитации, весьма интенсивных вихрей и др. Использование в таких условиях уравнения (5-1) в качестве экстраполяционного становится малообоснованным. Сошлемся на опыты [24] по изучению $u = u(n)$ в воздушном потоке (в аэродинамической трубе диаметром 1,5 м). Оказалось, что при больших скоростях воздушного потока нарушается зависимость (5-1). После некоторой скорости, в общем случае неодинаковой для разных вертушек, резко снижается число оборотов ротора вертушки n. Характер такого убывания n схематически показан на рис. 5-2 (кривая *3*). Для вертушек с лопастными винтами в воздушном потоке $u_{в.п} \approx 15 \div 20$ м/сек. Обнаруживается убывание числа оборотов $n_{в.п}$, соответствующее скорости $u_{в.п}$, с увеличением диаметра ротора.

Из рассмотрения характерных скоростей на кривой $u = u(n)$ следует, что гидрометрическая вертушка работает наиболее надежно и точно в пределах скоростей от $u_к$ до $u_{в.п}$.

Инерционность вертушек. При измерении вертушками скоростей турбулентного потока и вообще нестационарных (неустановившихся) течений возникает вопрос о способности ротора вертушки изменять свою скорость вращения соответственно изменению скорости потока u. Очевидно, эта способность обусловливается величиной момента инерции I ротора. Чем больше I, тем медленнее приспосабливается ротор к новому изменению скорости u. Если же момент инерции I очень

велик, то незначительное изменение скорости u может быть вообще недостаточно, чтобы изменить скорость вращения ротора. Трение в подшипниках и контактном механизме вертушки также увеличивает ее инерционность, производя демпфирующее действие.

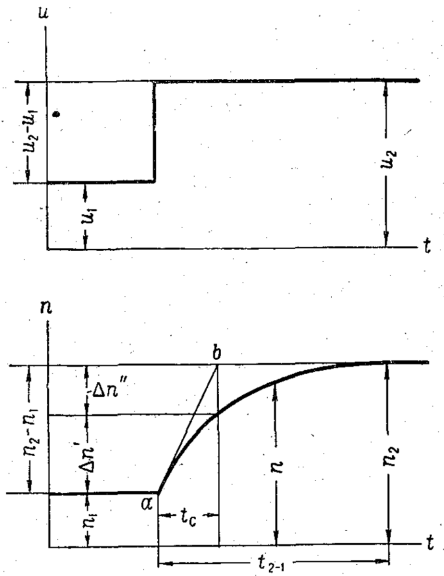


Рис. 5-4. Схема изменения во времени скорости течения u и числа оборотов n ротора вертушки.

Таким образом, при нестационарном течении жидкости изменение числа оборотов n ротора по отношению к изменению скорости течения u происходит асинхронно (неодновременно). Понятия асинхронности и инерционности вертушек идентичны. Предположим, скорость u мгновенно изменялась во времени от u_1 до u_2 (рис. 5-4). Вследствие инерционности вертушки для изменения числа оборотов от n_1 до n_2, соответствующего скорости u_2, потребуется время t_{2-1}. Это время затрачивается на разгон ротора при мгновенном изменении скорости течения жидкости. Для оценки инерционности вертушек Г. Х. Сабинин предложил характеристики, названные им «путь и время синхронизации». Теория этого вопроса изложена в следующем параграфе.

§ 19. Путь и время синхронизации гидрометрических вертушек

Уравнение движения в нестационарном потоке лопастного винта гидрометрической вертушки можно записать в следующем виде:

$$I\frac{d\omega}{dt} - M = 0, \qquad (5\text{-}6)$$

где I — момент инерции лопастного винта; ω — угловая скорость его вращения; t — время; M — момент гидродинамических сил относительно оси вращения.

Ниже излагается теоретический вывод уравнения пути синхронизации, по Г. Х. Сабинину [40]. Согласно этому выводу, принимается, что

$$M = u^2 f_1(s). \qquad (5\text{-}7)$$

Здесь $f_1(s)$ — функция скольжения вертушки,

$$s = \frac{\omega - \omega_0}{\omega_0} = 1 - \frac{k\omega}{2\pi u}, \tag{5-8}$$

где k — гидравлический шаг лопастного винта; ω_0 — угловая скорость его вращения при установившемся движении жидкости.

Далее функция $f_1(s)$ заменяется функцией $f\left(\frac{\omega}{u}\right)$, что допустимо в соответствии с формулой (5-8). Поделив выражение (5-6) на I, получим

$$\frac{d\omega}{dt} - \frac{u^2}{I} f\left(\frac{\omega}{u}\right) = 0. \tag{5-9}$$

Подставив в уравнение (5-9) $\omega = \frac{d\alpha}{dt}$ и поделив на u^2, получим

$$\frac{1}{u^2} \cdot \frac{d^2\alpha}{dt^2} - \frac{1}{I} f\left(\frac{\frac{d\alpha}{dt}}{u}\right) = 0,$$

где α — угол поворота лопастного винта от начального его положения.

Последнее выражение перепишем в виде

$$\frac{d^2\alpha}{d\,(ut)^2} - \frac{1}{I} f\left[\frac{d\alpha}{d\,(ut)}\right] = 0,$$

где $ut = l$ — длина потока, прошедшего через вертушку, поэтому

$$\frac{d^2\alpha}{dl^2} - \frac{1}{I} f\left(\frac{d\alpha}{dl}\right) = 0. \tag{5-10}$$

Из последнего уравнения видно, что α зависит только от длины потока, проходящего через вертушку.

Введя обозначение $\omega_\alpha = \frac{d\alpha}{dl}$, уравнение (5-10) можно представить в виде

$$\frac{d\omega_\alpha}{dl} - \frac{1}{I} f(\omega_\alpha) = 0,$$

откуда

$$\omega_\alpha = \frac{1}{I} \int f(\omega_\alpha) + \text{const}.$$

Г. Х. Сабинин считает возможным принять при s, близких к нулю,

$$f_1(s) = as, \tag{5-11}$$

где a — величина, характеризующая увеличение момента M в функции скольжения s, равная

$$a = \frac{1}{u^2} \cdot \frac{dM}{ds}.$$

С учетом выражений (5-7), (5-8) и (5-11) формула (5-6) может быть записана в виде

$$\frac{d\omega}{dt} = \frac{u^2}{I} a \left(1 - \frac{k}{2\pi} \cdot \frac{\omega}{u}\right) = 0. \qquad (5\text{-}12)$$

Если теперь подставить в формулу (5-12)

$$\frac{d\omega}{dt} = \frac{d\alpha^2}{dt^2}, \quad dt = \frac{dl}{u} \text{ и } \frac{d\alpha}{dl} = \omega_\alpha,$$

найдем

$$\frac{d\omega_\alpha}{dl} - \frac{a}{I}\left(1 - \frac{k}{2\pi}\omega_\alpha\right) = 0.$$

Интегрирование дает

$$\omega_\alpha = \omega_{0\,\alpha} - (\omega_{0\,\alpha} - \omega_{1\,\alpha}) e^{-\frac{ak}{2\pi I} l}, \qquad (5\text{-}13)$$

где e — основание натуральных логарифмов. Здесь $\omega_{0\,\alpha}$ соответствует установившемуся движению, а $\omega_{1\,\alpha}$ — некоторому начальному моменту времени. Если в формуле (5-13) показатель степени приравнять единице и обозначить при этом $l = l_c$, найдем

$$l_c = \frac{2\pi I}{ak}; \qquad (5\text{-}14)$$

тогда формула (5-13) принимает вид

$$\omega_\alpha = \omega_{0\,\alpha} - (\omega_{0\,\alpha} - \omega_{1\,\alpha}) e^{-1}. \qquad (5\text{-}15)$$

Величину l_c Сабинин назвал «путь синхронизации». Изложенное позволяет это важное понятие определить следующим образом. Путь синхронизации есть такая длина потока, который должен пройти через вертушку, чтобы разность $\omega_{0\,\alpha} - \omega_\alpha$ уменьшилась в e раз.

Запишем теперь следующее очевидное равенство:

$$\omega_\alpha = \frac{d\alpha}{dl} \cdot \frac{dt}{dt} = \frac{\omega}{u}.$$

Подставив последнее выражение для ω_α и $l = ut$ в формулу (5-13) и сократив на u, получим

$$\omega = \omega_0 - (\omega_0 - \omega_1) e^{-\frac{ut}{l_c}}. \qquad (5\text{-}16)$$

Если приравнять показатель единице и обозначить при этом $t = t_c$, получим

$$t_c = \frac{l_c}{u}, \qquad (5\text{-}17)$$

где t_c — время синхронизации.

Из выражения (5-16) видно, что время синхронизации есть промежуток времени, за который расхождение в скоростях

$\omega_0 - \omega$ уменьшится до $\frac{1}{e}$ — первоначальной величины. Чем больше скорость потока, тем меньше время синхронизации t_c.

Аналогичная характеристика используется для оценки работы роторных расходомеров в нестационарных потоках, где ей присвоено наименование постоянной времени. Она определяется как интервал времени от момента изменения скорости течения жидкости до точки пересечения касательной ab (рис. 5-4) с линией, отвечающей установившейся скорости вращения ротора. Изменение во времени скорости вращения ротора подчиняется показательной функции; за время t_c число оборотов ротора возрастает на величину $\Delta n' = \left(1 - \frac{1}{e}\right)(n_2 - n_1)$, т. е. разность $n_2 - n_1$ уменьшится до величины $\Delta n'' = \frac{1}{e}(n_2 - n_1)$.

Скорость вращения ротора, характеризующаяся числом оборотов n_2, является синхронной скоростью, т. е. вполне соответствующей скорости потока u_2.

Из формулы (5-14) видно, что путь синхронизации возрастает с увеличением момента инерции ротора, а следовательно, и его диаметра и уменьшается с увеличением гидравлического шага k. Следовательно, инерционность вертушек уменьшается с уменьшением веса ротора и его размеров и увеличением гидравлического шага k. По-видимому, инерционность прибора уменьшается с увеличением плотности среды, поэтому, например, условия нестационарных аэрированных потоков являются худшими для работы вертушек, чем обычные водные потоки.

При отсутствии пульсации скорости момент инерции лопасти не влияет на работу вертушки.

Учитывая изложенное, можно теперь следующим образом сформулировать условия применимости гидрометрических вертушек для измерения пульсационных скоростей: время синхронизации t_c вертушки должно быть меньше периода пульсации $\frac{1}{\omega_i}$ скорости u, т. е.

$$t_c = \frac{l_c}{u} < \frac{1}{\omega_i}, \qquad (5\text{-}18)$$

где ω_i — частота пульсации скорости.

В турбулентном потоке имеют место возмущения различных масштабов. Каждое возмущение вызывает пульсации скорости соответствующих частот. Таким образом, в потоке существуют пульсации различных частот, т. е. имеет место спектр частот. Поэтому при заданных l_c и u вертушка улавливает колебания, частоты которых меньше некоторого предела. Вследствие этого происходит сглаживание мгновенных скоростей. Это может быть пояснено рис. 5-5, где схематически показаны: действительная кривая мгновенных скоростей *1* и кривая (ступенчатая)

мгновенных скоростей 2, регистрируемая вертушкой при несоблюдении условия (5-18). Необходимо также иметь в виду, что вертушка не улавливает возмущений, размеры которых очень малы по сравнению с ее размерами. Вертушки с большими размерами ротора осредняют скорости в пространственном отношении, что также приводит к сглаживанию кривой 1 (рис. 5-5).

По опытным данным М. А. Великанова и Н. М. Бочкова, относящимся к вертушке типа Прайса, $l_c = 2{,}5$ см. Например,

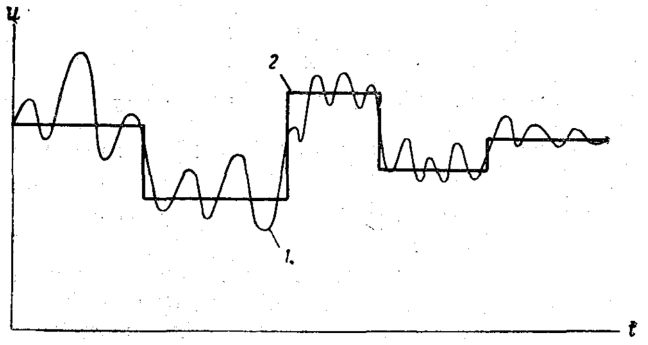


Рис. 5-5. Схемы кривых мгновенных скоростей $u = u(t)$.
1 — действительная; *2* — зарегистрированная.

при $u = 1{,}0$ м/сек. из выражения (5-18) получим $\omega_l < \frac{100}{2{,}5} = 40 \frac{1}{\text{сек.}}$, т. е. при этих условиях вертушками могут регистрироваться пульсации скорости u при частотах до 40 гц. С увеличением скоростей u область применения вертушек расширяется, что видно из формулы (5-18). Отметим, что в работах по изучению нестационарных тепловых процессов указывается на возможность применения роторных расходомеров для измерения пульсаций скорости, частотный спектр которых достигает 60—100 гц.

В речном потоке наибольшее значение имеют пульсации малой частоты, по-видимому, порядка 2—10 гц, соответствующие крупномасштабным возмущениям размеров, сравнимых с вертикальными размерами потока. Изложенное позволяет констатировать, что гидрометрическая вертушка является надежным прибором для измерения нестационарных течений жидкости. При этом, конечно, регистрация числа оборотов должна производиться через доли оборота ротора или в крайнем случае в условиях рек и каналов через один оборот.

В работе [40] отмечается, что путь синхронизации не зависит от скорости потока. В недавнее время это положение подверглось экспериментальной проверке В. Ю. Торочковым [41]. Опыты производились в аэродинамической трубе. Рабочее сечение

трубы составляло 1,5 м². Скорости воздушного потока измерялись спиртовым микроманометром, связанным с пневматическим насадком типа трубки Пито. Всего было испытано 5 анемометров с чашечным ротором и один с винтовым ротором в диапазоне скоростей воздушного потока от 7 до 35 м/сек. Методика экспериментов и их обработки была следующей. В рабочей части аэродинамической трубы устанавливался анемометр в заторможенном состоянии. Далее создавалась постоянная скорость воздушного потока v, затем мгновенно отпускался тормоз и регистрировалась работа анемометра с помощью шлейфового осциллографа. Обработка осциллограммы, характеризующей этот переходный процесс, заключалась в подборе постоянной времени экспоненты t_c, откуда путь синхронизации $l_c = vt_c$. В результате обнаружено, что путь синхронизации возрастает с увеличением скорости потока. В целом для всех испытанных анемометров $l_c = 1{,}2 \div 6{,}2$ м при $v = 6 \div 36$ м/сек.

Дальнейшее изучение пути синхронизации анемометров, а также и гидрометрических вертушек может создать основу для уточнения теории Г. Х. Сабинина.

§ 20. Влияние турбулентности потока на показания гидрометрических вертушек

Как известно, вертушки в подавляющем большинстве случаев применяются для измерения скоростей турбулентного потока. Очевидно, вертушка в турбулентном потоке будет подвержена действию различных скоростей по величине и направлению. Целесообразно рассмотреть отдельно влияние пульсации скорости потока на результат измерения средней скорости потока вертушкой и влияние отклонения направления струй от нормали к поперечному сечению потока.

Изучая анемометры — приборы, работающие по такому же принципу, как и вертушки, Г. Х. Сабинин теоретически доказал, что осредненная местная скорость потока, регистрируемая анемометром, всегда больше действительной средней скорости ветра. Разница в указанных скоростях тем больше, чем больше путь синхронизации l_c, частота ω_i и амплитуда пульсаций скорости; эта разница достигает $\sim 10\%$ как максимум.

Экспериментальные работы для определения влияния пульсации скорости на показания вертушек производятся двумя способами: 1) прибор передвигают в стоячей воде с переменной скоростью (этим моделируется пульсация), затем полученное число оборотов ротора сравнивают с числом оборотов при перемещении вертушки с той же средней скоростью, но равномерно; 2) прибору сообщают гармонические колебания в равномерно текущем потоке, чем достигается изменение действующей на прибор скорости. Выполненными таким образом исследованиями

доказано, что в пульсирующем потоке вертушки регистрируют осредненную скорость, превышающую действительную среднюю скорость. Этот факт, по-видимому, следует объяснить большей инерционностью вертушек при уменьшении скорости потока u, чем при ее увеличении, а главным образом тем, что энергия пульсирующего потока больше энергии потока с $u=\text{const}$ [42].

Рассматривая влияние отклонения направления струи от нормали на показания вертушек, необходимо иметь в виду существенные различия в их работе при установке на штанге и тросе. Вертушки, опускаемые на тросе, самоустанавливаются под влиянием хвостового оперения по направлению течения. Проекция скорости $u_н$ на нормаль к поперечному сечению равна

$$u_н = u \cos \beta, \tag{5-19}$$

где β — угол, образуемый вектором скорости u и нормалью к поперечному сечению потока.

Здесь не учитывается некоторое незначительное несоответствие скорости u углу β, обусловленное инерционностью хвостового оперения и корпуса вертушки на изменения угла β. Ось вертушек, опускаемых на штанге, занимает в потоке вполне определенное зафиксированное положение — ось вертушек с ротором в виде лопастного винта должна совпадать с нормалью к поперечному сечению потока; ось вертушек с чашечным ротором и другим аналогичным ротором располагается вертикально, а хомутообразная рама — в вертикальной плоскости, перпендикулярной поперечному сечению потока.

Действие компонентных вертушек, устанавливаемых на штанге, подчиняется уравнению (5-19). В этом заключается их важная особенность, так как такие вертушки автоматически регистрируют проекцию скорости u на нормаль, т. е. скорость $u_н$. С учетом формулы (5-3) уравнение (5-19) можно записать в следующем виде:

$$\frac{k_0}{k_\beta} = \cos \beta, \tag{5-20}$$

где k_0 — гидравлический шаг при $\beta=0$; k_β — то же при $\beta \neq 0$.

Работа большинства вертушек не подчиняется в полной мере зависимостям (5-19) и (5-20), т. е. они не являются компонентными. Рассмотрим работу некомпонентных вертушек при установке их на штанге. При установке вертушек на тросе этот вопрос, как ясно из изложенного, не возникает.

Опыты по изучению влияния угла β на показания вертушек производятся путем передвижения вертушки в стоячей воде при ее установке под разными углами (в горизонтальной и вертикальной плоскостях) по отношению к направлению движения или в потоке при установке вертушки под разными углами β по отношению к направлению скорости течения жидко-

сти. На рис. 5-6 приведены характеристики работы вертушки с горизонтальной осью вращения, являющиеся типичными для всех некомпонентных вертушек с лопастными винтами. Опыты для получения таких характеристик проводятся чаще путем

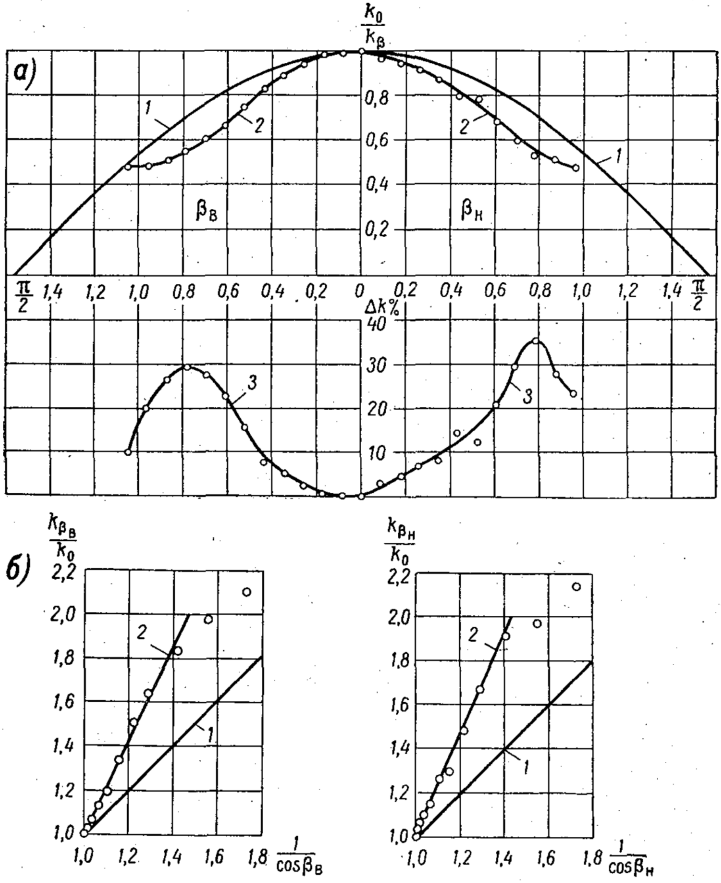


Рис. 5-6. Типичный пример влияния отклонения направления течения от нормали на показания вертушки с горизонтальной осью вращения и ротором в виде лопастного винта.

передвижения вертушек в стоячей воде при отклонении оси вертушки от нормали вверх ($\beta_в$) и вниз ($\beta_н$). На рис. 5-6 *а* кривая *1* построена по уравнению (5-20), т. е. является характеристикой компонентной вертушки. Кривая *2* выражает зависимость $\frac{k_0}{k_\beta}$ от угла β в радианах, полученную по опытным данным; кривая *3* дает расхождение в процентах между кривыми *1* и *2*,

т. е. $\Delta k = 100\left(\frac{k_\beta}{k_0}\cos\beta - 1\right)$. Величина Δk показывает, насколько занижаются измеряемые проекции скоростей на нормаль некомпонентными вертушками по сравнению с компонентными. Наибольшее значение $\Delta k \approx 35\%$ получается при $\beta \approx 45°$. Отмечается некоторое различие в Δk при углах $\beta_в$ и $\beta_н$. Лопастной винт вертушки при больших углах ($\beta_в \approx 60°$) может перестать вращаться. Рассматривая рис. 5-6, можно сделать важный вывод: при малых углах β (примерно до 10°) можно считать, что вертушки в пределах точности измерений скоростей (2—3%) регистрируют проекцию скорости u на нормаль; при больших углах β требуется введение поправок в скорость $u_н$ на некомпонентность вертушки. Степень некомпонентности вертушек наиболее наглядно иллюстрируется относительным положением линий *1* и *2* на рис. 5-6 *б*, являющихся анаморфозами кривых *1* и *2* на рис. 5-6 *а*. Линии *2* на рис. 5-6 *б* рассматриваются в пределах углов $\beta < 50°$. Возможные отклонения вектора скорости u от нормали в реках и каналах в редких случаях выходят за пределы угла $\beta > 50°$. Линии *1* на рис. 5-6 *б* отвечают уравнению $\frac{k_\beta}{k_0} = \frac{1}{\cos\beta}$, т. е. уравнению (5-20), линии *2* — уравнению, предложенному Г. В. Железняковым,

$$\frac{k_0}{k_\beta} = \frac{1}{\Psi\left(\frac{1}{\cos\beta} - 1\right) + 1}, \qquad (5\text{-}21)$$

или при $u \geqslant u_к$

$$\frac{u_н}{u} = \frac{1}{\Psi\left(\frac{1}{\cos\beta} - 1\right) + 1}, \qquad (5\text{-}22)$$

где Ψ — параметр некомпонентности гидрометрической вертушки, в общем случае зависящий от конструкции лопастного винта и его шага, может быть равным примерно двум и больше. Компонентная вертушка имеет $\Psi = 1{,}0$, а формулы (5-21) и (5-22) переходят соответственно в формулы (5-20) и (5-19).

Перепишем формулу (5-22), умножив и разделив предварительно ее правую часть на $\cos\beta$, в виде

$$\frac{u_н}{u}\left[\Psi(1 - \cos\beta) + \cos\beta\right] = \cos\beta,$$

откуда видно, что поправка в виде произведения к измеренной некомпонентной вертушкой скорости $u_н$ равна выражению, стоящему в квадратной скобке, численно большему единицы.

При $u < u_к$ компонентность вертушки нарушается не только за счет конструкции лопастного винта и его шага, но и вследствие влияния на $u_н$ механических сопротивлений. По этой при-

чине зависимости $\frac{u_н}{u}$ от угла β на рис. типа 5-6 *а* при $u<u_к$ располагаются ниже кривой *2*. Поэтому для компонентной вертушки связь между u и n должна быть линейной. Из гидромеханического анализа показаний вертушек становится очевидным, что компонентная вертушка с компенсацией силы трения является наиболее рациональной. П. Н. Бурцев показал, что для компонентных вертушек должно иметь место и оптимальное отношение диаметра ротора к его гидравлическому шагу $\frac{d}{k}$, которое обеспечивает минимальную начальную скорость u_0. Кроме этого, дисковое отношение винта должно составлять $\sim 0{,}95$. Под последним подразумевается отношение площади проекции винта (на плоскость, перпендикулярную его оси вращения) к площади круга, образуемого винтом, без учета площади ступицы. При вычислении площади проекции винта учитывается сумма площадей проекций всех лопастей винта.

Ротор вертушек с вертикальной осью иначе реагирует на отклонение струй от нормали к поперечному сечению потока. Очевидно, в этом случае представляет интерес рассмотрение величин скоростей $u_н$ при углах β в горизонтальной плоскости от 0 до 180° вправо и влево и в вертикальной плоскости от 0 до 90° вниз и вверх. Ввиду большого диапазона углов β в горизонтальной плоскости, а также в целях наглядности кривые, характеризующие работу вертушек с вертикальной осью, изображаются в полярных координатах. На рис. 5-7 приведены результаты испытаний вертушки Прайса (основной тип вертушки в США), выполненных И. Брауном и Ф. Наглером [43] в водном потоке при скорости течения $u=1{,}2$ м/сек. Эти опыты не утратили своего значения, так как конструкция чашечного ротора вертушек с вертикальной осью, по существу, не изменилась. На горизонтальной оси (рис. 5-7) обозначена шкала относительных показаний вертушки $\frac{n_н}{n} \cdot 100$ (цифры выписаны от 30 до 110%). Число оборотов n соответствует скорости u, а число оборотов $n_н$ соответствует скорости, направленной нормально к поперечному сечению потока, обозначенному на рис. 5-7 линией *аа*. При $\beta=0$ относительное показание вертушки составляет 100%. Принимая эту величину за радиус, построена вспомогательная окружность *С*. Кривая, характеризующая компонентную вертушку, как на рис. 5-6 *а* (кривая *1*), здесь в полярных координатах изобразится в виде окружности *D* при изменении β от 0 до 90° вправо и влево или вверх и вниз и в виде кривой *D'* при изменении β от 90 до 180° вправо и влево. Кривая *В* характеризует показания вертушки при изменении β в горизонтальной плоскости, кривая *А* — в вертикальной. Сравнивая кривую *D* с кривой *В* видим, что вертушка с чашечным

ротором дает весьма завышенные показания скоростей по сравнению с проекцией скорости на нормаль, что объясняется конструкцией этого ротора. Кроме того, показания вертушки неодинаковы при горизонтальных углах β вправо и влево, что объясняется разными условиями обтекания потоком чашек ротора при подходе их к хомутообразной раме. Сравнение кривых A и D позволяет констатировать, что вертушка при изменении

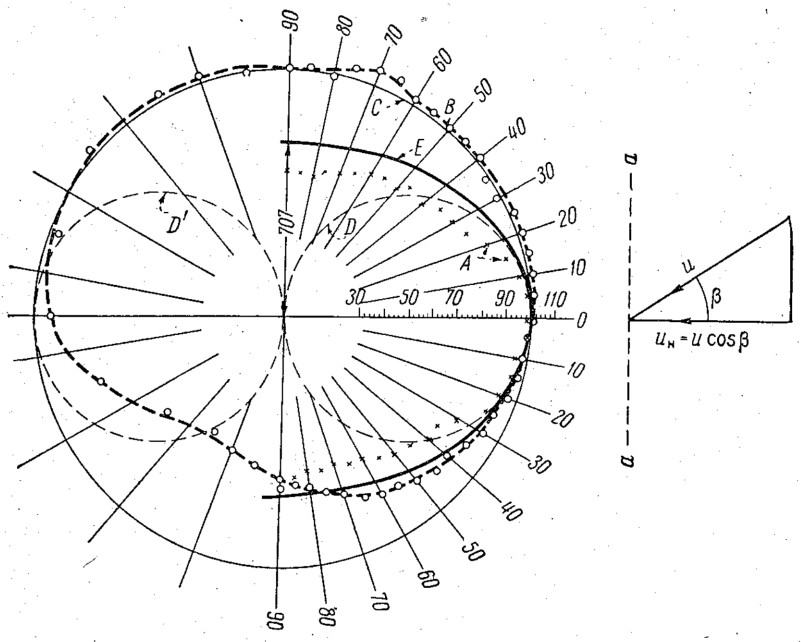


Рис. 5-7. Влияние отклонения направления течения от нормали на показания вертушки с вертикальной осью вращения и чашечным ротором.

вертикальных углов β до 40° дает заниженные показания, а при $\beta > 40°$ — завышенные.

Таким образом, вертушки с чашечным ротором весьма сложно реагируют на отклонение вектора скорости от нормали к поперечному сечению потока. Если обобщить ординаты $\frac{n_н}{n} \cdot 100$ кривых A и B при углах β вправо и влево, вверх и вниз, решив предварительно уравнение, выражающее связь $\frac{n_н}{n} \cdot 100$ и β, по способу наименьших квадратов, получим кривую E. Эта кривая при $\beta < 30 \div 35°$ близко совпадает с кривой D. Отсюда можно сделать вывод: при равновероятном изменении углов β во всех направлениях вертушка с чашечным ротором, установ-

ленная на штанге, может рассматриваться как компонентная при углах $\beta \leqslant 30°$. Однако такие условия работы вертушек в реках и каналах фактически не соблюдаются.

Гидромеханический анализ показаний вертушек в турбулентном потоке при установке их на штанге позволяет констатировать следующее: вертушки с горизонтальной осью вращения более совершенны, чем вертушки с чашечным ротором на вертикальной оси [44]. При применении различных типов вертушек с троса расхождения в показаниях их становятся менее существенными.

Приведем теперь некоторые соображения о направлении дальнейших исследований влияния турбулентности на показания гидрометрических вертушек.

Поскольку показания вертушек, а также и других гидрометрических приборов представляют собой результат взаимодействия первичного датчика прибора и потока, то должны учитываться параметры, характеризующие структуру потока и прибор.

В качестве параметров структуры потока можно принять число Великанова Be и локальное число Струхаля $\mathrm{St}=\frac{\omega (h-y)}{u}$, где u — местная скорость на расстоянии от поверхности потока $h-y$.

Для характеристики самой вертушки в работе [2] предложено безразмерное число в виде $W_в = \frac{l_c}{u_0 \tau}$, где τ — период осреднения скорости (продолжительность выдержки прибора в точке потока). Обозначив отношение скорости, измеренной вертушкой, к действительной через $\sigma_в$ и учитывая, что точность регистрации скоростей при заданном τ зависит от локального числа Фруда [9, 24]

$$\mathrm{fr} = \frac{u^2}{g(h-y)},$$

можно констатировать, что $\sigma_в = \sigma_в$ (Be, St, $W_в$, fr). Отыскание вида этой функции и должно, по-видимому, определить одно из направлений дальнейших исследований.

Глава VI

ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДИКИ ИЗМЕРЕНИЯ МАЛЫХ СКОРОСТЕЙ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ

Проблема создания методики и аппаратуры для определения малых скоростей течения воды поставлена в статье [45]. Проектирование и эксплуатация водохранилищ на реках, новых типов отстойников, промышленных охладителей, сооружений канализационных систем, гидравлических классификаторов песка сделали эту проблему весьма актуальной. На пути ее решения встретилось немало трудностей, поэтому и в настоящее время специалисты работают над этим вопросом.

Под малыми скоростями часто понимаются скорости, меньшие ориентировочно 15—20 см/сек. В диапазоне скоростей от начальной скорости для данного прибора до этого предела и гидрометрические вертушки и гидрометрические трубки регистрируют скорости с пониженной точностью. Но даже не в этом главная трудность. Дело в том, что в настоящее время необходимо уметь измерять скорости течения, лежащие ниже начальных скоростей традиционных приборов. Малыми скоростями течения воды теперь приходится считать скорости, меньшие 2—3 см/сек.

Четко определились два пути решения задачи.

Во-первых, модернизация давно известных приборов, таких, как гидрометрические вертушки и трубки. Иногда модернизация бывает настолько существенной, что сам принцип измерения, хотя и на основе существующего первичного датчика, становится в известной степени новым. Так было с гидрометрической трубкой в результате ликвидации менисков в ее вторичном датчике (регистраторе).

Во-вторых, используются различные физические явления для создания принципиально новых типов первичных гидрометрических датчиков. Здесь необходимо прежде всего упомянуть использование явлений теплообмена для создания гидрометрических приборов. Правда, и этот способ уже перестал быть новым, так как, например, с момента создания в СССР первого такого способа [46] прошло немало времени.

В этой главе рассматриваются теоретические предпосылки некоторых способов измерения малых скоростей течения воды. Прежде всего выясняются возможности дальнейшего совершенствования гидрометрической трубки и области ее применения, включая нестационарные потоки. В этой связи представляет интерес применение не только трубки, но и датчика мембранного типа в сопоставлении его показаний с показаниями трубки с тем, чтобы обосновать возможность интеграционного способа измерения скоростей течения воды.

Тепловые датчики отличаются чрезвычайно большим разнообразием. Появление новых конструкций с различными электрическими схемами объясняется главным образом желанием устранить неустойчивость работы тепловых датчиков.

Мы продолжаем считать наиболее перспективным создание тепловых измерителей скорости на основе теории регулярного режима охлаждения, чему посвящается отдельный параграф в этой главе.

§ 21. Безменисковые гидрометрические трубки

Известно, что начальная скорость гидрометрической трубки обусловливается главным образом сопротивлениями менисков во вторичном ее датчике, т. е. в статическом и динамическом его каналах. При малых скоростях течения воды u скоростной напор $\frac{u^2}{2g}$ оказывается недостаточным для преодоления сопротивления менисков. Отсюда появилась идея полного устранения менисков. Она может быть реализована разными способами. А. И. Лосиевский [47] предложил заполнить жидкостью динамический и статический каналы (рис. 6-1). В таком случае скоростной напор будет действовать на всю массу заключенной в трубке жидкости и приведет ее в движение со скоростью w, зависящей от скорости u. Следовательно, измеряя скорость w на мерном участке l', можно определить u, зная связь между w и u. Найдем эту связь.

При движении жидкости в трубке, изображенной на рис. 6-1, скоростной напор равен

$$\frac{(u-w)^2}{\varphi_m^2 2g},$$

т. е. определяется не полной скоростью u, а разностью $u-w$. Этот напор затрачивается на преодоление сопротивлений, возникающих при движении жидкости в трубке со средней по сечению скоростью w. Если внутренний диаметр трубки d подобрать таким образом, чтобы в ней было ламинарное движение, получим

$$\frac{(u-w)^2}{\varphi_m^2 2g} = \frac{32\nu l w}{g d^2}, \qquad (6\text{-}1)$$

где ν — кинематический коэффициент вязкости; l — длина всех каналов трубки; φ_m — коэффициент скорости трубки.

Правая часть этого уравнения представляет собой потерю напора по длине ламинарного потока в трубке [48]. Решая его относительно u, найдем

$$u = w + \frac{8\varphi_m}{d}\sqrt{\nu l w}. \qquad (6\text{-}2)$$

Поскольку ν зависит от температуры воды t, для определения u с помощью трубки Лосиевского требуется измерять

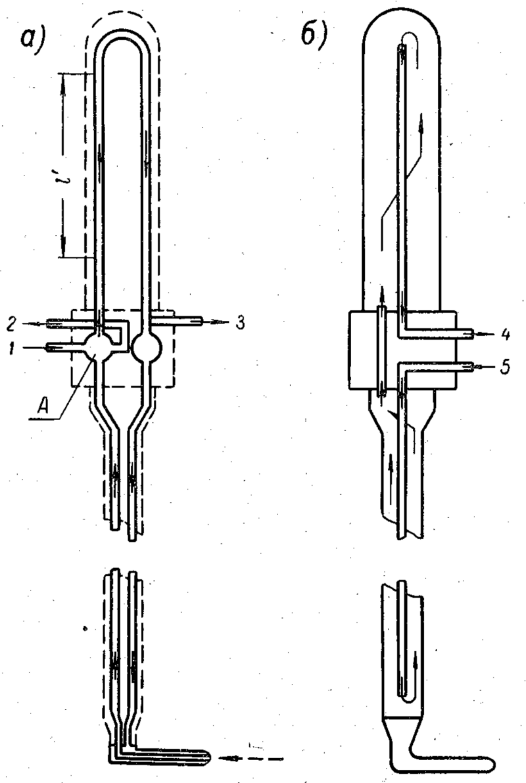


Рис. 6-1. Схема работы безменисковой гидрометрической трубки А. И. Лосиевского.

а — схема движения воды в рабочей части трубки, *б* — схема работы водяной рубашки; *А* — кран, *1* — подача краски, *2* — отвод краски, *3* — отсасывание воздуха, *4* — отвод воды, *5* — подача воды.

скорость w и температуру t. Схема конструкции трубки показана на рис. 6-1. Измерение скорости w производится по движению введенной внутрь трубки капли раствора анилиновой краски. При этом регистрируется по секундомеру пройденный

каплей путь l' (рис. 6-1). Удобнее вести отсчет по острию капли краски. В этом случае $w=0{,}5w_{\max}$, где $w_{\max}$ — скорость на оси трубки при ламинарном движении. Тогда уравнение (6-1) принимает вид

$$u=0{,}5w_{\max}+\frac{5{,}7\varphi_m}{d}\sqrt{\nu l w_{\max}}. \qquad (6\text{-}3)$$

Если трубка собрана из отдельных звеньев разного диаметра, формулы (6-2) и (6-3) видоизменяются, принимая более общий вид.

В формуле (6-1) переменной величиной будет $\frac{lw}{d^2}$, следовательно,

$$\frac{(u-w_0)^2}{\varphi_m^2 2g}=\frac{32\nu}{g}\left(\frac{l_1w_1}{d_1^2}+\frac{l_1w_2}{d_2^2}+\ \dots\ +\frac{l_nw_n}{d_n^2}\right), \qquad (6\text{-}4)$$

где w_0 — средняя скорость в сечении входного участка трубки, $l_1, l_2, \dots, l_n$; $w_1, w_2, \dots, w_n$; $d_1, d_2, \dots, d_n$ — соответственно длины, скорости и диаметры на отдельных участках трубки.

Учитывая, что

$$w_0=\frac{d^2}{d_0^2}w, \quad w_1=\frac{d^2}{d_1^2}w, \ \dots, \ w_n=\frac{d^2}{d_n^2}w,$$

где d и w — соответственно диаметр и средняя скорость на выбранном мерном участке трубки, из формулы (6-4) получим

$$u=\frac{d^2}{d_0^2}w+8\varphi_m d\sqrt{\nu w\left(\frac{l_1}{d_1^4}+\frac{l_2}{d_2^4}+\ \dots\ +\frac{l_n}{d_n^4}\right)}. \qquad (6\text{-}5)$$

При измерении скорости подкрашенной жидкости на оси мерного участка трубки формула (6-5) принимает вид

$$u=0{,}5w_{\max}\frac{d^2}{d_0^2}+5{,}7\varphi_m d\sqrt{\nu w_{\max}\left(\frac{l_1}{d_1^4}+\frac{l_2}{d_2^4}+\ \dots\ +\frac{l_n}{d_n^4}\right)}. \qquad (6\text{-}6)$$

Из изложенной теории гидрометрической трубки следует, что показания трубки могут быть стабильными, если температура воды потока и температура воды на всей длине рабочих трубок будет одинаковой. В связи с этим в ее конструкции предусмотрена водяная рубашка (рис. 6-1 *б*) с циркуляцией воды, забираемой непосредственно из потока.

Существует модификация трубки А. И. Лосиевского со стационарным поплавком-индикатором, предложенная А. С. Зедгинидзе [49], в которой не предусматривается водяная рубашка, что в общем создает большие удобства в работе. Другой путь устранения менисков состоит в использовании в качестве

вторичного датчика диафрагмы (мембраны), разделяющей динамическую и статическую трубки. Отметим, что ликвидация менисков позволила довести начальную скорость гидрометрических трубок до 3 см/сек., что сделало их пригодными для измерения малых скоростей течения воды в определенном диапазоне [52].

Главное достоинство в использовании диафрагмы состоит в том, что показания гидрометрической трубки представилось возможным регистрировать с помощью современных механотронов и осциллографов. Это в свою очередь позволило перейти к интеграционным измерениям скоростей течения воды в лабораторных условиях.

§ 22. Интеграционный электронно-механический способ измерения скоростей течения воды

Методика измерения кинематических элементов потока (поля скоростей) нуждается в существенном развитии применительно не только к потокам с малыми скоростями, но и к нестационарным течениям жидкости.

Как известно, существуют два способа измерения скоростей течения жидкости: точечный и интеграционный. Различие между ними заключается в том, что первый наилучшим образом позволяет произвести осреднение скоростей во времени в фиксированных точках потока, а второй — в пространстве (в живых сечениях потока). Однако осреднение кинематических параметров потока во времени не всегда возможно по условиям проведения гидравлических экспериментов. Например, при исследовании движения песчаных волн, в особенности смоделированных из легкоподвижных материалов, время изменения рельефа дна меньше времени, необходимого для получения эпюры скоростей точечным способом. Ясно, что в этом случае он не дает действительной картины распределения кинематических элементов потока в его живом сечении. Не говоря уже о том, что при точечном способе измерения скоростей всегда остаются неизученные области потока. Между тем во многих случаях требуется знать детальное распределение скоростей течения воды, например при изучении распределения концентрации взвешенных насосов по глубине и ширине потока.

При неустановившихся процессах, измеряя скорости точечным способом, приходится прибегать к использованию сразу нескольких однотипных приборов с размещением их на одной скоростной вертикали или горизонтали. Однако в лабораторных условиях, где размеры живого сечения малы, не всегда можно применить установку серии гидрометрических приборов. Кроме того, при такой методике измерений общая конструкция аппаратуры становится сложной, а измерения связаны с неудобствами в регистрации отсчетов. Например, при групповой

системе электрических приборов весьма осложняется измерительная цепь, особенно при наличии усилительных и других устройств.

Таким образом, при изучении гидравлики неустановившегося потока и русловых процессов, особенно с применением различных легкоподвижных материалов (полистирола, бакелита), возникла необходимость в разработке и изучении интеграционного способа измерения скоростей, что было выполнено авторами статьи [50]. В этом случае могут быть применены только такие приборы, которые способны производить непрерывную регистрацию скоростей при движении датчика скорости по вертикалям и горизонталям в потоке. Отметим, что в натурных условиях интеграционный способ измерения скоростей течения воды с использованием гидрометрических вертушек применяется сравнительно давно. Его точность оказалась вполне удовлетворительной [9]. Интеграционный способ применительно к гидравлическим исследованиям в лабораторных условиях ранее не был разработан.

Для решения этой задачи авторами была разработана методика непрерывной регистрации поля скоростей потока при равномерном перемещении датчика скорости в живом сечении с записью выходных электрических сигналов на фотографическую бумагу шлейфового осциллографа. В качестве первичных датчиков были использованы гидрометрическая трубка и круглая пластинка диаметром $d=4\div5$ мм. В качестве преобразователей кинематических и динамических характеристик водного потока в электрические сигналы использованы электронно-механические преобразователи с внешним управлением, сокращенно называемые механотронами. Работа механотронов основана на изменении расстояния между электродами лампы. В отличие от других преобразователей, механотроны позволяют получить на выходе сигналы значительной величины, что дает возможность производить запись на магнитоэлектрический осциллограф без усиления выходного сигнала [51].

Принципиальная схема аппаратуры, где в качестве первичного датчика использована гидрометрическая трубка, приведена на рис. 6-2. При перемещении гидрометрической трубки *8* разность динамического и статического давлений в точках живого сечения потока воспринимается мембраной *4*, последняя соединяется через толкатель с подвижным стерженьком механотрона *5*. Под действием разности давлений мембрана, прогибаясь, производит смещение подвижных анодов электронного преобразователя, включенного в симметричную мостовую схему. В результате изменения сопротивления механотрона в диагонали моста образуется электрический сигнал, который записывается шлейфовым осциллографом. Кнопка *1* служит для подачи электрического сигнала от батареи *2* на второй

нерабочий шлейф осциллографа в момент начала и конца передвижения датчика скорости.

С помощью сигналов можно фиксировать также промежуточные контрольные отметки на скоростной вертикали или горизонтали. Опускание и подъем датчика производится с помощью электрического моторчика *6* постоянного тока с червячным редуктором, присоединенного к подъемному механизму мерной иглы *7*. Регулировка скорости движения датчика осуществляется величиной подаваемого электрического напряжения на моторчик.

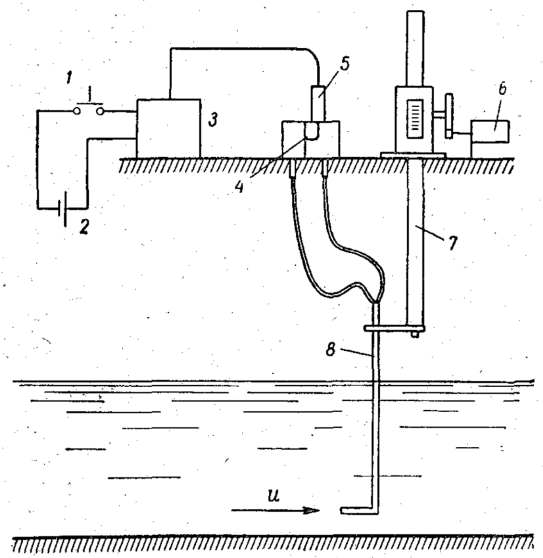


Рис. 6-2. Схема аппаратуры для интеграционного способа измерений скоростей (с применением гидрометрической трубки).

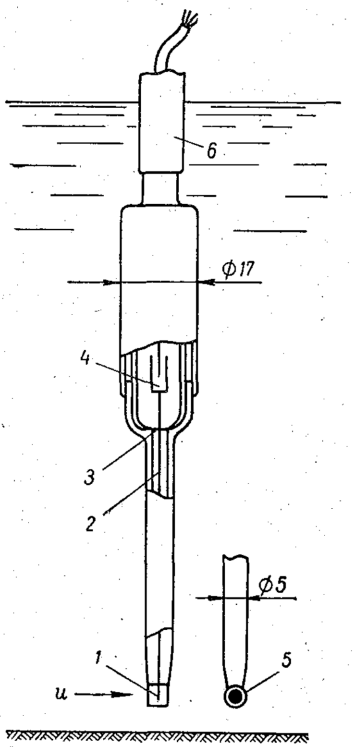


Рис. 6-3. Схема маятникового (мембранного) датчика скорости с круглой пластинкой.

На рис. 6-3 дана схема измерителя скорости с круглой пластинкой *1* диаметром 4—5 мм. Она соединена стержнем *2* и металлической мембраной *3* (вваренной в стеклянный баллон лампы) с подвижными анодами *4*. При смещении пластинки под действием потока происходит отклонение подвижных анодов по отношению неподвижного катода. В результате в анодной цепи электронной лампы образуется электрический сигнал, соответствующий определенному значению скорости движения воды. Кольцо *5* служит для ограждения от механических повреждений круглой пластинки *1*. Прибор прикрепляется к штанге *6*, внутри которой проходят электрические провода.

Результаты градуировок описанных приборов показали, что отклонение светового сигнала на фотографической бумаге магнитоэлектрического осциллографа связано линейно с гидродинамическим давлением потока жидкости.

Исследования интегрального способа измерения скоростей производились в стеклянном гидравлическом лотке длиной 12 м, шириной 0,34 м и высотой 0,6 м.

В результате проведенных экспериментов с указанными выше приборами в различных вариантах их исполнения установлены методика интегрального измерения ими скоростей и его точность. Оказалось, что погрешность существенно зависит от скорости перемещения по вертикали датчика.

На рис. 6-4 дана зависимость относительной погрешности $\frac{\Delta u_в}{u_в} = \frac{u_в - u_{в.и}}{u_в}$ в определении средней скорости на вертикали интегральным способом от вертикальной скорости подъема датчика $w_в$, где $u_в$ — средняя скорость на вертикали, измеренная точечным способом и подсчитанная графомеханическим, $u_{в.и}$ — средняя скорость на вертикали, измеренная интегральным способом. На рис. 6-4 видно, что при $w_в$ до 1 см/сек. гидрометрической трубкой с диаметром динамического отверстия $d=2$ мм (кривая *2*) и круглой пластинкой (кривая *3*) можно с достаточной точностью определять средние скорости по вертикали (до 2,5%). При этом датчик в виде пластинки дает меньшие ошибки. Гидрометрическая трубка с динамическим отверстием $d=0{,}85$ мм (кривая *1*) вследствие ее большой инерционности дает большую относительную погрешность при интегральном способе измерений (до 7% при $w_в=0{,}7$ см/сек.).

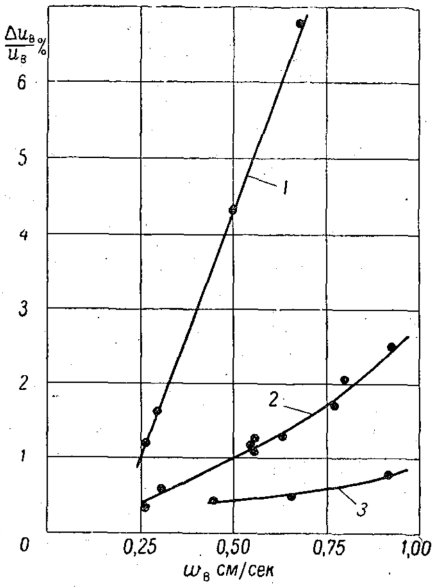


Рис. 6-4. Зависимость относительной погрешности $\frac{\Delta u_в}{u_в}$ определения средней скорости на вертикали $u_в$ интегральным способом от величины скорости подъема $w_в$ датчика скорости.

1 — для гидрометрической трубки с динамическим отверстием $d=0{,}85$; *2* — для гидрометрической трубки с отверстием $d=2$ мм; *3* — круглая пластинка.

На рис. 6-5 и 6-6 изображены эпюры скоростей по глубине потока, полученные точечным способом и интегральным при различной скорости подъема гидрометрических трубок. Эпюры

1, 2, 3, 4 были получены путем записи выходного сигнала на фотографическую бумагу осциллографа Н-700 с началом движения датчика скорости из одной фиксированной точки у дна.

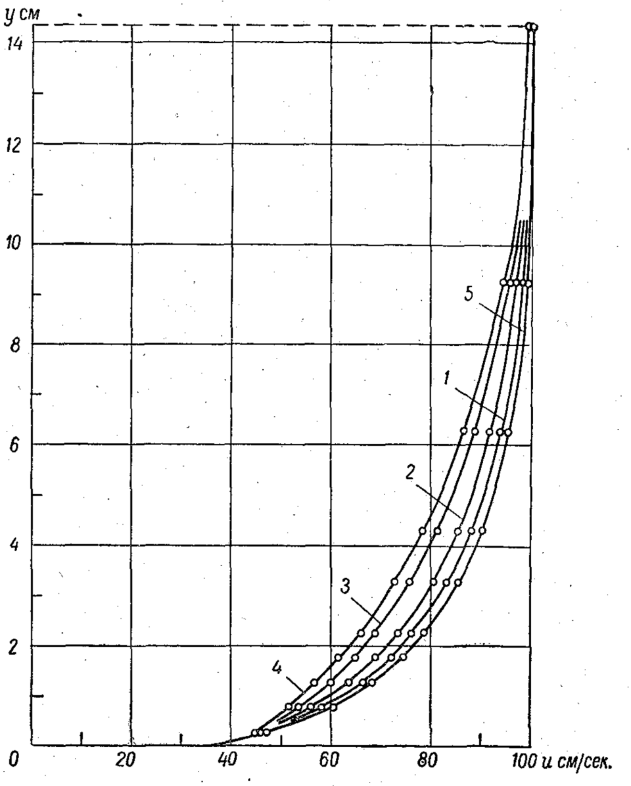


Рис. 6-5. Эпюры скоростей, измеренные интеграционным (*1, 2, 3, 4*) и точечным (*5*) способами с помощью гидрометрической трубки с динамическим отверстием $d = 0{,}85$ мм.

1 — $w_в = 0{,}27$ см/сек.; *2* — $w_в = 0{,}31$ см/сек.; *3* — $w_в = 0{,}51$ см/сек.; *4* — $w_в = 0{,}68$ см/сек.

Видно, что наибольшее отклонение регистрируемых скоростей интеграционным способом от действительных наблюдается в придонной области, т. е. при значительных градиентах скоростей.

Распределение относительной погрешности $\frac{\Delta u}{u} = \frac{u - u_и}{u}$ по вертикали при интеграционном способе измерений скоростей представлено на рис. 6-7 и 6-8, построенных с использованием рис. 6-5 и 6-6. Здесь u — местная скорость, измеренная точеч-

ным способом, $u_и$ — местная скорость, измеренная интеграционным способом, y — расстояние от дна потока, h — глубина

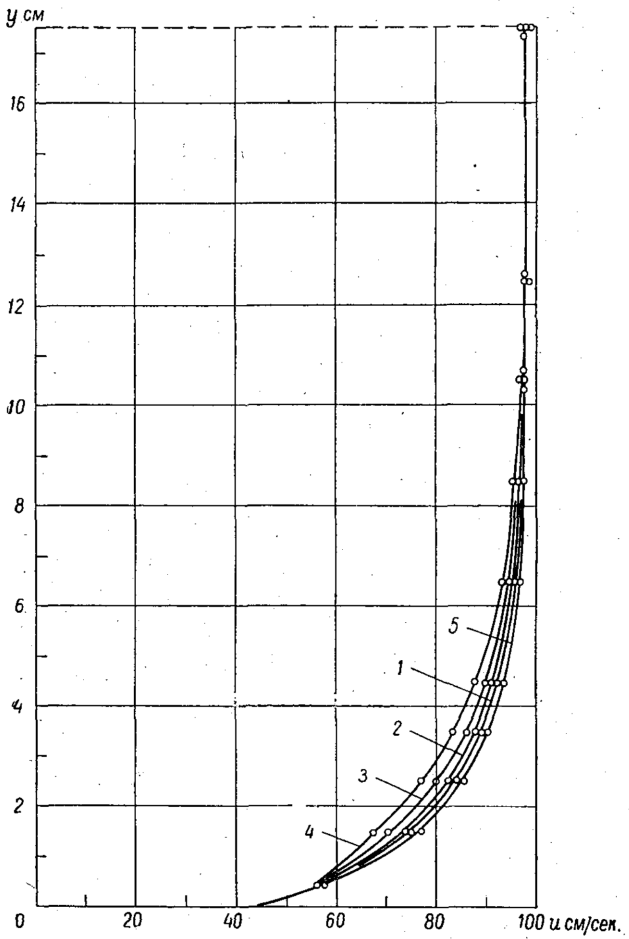


Рис. 6-6. Эпюры скоростей, измеренные интеграционным (*1*, *2*, *3*, *4*) и точечным (*5*) способами с помощью гидрометрической трубки с динамическим отверстием $d = 2{,}0$ мм.

1 — $w_в = 0{,}31$ см/сек.; *2* — $w_в = 0{,}55$ см/сек.; *3* — $w_в = 0{,}77$ см/сек.; *4* — $w_в = 0{,}93$ см/сек.

вертикали. Эти кривые (рис. 6-7 и 6-8) проведены из одной начальной точки у дна, так как измеренные в ней скорости интеграционным и точечным способами совпадают. Нулевые расхождения в скоростях u и $u_и$, измеренных трубкой с динамическим

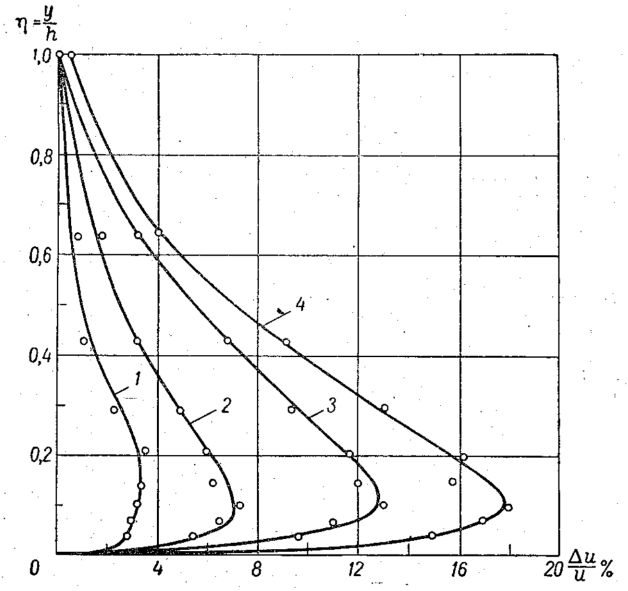


Рис. 6-7. Изменение относительной погрешности $\frac{\Delta u}{u}$ определения местных скоростей на вертикали интеграционным способом при различной скорости перемещения гидрометрической трубки с динамическим отверстием $d = 0{,}85$ мм.

Усл. обозначения см. рис. 6-5.

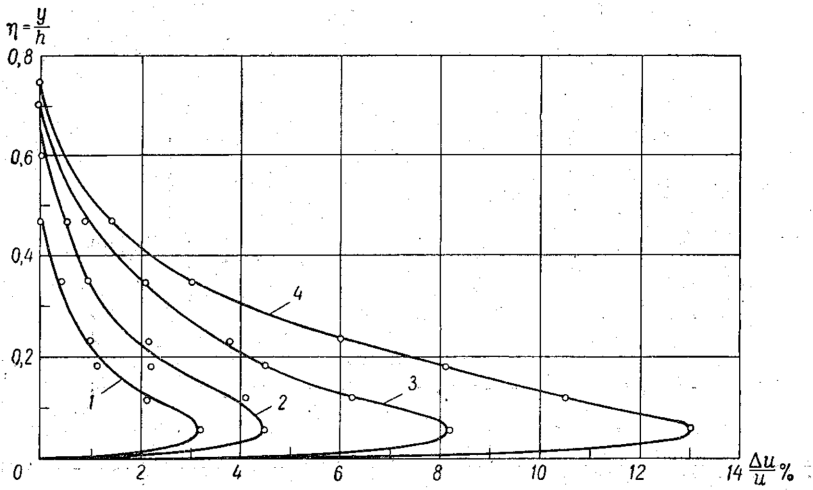


Рис. 6-8. Изменение относительной погрешности $\frac{\Delta u}{u}$ определения местных скоростей на вертикали интеграционным способом при различной скорости перемещения гидрометрической трубки с динамическим отверстием $d = 2{,}0$ мм.

Усл. обозначения см. рис. 6-6.

отверстием $d=0{,}85$ мм, оказались у поверхности воды, т. е. при $y/h=1$. При увеличении диаметра трубки до $d=2$ мм погрешности уменьшились и достигли нулевых значений при $y/h=0{,}45\div0{,}75$. При $d=0{,}85$ мм наибольшие погрешности наблюдаются при $y/h\approx$ $\approx0{,}1$, при $d=2$ мм — при $y/h\approx0{,}05$.

Таким образом, на основе этих графиков можно предложить две методики интеграционных измерений скоростей: 1) исходя из заданной точности измерений скоростей назначается наибольшая допустимая скорость подъема прибора; удобно в этом случае построить график зависимости $\left(\frac{\Delta u}{u}\right)_{max}$ от $w_в$; 2) перемещая прибор при ограничении $w_в$ только из технических соображений, в полученные эпюры скоростей вводятся поправки, при этом используются рис. 6-7 и 6-8. В скорости, измеренные интеграционным способом, вводятся поправки со знаком плюс, что ясно из методики построения графиков. Для работ повышенной точности аналогичные графики должны составляться для каждой трубки в порядке ее тарировки.

Интеграционный способ при опускании датчиков, как показали опыты, отличается от такового при подъеме датчиков тем, что относительная погрешность при этом непрерывно возрастает по всей глубине потока, особенно интенсивно в придонной зоне. Например, если при подъеме гидрометрической трубки со скоростью $w_в=0{,}93$ см/сек. (рис. 6-8) максимальная погрешность $\left(\frac{\Delta u}{u}\right)_{max}$ составляла 13%, то при опускании датчика $\sim30\%$. Следовательно, производить измерения интеграционным способом эпюр скоростей по вертикали путем опускания датчиков нецелесообразно.

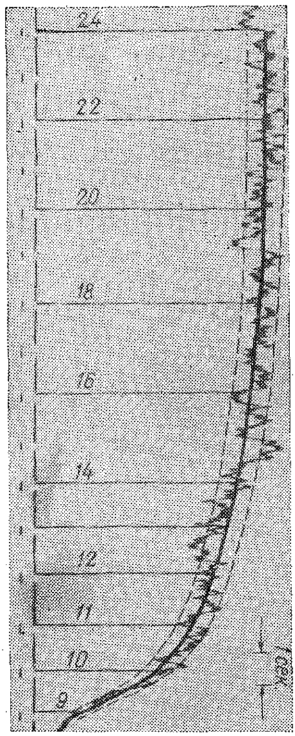


Рис. 6-9. Осциллограмма записи выходного сигнала при интеграционном способе измерения скоростей с помощью круглой металлической пластинки с собственной частотой 80 гц при скорости ее подъема $w=$ $=0{,}76$ см/сек.

В заключение приводим осциллограмму записи выходного сигнала, имеющего квадратичную зависимость от скорости потока на вертикали. Выписанные числа по вертикали на осциллограммах соответствуют отметкам глубины потока, полученным

с помощью мерной иглы, к которой прикрепляется датчик скорости. По этим отметкам и тарировочным графикам зависимости величины выходного сигнала от скорости строятся эпюры местных скоростей по вертикали. Осциллограмма записи с помощью пластинки (рис. 6-9) показывает, что датчиком этого типа при интеграционном способе измерений можно наблюдать картину пульсаций скорости по глубине потока. На этом рисунке показано среднее положение кривой и огибающие, дающие представление о размахе пульсаций. Довольно четко прослеживаются макропульсации. Отметим, что пластинка применялась и раньше в качестве датчика скорости, но с другой электрической схемой [53].

Применение в гидравлической лаборатории интеграционного способа измерения скоростей течения воды с использованием электронно-механических датчиков позволило констатировать эффективность этого способа.

§ 23. Измерение малых скоростей течения воды способом регулярного режима охлаждения

Тепловое взаимодействие тела и среды выражается уравнением

$$G = \alpha (\Theta - t) S\tau, \tag{6-7}$$

где G — количество тепла, теряемое с поверхности S охлаждающегося тела, Θ — температура тела, t — температура среды, τ — время, α — коэффициент теплоотдачи, являющийся показателем теплового воздействия среды на тела.

Убывание разности температур $\Theta - t = \vartheta$ выражается показательной функцией

$$\vartheta = \vartheta_0 e^{-m(\tau - \tau_0)}, \tag{6-8}$$

где ϑ_0 — разность температур ϑ в начальный момент времени τ_0. График функции (6-8) в общем виде показан на рис. 6-10.

Очевидно, увеличение скорости потока повышает интенсивность теплообмена, что приводит к увеличению коэффициента теплообмена, т. е. $\alpha = \alpha(u)$. Если тело подогревается электрическим током, то величина $\frac{G}{\tau} = 0{,}24 I^2 R$, где I — сила тока, проходящего через тело, R — сопротивление. С учетом сказанного формулу (6-7) перепишем в виде

$$0{,}24 I^2 R = [\alpha (u)] (\Theta - t) S. \tag{6-9}$$

В настоящее время существует немало типов приборов для измерения скоростей течения жидкости, в которых используется явление теплообмена. Они отличаются электрической схемой

и конструкцией первичных датчиков скорости (зонда). Основными способами (принципами) тепловых измерений скоростей течения жидкости являются следующие:

1) способ постоянного сопротивления,
2) способ постоянной силы тока,
3) способ регулярного режима охлаждения.

Гидрометрические приборы, в которых используются явления теплообмена, принято называть термогидрометрами или гидрокатазондами.

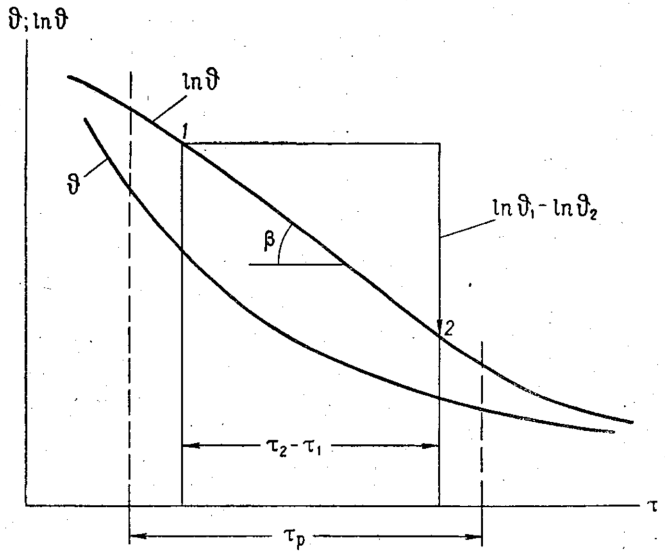


Рис. 6-10. График функции $\vartheta = \vartheta(\tau)$ в обычных и полулогарифмических координатах.

Более общим тепловым способом измерения скоростей течения жидкости является способ регулярного режима охлаждения, в котором нет ограничений в отношении Θ, t и $\Theta - t$, т. е. эти величины могут быть переменными. Остановимся более подробно именно на этом способе. В его основе лежит теория регулярного режима охлаждения, разработанная Г. М. Кондратьевым. К измерению скоростей течения эта теория применена Г. В. Железняковым.

Для регулярного режима охлаждения характерно упорядоченное поле температур. Влияние начального и конечного теплового состояния подогретого в потоке зонда не сказывается на процессе охлаждения. В качестве характеристики регулярного теплового режима принята величина m, входящая

в формулу (6-8). Если продифференцировать формулу (6-8) по τ, можно выяснить физический смысл m

$$d\vartheta = -\vartheta_0 e^{-m(\tau-\tau_0)} m\, d\tau = -m\vartheta\, d\tau,$$

откуда

$$m = -\frac{1}{\vartheta} \cdot \frac{d\vartheta}{d\tau}; \qquad (6\text{-}10)$$

следовательно, m есть скорость относительного изменения разности температур ϑ зонда и среды (потока). Величина m называется темпом охлаждения. Переписывая выражение (6-10) в виде

$$\frac{d(\ln\vartheta)}{d\tau} = -m,$$

замечаем, что m есть угловой коэффициент прямой (в полулогарифмических координатах)

$$\ln\vartheta = -m\tau, \qquad (6\text{-}11)$$

наклоненной к оси τ под углом β. Отсюда ясно, что геометрическую интерпретацию m можно получить, строя полулогарифмическую анаморфозу функции $\vartheta = \vartheta(\tau)$ (рис. 6-10). Регулярному режиму охлаждения соответствует интервал времени $\tau_р$. Связь между $\ln\vartheta$ и τ в интервале $\tau_р$ линейная. Относя уравнение (6-10) к двум периодам охлаждения τ_1 и τ_2, получим выражение для практического определения m

$$m = \frac{\ln\vartheta_1 - \ln\vartheta_2}{\tau_2 - \tau_1}, \qquad (6\text{-}12)$$

где ϑ_1 и ϑ_2 соответствуют моментам времени τ_1 и τ_2; m имеет размерность $\frac{1}{\text{час.}}$. Чем больше m, тем интенсивнее охлаждается зонд. Так как увеличение скорости потока повышает интенсивность теплообмена, то $m = m(u)$. Зная вид этой функции и измеряя m, можно затем найти u. В этом заключается идея измерения скорости течения жидкости по способу регулярного режима охлаждения.

Главным конструктивным элементом такого прибора является первичный датчик скорости, или зонд, воспринимающий охлаждающее действие потока. Темп охлаждения m может быть определен термоэлектрическим дифференциальным способом. Один спай термопары (теплый) находится в датчике скорости, где температура равна Θ, другой — в потоке с температурой t.

Для определения темпа охлаждения Г. М. Кондратьев получил две формулы, которые и положены в основу экспериментальной методики регулярного режима охлаждения.

Первая формула (теорема) выводится из рассмотрения процесса охлаждения однородного изотропного тела внутри и на границе его со средой. Окончательный вид формулы таков:

$$m = \bar{\alpha}\psi \frac{S}{C}. \tag{6-13}$$

Здесь $\bar{\alpha}$ — средний коэффициент теплоотдачи на поверхности; C — полная теплоемкость, равная

$$C = c\gamma W,$$

где c — удельная теплоемкость; γ — удельный вес; W — объем тела.

Безразмерная величина ψ характеризует неравномерность распределения температур внутри тела, изменяется от 0 до 1; $\psi = 0$ — весьма интенсивное охлаждение, т. е. $\alpha \to \infty$, $\psi = 1$ — равномерное распределение температур, т. е. температуры внутри тела и на поверхности равны.

В общем случае

$$\psi = \psi(\mathrm{Nu}),$$

где $\mathrm{Nu} = \frac{l\alpha}{\lambda}$ — критерий теплового подобия Нуссельта; l — характерный размер тела; λ — коэффициент теплопроводности.

Вторая формула Кондратьева выводится из выражения (6-13) при условии $\alpha \to \infty$, тогда ($m_\infty = \lim m$)

$$m_\infty = \frac{a}{k_\Phi}, \tag{6-14}$$

где a — коэффициент температуропроводности, равный $a = \frac{\lambda}{c\gamma}$ (является мерой способности к выравниванию температуры в теле); k_Φ — коэффициент формы тела, имеет размерность площади и характеризует способность тела к теплосбережению, может служить как бы мерой термической инерции. Интенсивность отдачи тепла и изменение температуры находятся в обратной зависимости от k_Φ. Его значение для шара наибольшее.

Итак, темп охлаждения m зависит от формы тела, размеров, теплопроводности λ, температуропроводности a и теплоотдачи α.

Формулы (6-13) и (6-14) позволяют подойти к подбору материала для приемника измерителя скорости водного потока, а также дают возможность качественно установить вид зависимости темпа охлаждения от скорости u, т. е. установить характер тарировочной кривой гидрокатазонда.

Пусть рассматривается охлаждение тела заданной формы, размеров и физических свойств. Тогда S, C, a и k, входящие в формулы (6-13) и (6-14), будут иметь постоянные значения, и

уравнение (6-13) можно записать в виде $m=m(\alpha\psi)$. Поскольку $\psi=\psi(\mathrm{Nu})$, а l и λ также постоянны, то $\psi=\psi(\alpha)$, $\alpha\psi=f(\alpha)$.

Исследуем последнюю функцию при α, изменяющемся от 0 до ∞. При α, близком к нулю, т. е. при медленном охлаждении,

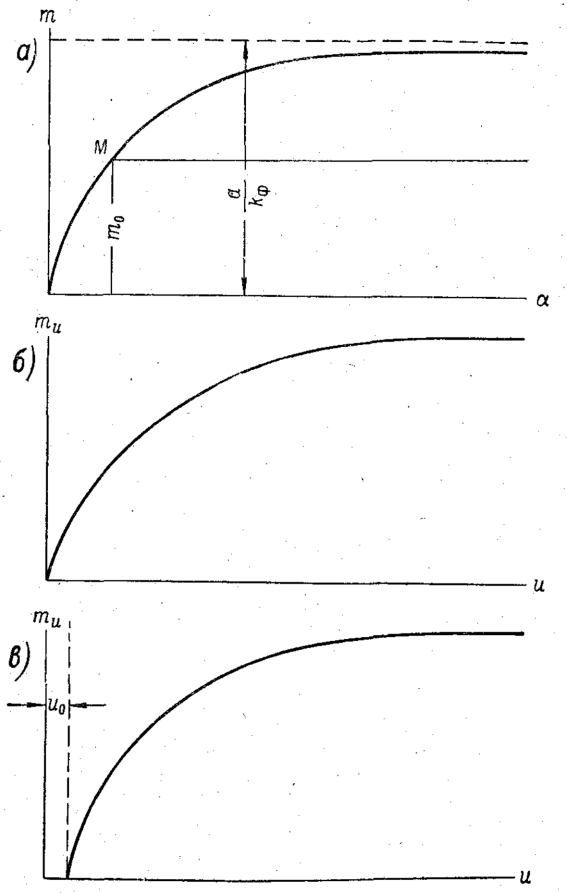


Рис. 6-11. Зависимость темпа охлаждения m от коэффициента теплоотдачи ($а$), скорости u ($б$) и скорости u с учетом начальной скорости u_0 ($в$).

$\psi=1$ (выравнивание температур в теле успевает наступить) — $f(\alpha)=\alpha$, тогда при $\alpha=0$ и $m=0$. При $\alpha\to\infty$ m стремится к величине $\frac{a}{k_\Phi}$, как это вытекает из формулы (6-14). Следовательно, функция $m=m(\alpha)$, а также функция $m=m(u)$ имеют

две асимптоты: ось ординат и ось, параллельную оси абсцисс на расстоянии от нее $\frac{a}{k_ф}$ (рис. 6-11 *а*).

Предположим, что процесс теплоотдачи начался при $u=0$ водного потока, тогда $m=m_0$, соответствующее таким условиям, будет меньше, чем m при $u>0$. Графически это отражается путем переноса начала координат в точку M на расстоянии m_0 от оси абсцисс. Если по вертикальной оси отложить m_u, равное $m-m_0$, а по горизонтальной u, то придем к следующей интересующей нас зависимости, изображенной на рис. 6-11 *б*. Следует отметить, что m_u зависит только от скорости, так как из общего m вычтено m_0, найденное при $u=0$.

Вид зависимости, показанной на рис. 6-11 *б*, может быть уточнен и дальше. Процесс теплообмена, обусловливаемый движущейся средой, начинается только с $u=u_0$, характеризующего начальную скорость гидрокатазонда. Поэтому кривая $m_u=m_u(u)$ не пройдет через начало координат (рис. 6-11 *в*). Это понятно из того, что влияние скорости на теплообмен может сказаться только тогда, когда интенсивность поступательного движения частиц жидкости станет больше интенсивности конвективных токов, возникающих вследствие температурного перепада. Однако если принять очень малые $(\Theta - t)$, то u_0 может быть и не обнаружено.

Анализ функции $m_u=m_u(u)$ позволяет выявить одно весьма существенное обстоятельство: чем меньше скорость потока, тем точнее она может быть измерена.

Глава VII

ГИДРОМЕТРИЧЕСКИЕ ВОДОСЛИВЫ

Типы водосливов отличаются большим разнообразием. Их классификация дана в работе [48]. Водосливы с тонкой стенкой, называемые гидрометрическими, представляют собой очень хорошие расходомерные установки. По точности измерения расходов воды они уступают лишь объемному способу.

В настоящее время для определения расходов воды используются и водосливы с широким порогом и практического профиля, называемые гидротехническими. Анализируя экспериментальные данные о коэффициентах расхода водосливов с широким порогом, Н. Н. Федоров [54] пришел к выводу, что незатопленный водослив этого типа вполне пригоден для измерения расходов воды.

Существует много типов водосливов с тонкой стенкой, находящих применение в зависимости от условий их работы и требуемой точности определения расхода. На практике используются водосливы с тонкой стенкой, главным образом незатопленные. В зависимости от формы выреза в стенке водосливы подразделяются на полигональные и криволинейные. В свою очередь полигональные подразделяются на прямоугольные, треугольные и трапецеидальные суживающиеся книзу и кверху. Криволинейные водосливы могут быть разных типов в зависимости от того, по какому уравнению очерчен их гребень. Общая классификация водосливов с тонкой стенкой изложена в работе [24]. Водослив, характеризующийся линейной зависимостью между напором и расходом воды, называется пропорциональным. К пропорциональным водосливам может быть отнесен трапецеидальный суживающийся кверху водослив. Такие водосливы рассмотрим более подробно ввиду их возросшего значения при эксплуатации ирригационных каналов, а также и потому, что в курсах гидравлики они освещаются совершенно недостаточно.

Настоящая глава посвящена теории полигональных водосливов.

Для того чтобы придать этой теории прикладной характер, с точки зрения гидрометрии, приводится обобщение опытных данных о коэффициентах расхода водосливов.

Как известно, истечение жидкости через водосливы с широким порогом и водосливы практического профиля подробно рассматривается в курсах гидравлики. Однако надо иметь в виду, что в связи с развитием способов учета стока на ГЭС, эти водосливы подверглись изучению в натурных условиях. В результате расширились представления о факторах, влияющих на коэффициенты расхода указанных водосливов.

§ 24. Полигональные водосливы с тонкой стенкой

Наиболее общей формой для этой группы водосливов является трапецеидальная.

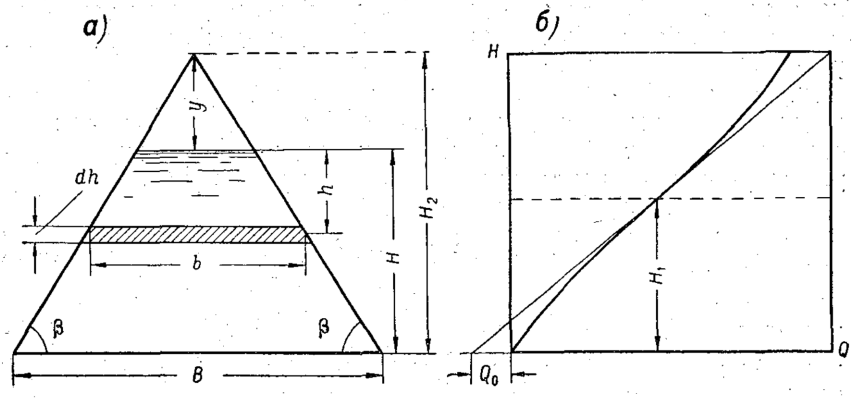


Рис. 7-1. Трапецеидальный, суживающийся кверху водослив с тонкой стенкой (*а*) и зависимость расхода воды от напора (*б*).

Расход воды dQ через элементарную площадку высотой dh (рис. 7-1) равен

$$dQ = \mu b\, dh \sqrt{2gh}.$$

Величина b определяется из следующих двух очевидных соотношений (рис. 7-1):

$$\frac{B}{H+y} = \frac{b}{h+y}; \quad \frac{B}{2(H+y)} = \operatorname{ctg}\beta = n.$$

Решая их и освобождаясь от y, найдем

$$b = B - 2(H - h)n$$

Запишем выражение

$$dQ = \mu [B - 2n(H - h)]\, dh \sqrt{2gh},$$

откуда

$$Q = \mu B \sqrt{2g} \int_0^H h^{1/2}\, dh - 2\mu n H \sqrt{2g} \int_0^H h^{1/2}\, dh + 2\mu n \sqrt{2g} \int_0^H h^{3/2}\, dh.$$

Производя интегрирование и соответствующие преобразования, формула трапецеидального суживающегося кверху водослива получит вид

$$Q = m \sqrt{2g} B H^{3/2} \left(1 - 0{,}8n \frac{H}{B}\right), \qquad (7\text{-}1)$$

где B — длина гребня водослива; $m = \frac{2}{3}\mu$ — коэффициент расхода водослива; $n = \operatorname{ctg} \beta$ — коэффициент наклона боковых сторон водослива к его гребню; H — напор над водосливом (на расстоянии от порога $\sim 4H$).

Формула (7-1) является общей для всех водосливов с полигональной формой выреза в стенке. Из нее получим в виде частных случаев формулы водосливов: прямоугольного, треугольного и трапецеидального суживающегося книзу.

Если ввести обозначение

$$\sigma_f = 1 - 0{,}8n \frac{H}{B} \qquad (7\text{-}2)$$

и назвать σ_f коэффициентом формы водослива, получим из формулы (7-1) обобщенную формулу водослива

$$Q = \sigma_f m \sqrt{2g} B H^{3/2}. \qquad (7\text{-}3)$$

Для прямоугольного водослива $\beta = 90°$, $n = 0$, $\sigma_f = 1$, тогда формула (7-3) принимает вид

$$Q = m \sqrt{2g} B H^{3/2}. \qquad (7\text{-}4)$$

Чтобы получить наиболее высокую точность определения расходов воды, необходимо тарировать водосливы, измеряя расходы воды объемным или весовым способами. Имея Q и измеренные H, по выражению (7-4) подсчитывается коэффициент расхода водослива m и исследуется возможность его изменения от напора и других факторов. Протарированными водосливами расход можно измерить с высокой точностью, до 1%. Если несколько снизить точность определения расходов, вместо тарировки водослива можно применить эмпирические формулы для m. Для незатопленного прямоугольного водослива без бокового

сжатия и свободным доступом воздуха под струю m подсчитывается по формуле

$$m=\left(0{,}405+\frac{0{,}0027}{H}\right)\left[1+0{,}55\left(\frac{H}{H+p_{в.б}}\right)^2\right], \qquad (7\text{-}5)$$

где $p_{в.б}$ — высота порога водослива со стороны верхнего бьефа.

Для ориентировочных подсчетов можно принять $m=0{,}42\div0{,}44$.

В случае треугольного водослива

$$n=\operatorname{ctg}\beta=\operatorname{ctg}\left(90+\frac{\alpha}{2}\right)=-\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2};\quad B=0,$$

где α — внутренний угол треугольника, образованный боковыми сторонами водослива, поэтому

$$Q=0{,}8m\sqrt{2g}\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}H^{5/2}. \qquad (7\text{-}6)$$

Здесь коэффициент расхода более устойчив ($m=0{,}40$). При $\alpha=90°$ с учетом численного значения m получим

$$Q=1{,}4H^{5/2}. \qquad (7\text{-}7)$$

Малые расходы воды измеряются треугольными водосливами с большей точностью, чем прямоугольными, так как у треугольных получается бо́льшая высота переливающегося слоя, чем у прямоугольных, при одинаковых расходах. Из числа треугольных водосливов водослив с $\alpha=90°$ является основным; однако применяются водосливы и с $\alpha<90°$ с тем, чтобы повысить H, а следовательно, понизить относительную ошибку его измерения.

Исследования Валдайской научно-исследовательской гидрологической лаборатории ГГИ показали, что треугольные водосливы при напорах $H<50$ мм должны подвергаться индивидуальной тарировке в полевых условиях [9]. В равной мере это должно относиться к другим водосливам.

Из числа трапецеидальных суживающихся книзу водосливов заслуживает наибольшего внимания водослив при $\frac{\alpha}{2}=14°$, так как в этом случае получается устойчивое значение $m=0{,}42$. Подставим в формулу (7-1) $n=-\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}=-\operatorname{tg}14°=-0{,}25$ и введем, кроме того, в виде произведения коэффициент бокового сжатия $\varepsilon=1-0{,}2\frac{H}{B}$, получим

$$Q=0{,}42\sqrt{2g}\left(1-0{,}2\frac{H}{B}\right)(B+0{,}2H)H^{3/2}.$$

Произведение членов в скобках в последней формуле дает B, если отбросить как малую величину $0{,}04\frac{H^2}{B}$; поэтому

$$Q = 1{,}86BH^{3/2}. \qquad (7\text{-}8)$$

Водосливы с тонкой стенкой применяются в виде стационарных установок и в виде переносных металлических рам.

§ 25. Коэффициент расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива

Формула расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива имеет вид

$$Q = m\sqrt{2g}BH^{3/2}(1 - 0{,}8\Theta), \qquad (7\text{-}9)$$

где $\Theta = \frac{nH}{B}$ — безразмерный параметр водослива. Этот параметр приведен в работе [55]. Он характеризует форму выреза в тонкой стенке, существенно облегчает рассмотрение теории пропорционального водослива и анализ коэффициентов m. Заметим, что аналогичный параметр был в дальнейшем использован

Таблица 7-1

Значения H, Q и Θ трапецеидальных суживающихся кверху водосливов при $B = 0{,}50$ м

$\beta = 45°$; $n = 1{,}00$			$\beta = 63°$; $n = 0{,}50$			$\beta = 76°$; $n = 0{,}25$		
H см	Q л/сек.	Θ	H см	Q л/сек.	Θ	H см	Q л/сек.	Θ
2,8	5,0	0,056	3,3	6,0	0,033	2,9	4,5	0,014
3,2	6,0	0,064	4,7	10,0	0,047	4,1	8,0	0,020
4,1	8,5	0,082	5,0	11,0	0,050	5,1	11,0	0,026
4,6	10,0	0,092	6,5	16,0	0,065	6,0	14,0	0,030
5,5	13,0	0,110	7,0	17,5	0,070	7,1	17,5	0,036
5,8	14,0	0,116	7,5	19,0	0,075	7,8	20,0	0,039
6,1	15,0	0,122	7,8	20,0	0,078	8,5	23,0	0,042
6,5	16,0	0,130	8,3	22,0	0,083	8,9	25,0	0,044
7,5	19,0	0,150	9,2	25,0	0,092	9,5	27,0	0,048
8,0	20,0	0,160	10,3	30,0	0,103	10,0	29,0	0,050
8,8	23,0	0,176	11,3	33,0	0,113	10,5	31,0	0,052
9,2	25,0	0,184	11,8	35,0	0,118	11,5	36,0	0,058
10,0	27,0	0,200	12,8	40,0	0,128	12,5	40,0	0,062
12,0	34,0	0,240	13,6	43,0	0,136	14,0	46,0	0,070
13,0	36,0	0,260	14,2	45,0	0,142	14,9	50,0	0,074
14,0	40,0	0,280	15,5	50,0	0,155	16,5	57,0	0,082
15,8	46,0	0,316	16,6	55,0	0,166	17,0	60,0	0,085
17,0	49,0	0,340	17,8	60,0	0,178	18,0	65,0	0,090
17,5	50,0	0,350	19,7	68,0	0,197	19,0	69,0	0,095
			21,0	73,0	0,210	19,5	72,0	0,098

А. И. Агроскиным в гидравлических расчетах трапецеидальных каналов.

Для анализа коэффициентов m используются данные М. В. Бутырина (расходы Q и напоры H) по тарированию трапецеидальных суживающихся кверху водосливов (табл. 7-1). Здесь же выписаны вычисленные значения безразмерного параметра Θ.

Коэффициенты расхода m, вычисленные по формуле (7-9), приведены в табл. 7-2. Цифры по порядку табл. 7-1 соответствуют цифрам по порядку табл. 7-2.

На рис. 7-2 построен график $m = m(\Theta)$ при различных значениях n (две точки при построении этого графика исключены как ошибочные). Обнаруживается обратная линейная связь m и Θ

$$m = m_n - \varphi\Theta, \tag{7-10}$$

где m_n — коэффициент m при $\Theta = 0$, зависящий от n, φ — угловой коэффициент уравнения (7-10), убывающий с возрастанием n.

Таблица 7-2

Значения m, подсчитанные из формулы (7-9), по формуле (7-12) и Θ трапецеидальных суживающихся кверху водосливов при $B = 0{,}50$ м

$\beta = 45°$; $n = 1{,}00$			$\beta = 63°$; $n = 0{,}50$			$\beta = 76°$; $n = 0{,}25$		
m из формулы (7-9)	Θ	m по формуле (7-12)	m из формулы (7-9)	Θ	m по формуле (7-12)	m из формулы (7-9)	Θ	m по формуле (7-12)
0,505	0,056	0,508	0,464	0,033	0,463	0,417	0,014	0,444
0,499	0,064	0,506	0,460	0,047	0,459	0,442	0,020	0,442
0,494	0,082	0,501	0,462	0,050	0,458	0,440	0,026	0,439
0,494	0,092	0,498	0,460	0,065	0,453	0,440	0,030	0,438
0,497	0,110	0,493	0,451	0,070	0,451	0,428	0,036	0,435
0,499	0,116	0,491	0,445	0,075	0,450	0,428	0,039	0,434
0,499	0,122	0,490	0,442	0,078	0,449	0,434	0,042	0,432
0,487	0,130	0,487	0,445	0,083	0,447	0,428	0,044	0,431
0,475	0,150	0,482	0,437	0,092	0,444	0,434	0,048	0,430
0,458	0,160	0,479	0,446	0,103	0,440	0,431	0,050	0,429
0,468	0,176	0,474	0,434	0,113	0,437	0,431	0,052	0,428
0,475	0,184	0,472	0,428	0,118	0,436	0,435	0,058	0,426
0,460	0,200	0,468	0,440	0,128	0,432	0,428	0,062	0,424
0,456	0,240	0,456	0,435	0,136	0,430	0,415	0,070	0,421
0,440	0,260	0,451	0,426	0,142	0,428	0,420	0,074	0,419
0,445	0,280	0,446	0,422	0,155	0,422	0,410	0,082	0,416
0,442	0,316	0,435	0,424	0,166	0,420	0,412	0,085	0,414
0,434	0,340	0,429	0,420	0,178	0,416	0,412	0,090	0,412
0,434	0,350	0,425	0,417	0,197	0,410	0,408	0,095	0,410
			0,410	0,210	0,406	0,408	0,098	0,409

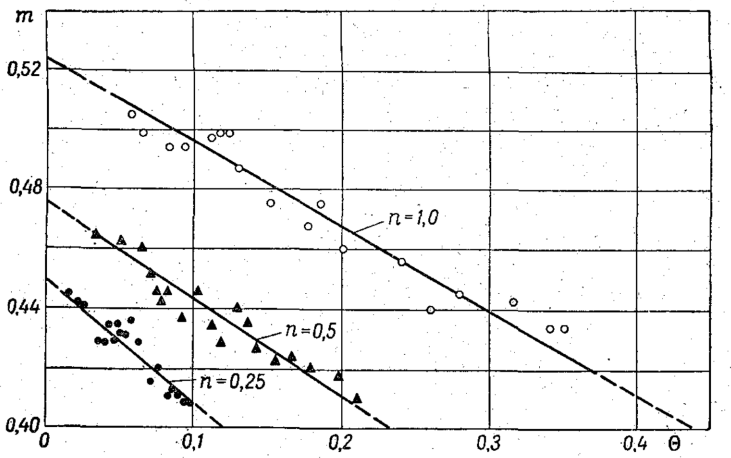


Рис. 7-2. Зависимость коэффициента расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива m от n и параметра водослива Θ.

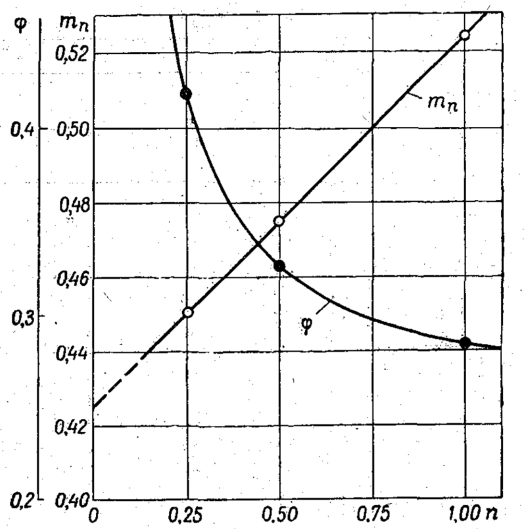


Рис. 7-3. Зависимость коэффициентов m_n и φ от n трапецеидального суживающегося кверху водослива.

На рис. 7-3 построены графики функций $m_n = m_n(n)$ и $\varphi = \varphi(n)$, Зависимость m_n от n выражается уравнением

$$m_n = 0{,}425 + 0{,}099n, \tag{7-11}$$

следовательно, формула (7-10) перепишется в виде

$$m = 0{,}425 + 0{,}099n - \varphi\Theta. \tag{7-12}$$

Для определения φ можно воспользоваться табл. 7-3 или графиком на рис. 7-3.

Таблица 7-3

Значения φ

n	0,25	0,50	1,00
φ	0,42	0,33	0,28

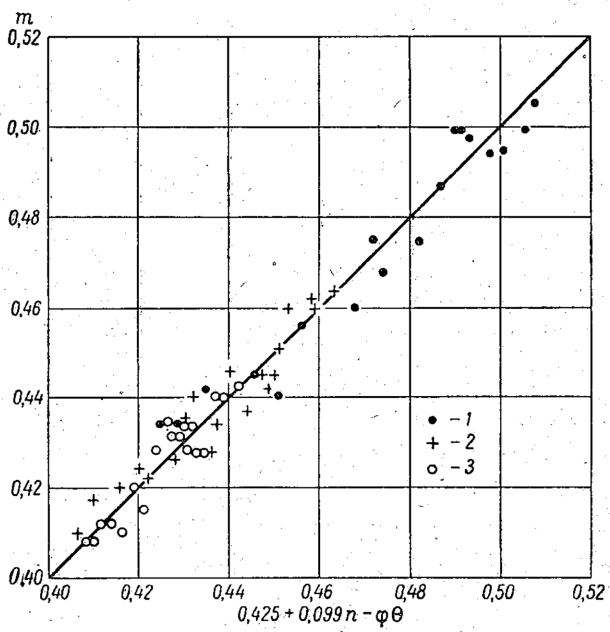


Рис. 7-4. Связь фактических и подсчитанных по формуле (7-12) коэффициентов расхода трапецеидального суживающегося кверху водослива.
1 — $n = 1{,}00$; *2* — $n = 0{,}50$; *3* — $n = 0{,}25$.

Для прямоугольного водослива с тонкой стенкой $n = 0$ и $\Theta = 0$; из формулы (7-12) получим $m = 0{,}425$, т. е. значение коэффициента расхода прямоугольного водослива, если не учитывать влияние на него напора и других факторов.

Сопоставим теперь фактические коэффициенты m, т. е. вычисленные из формулы (7-8), с коэффициентами, рассчитанными по формуле (7-12). Значения коэффициентов m приведены в табл. 7-2, а график связи их — на рис. 7-4. Видно, что с помощью формулы (7-12) вполне удовлетворительно обобщаются опытные значения коэффициентов m [56].

Принимая среднее значение φ и округляя коэффициенты в формуле (7-12), перепишем ее (в качестве приближенного выражения) в виде

$$m = 0{,}42 + 0{,}10n - 0{,}34\Theta. \qquad (7\text{-}13)$$

Желательно в дальнейшем проверить формулу (7-12) при различных значениях B.

§ 26. Пропорциональный водослив с тонкой стенкой

Основными достоинствами пропорциональных водосливов являются: возможность использования самописцев уровней, устанавливаемых в верхнем бьефе, в качестве расходографов или расходных реек с равномерной шкалой благодаря линейной связи между напором и расходом воды (расходными рейками называются рейки с нанесенной шкалой расходов); улучшенный транспорт через водослив донных наносов вследствие перераспределения местных скоростей течения на подходе к водосливу (увеличение придонных скоростей).

Предположим, что для водослива выполняется условие $Q = Kh$, где K — коэффициент пропорциональности, откуда $dQ = Kdh$. Решая это уравнение совместно с уравнением

$$dQ = \mu b \sqrt{2g}\, \sqrt{h}\, dh,$$

найдем

$$b = \frac{K}{\mu \sqrt{2g}\, \sqrt{h}}. \qquad (7\text{-}14)$$

По этому уравнению и должен бы быть очерчен вырез в стенке водослива, чтобы связь H и Q была линейной. Однако при $h=0$, $b=\infty$, что указывает на невозможность запроектировать пропорциональный водослив во всем диапазоне напоров. Практически приходится делать водосливы с конечным значением b при $h=0$, что приводит к некоторому нарушению прямой пропорциональности H и Q. Близким к такому криволинейному водосливу является трапецеидальный суживающийся кверху водослив, так же работающий, как пропорциональный, в определенных пределах напоров при заданной точности измерения расходов воды.

Применение трапецеидальных суживающихся кверху водосливов в качестве пропорциональных было рекомендовано Сред-

неазиатским научно-исследовательским институтом ирригации имени Д. Я. Журина по предложению М. В. Бутырина. Ниже излагается теория такого водослива на основе работ [1, 55].

Отступая от строгого теоретического очертания пропорционального водослива, описываемого формулой (7-14), т. е. вводя в рассмотрение конечную длину гребня, необходимо считаться с тем, что линейность связи H и Q может наступить только после какого-то напора H_0, поэтому

$$Q = \mu \sqrt{2g} \int_{H_0}^{H} b \sqrt{h}\, dh. \qquad (7\text{-}15)$$

Учитывая, что пропорциональный водослив характеризуется постоянством $b\sqrt{h}$, что видно из формулы (7-14), выражение (7-15) можно записать в виде

$$Q = KH - Q_0, \qquad (7\text{-}16)$$

где $Q_0 = \mu \sqrt{2g}\,(b\sqrt{H_0})\,H_0$ — некоторый начальный расход воды.

Найдем K и Q, считая, что трапецеидальный суживающийся кверху водослив работает, как пропорциональный. При $H > H_2$ (рис. 7-1) водослив становится треугольным отверстием. Из рисунка непосредственно следует $H_2 = 0{,}5\frac{B}{h}$. Графически функция (7-1) при $H \leqslant H_2$ (при каком-нибудь B) имеет вид кривой, приведенной на рис. 7-1. При $H = H_1$ эта кривая имеет точку перегиба. Ордината H_1 определяется из условия, что значение второй производной в точке перегиба обращается в нуль. Продифференцировав дважды уравнение (7-1) и обозначив $m\sqrt{2g} = M$, найдем

$$\frac{d^2Q}{dH^2} = 0{,}75MBH_1^{0,5} - 3MnH_1^{0,5} = 0,$$

откуда

$$H_1 = 0{,}25\frac{B}{H}. \qquad (7\text{-}17)$$

Поскольку $H_1 = 0{,}5H_2$, естественно, следует поставить условие, чтобы расходы Q, подсчитанные по формулам (7-1) и (7-16), точно совпали и чтобы прямая (7-16) была касательной к кривой (7-1) в этой точке, поскольку указанная прямая при таком положении лучше всего аппроксимирует кривую (7-1). На основании этого приравниваем первые производные в точке при $H = H_1$ функций (7-1) и (7-16), в результате получим

$$K = 1{,}5MH_1^{0,5} - 2MnH_1^{1,5}.$$

Подставляя сюда H_1 по формуле (7-17), найдем

$$K = 0{,}5M\frac{B^{1,5}}{n^{0,5}}. \qquad (7\text{-}18)$$

Формула для Q_0 выводится следующим образом. Подставив H_1 по формуле (7-17) в (7-1) и (7-16), получим:

$$Q_1 = 0{,}1M\frac{B^{2,5}}{n^{1,5}}, \qquad (7\text{-}19)$$

$$Q_1 = 0{,}25K\frac{B}{n} - Q_0.$$

С учетом (7-18) последнее выражение принимает вид

$$Q_1 = 0{,}125M\frac{B^{2,5}}{n^{1,5}} - Q_0. \qquad (7\text{-}20)$$

Исключая Q_1 из выражений (7-19) и (7-20), найдем

$$Q_0 = 0{,}025M\frac{B^{2,5}}{n^{1,5}}. \qquad (7\text{-}21)$$

Подставляем K и Q_0 в формулу (7-16), получим расчетную формулу

$$Q = M\frac{B^{1,5}}{n^{0,5}}\left(0{,}5H - 0{,}025\frac{B}{n}\right), \qquad (7\text{-}22)$$

или

$$Q = m\sqrt{2g}\,\frac{B^{5/2}}{n^{3/2}}(0{,}50\Theta - 0{,}025).$$

Условия, при которых трапецеидальный суживающийся кверху водослив работает, как пропорциональный, выводятся, исходя из того, чтобы ошибка в измерении расходов воды водосливом лежала в пределах заданной точности гидрометрических работ.

Поставим условие, чтобы расход воды, вычисленный по формуле (7-22), был равен расходу воды, определенному по формуле (7-1). После преобразований с учетом выражения (7-2) получим

$$\frac{\sqrt{B}}{\sigma_f\sqrt{nH}}\left(0{,}50 - 0{,}025\frac{B}{nH}\right) = 1.$$

Введем безразмерный параметр водослива Θ, тогда эта формула запишется так:

$$\frac{1}{\sigma_f\sqrt{\Theta}}\left(0{,}50 - 0{,}025\frac{1}{\Theta}\right) = 1.$$

Решим это уравнение относительно Θ, для чего запишем его, учитывая выражение коэффициента σ_f, в виде

$$0{,}50 - 0{,}025\frac{1}{\Theta} = \sqrt{\Theta}\,(1 - 0{,}80), \tag{7-23}$$

и обозначим

$$0{,}50 - 0{,}025\frac{1}{\Theta} = f_1(\Theta), \tag{7-24}$$

$$\sqrt{\Theta}\,(1 - 0{,}8\Theta) = f_2(\Theta). \tag{7-25}$$

По этим формулам построены графики функций $f_1(\Theta)$ и $f_2(\Theta)$ (рис. 7-5).

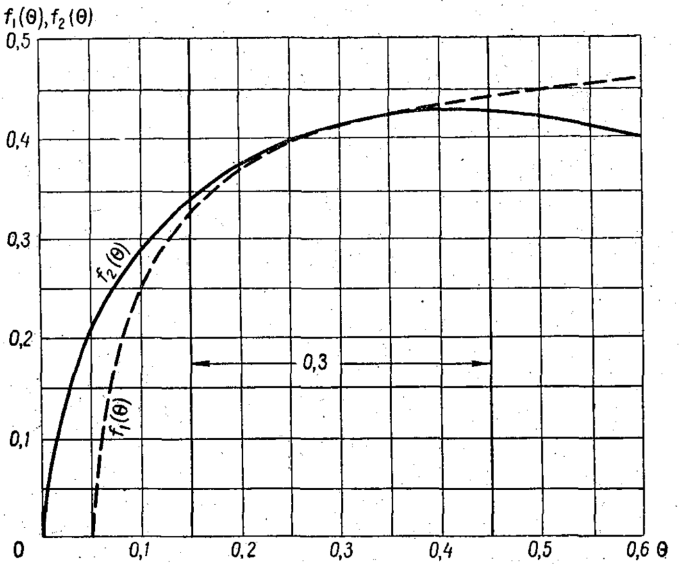


Рис. 7-5. Графики функций $f_1(\Theta)$ и $f_2(\Theta)$.

Так как между расходами воды и функциями $f_1(\Theta)$ и $f_2(\Theta)$ существует линейная зависимость, то точность определения функций $f_1(\Theta)$ и $f_2(\Theta)$ равна точности определения расходов Q. Задаваясь точностью измерения расходов воды 3%, можно пользоваться в определенных пределах изменения безразмерного параметра Θ любой из кривых, изображенных на рис. 7-5. Важно не выйти за пределы, отмеченные на рис. 7-5 прямыми, уравнения которых имеют вид:

$$\Theta_{\min} = \frac{nH_{\min}}{B} = 0{,}15, \tag{7-26}$$

$$\Theta_{\max} = \frac{nH_{\max}}{B} = 0{,}45. \tag{7-27}$$

Вычитая из выражения (7-27) выражение (7-26), приходим к выводу что трапецеидальный суживающийся кверху водослив работает, как пропорциональный, если амплитуда (Θ_{max}—Θ_{min}) безразмерного параметра Θ не больше 0,30. Для расчета водослива формулы перепишем в виде:

$$H_{min} = 0{,}15\frac{B}{n}, \tag{7-28}$$

$$H_{max} = 0{,}45\frac{B}{n}, \tag{7-29}$$

где H_{min} — напор, после которого трапецеидальный водослив работает, как пропорциональный, H_{max} — напор, до которого трапецеидальный водослив работает, как пропорциональный.

§ 27. Коэффициент расхода пропорционального водослива

Коэффициенты расхода пропорционального (полигонального) водослива по экспериментальным данным подсчитываются, исходя из формулы (7-22). Воспользоваться непосредственно данными, помещенными в табл. 7-1, не представляется возможным, так как подавляющая часть из них относится к случаям $\Theta<0{,}15$.

Таблица 7-4

Значения K и Q_0 при $n = 0{,}50$

B м	K м²/сек.	Q_0 м³/сек.
0,25	0,150	0,0020
0,50	0,440	0,0150
0,75	0,784	0,0362
1,00	1,180	0,0678
1,25	1,640	0,1168

Приближенные значения M, а следовательно, и m можно рассчитать, исходя из формулы (7-22), если принять в качестве исходных данных коэффициенты в уравнении (7-16), по опытным данным М. В. Бутырина [56]. Значения K и Q_0 приведены в табл. 7-4 при H в формуле (7-16), выраженном в метрах.

Методика расчетов m заключается в следующем. Задаемся значением Θ в пределах Θ_{min} и Θ_{max}, затем находим при известных n и B напор $H=\frac{\Theta B}{n}$. Далее по формуле (7-16) вычисляем расход Q, принимая K и Q_0 по табл. 7-4. Затем из формулы (7-22) находится коэффициент m пропорционального полигонального водослива с тонкой стенкой. На рис. 7-6 приведен график функции $m=m(\Theta)$ такого водослива. С увеличением Θ коэффициент m уменьшается. Отмечается тенденция уменьшения m с увеличением B, хотя и не вполне четко. Если не учитывать влияния B на m, зависимость m от Θ можно представить в виде формулы, предложенной в работе [56],

$$m = 0{,}55 - \psi\sqrt{\Theta}, \tag{7-30}$$

где ψ — коэффициент определяемый по табл. 7-5 в зависимости от Θ.

Таблица 7-5

Значения ψ

Θ	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
ψ	0,23	0,26	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22

В среднем $\psi = 0{,}24$. Значение m по формуле (7-30) может быть подсчитано с точностью примерно до 0,01.

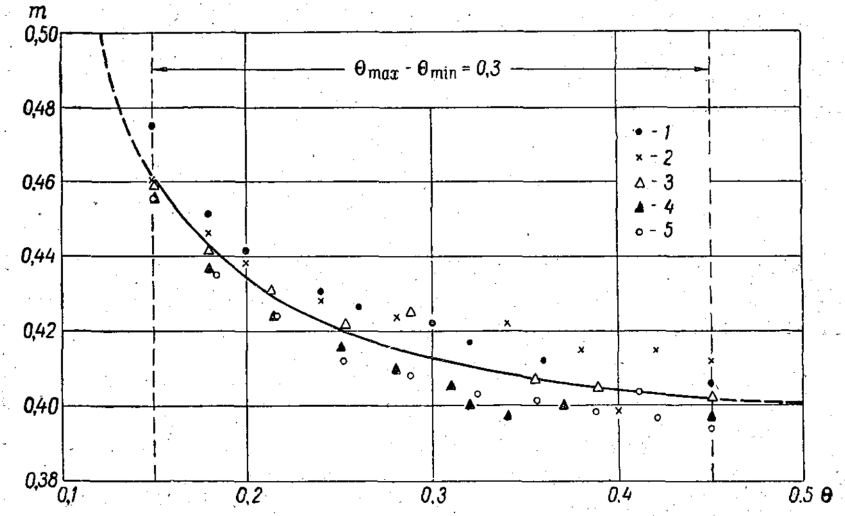


Рис. 7-6. Зависимость коэффициента расхода пропорционального водослива от параметра Θ.

1 — $B = 0{,}25$ м; *2* — $B = 0{,}50$ м; *3* — $B = 0{,}75$ м; *4* — $B = 1{,}00$ м; *5* — $B = 1{,}25$ м.

Поскольку в формулу (7-30) входит H через параметр Θ, то до некоторой степени нарушается линейная связь Q и H этого водослива. При малых $\Theta = \frac{nH}{B}$ эта связь нарушается в большей мере, поэтому следует отдавать предпочтение водосливам с большими n и малыми B.

§ 28. Пример расчета пропорционального водослива

Предположим, требуется запроектировать пропорциональный водослив для измерения расходов воды в канале. Минимальный расход воды Q_{min} и максимальный Q_{max} известны.

Основными элементами пропорционального водослива являются ширина B и угол β; их и следует рассчитать. Необходимо отметить, что величина B не может быть задана произвольно, а назначается из конструктивных соображений в зависимости от ширины канала. Расчет пропорционального водослива рекомендуется производить по следующей методике.

1. По ширине канала назначить длину гребня водослива (обычно меньше ширины канала).

2. Задать коэффициент наклона n боковых сторон водослива к его гребню.

3. Проверить путем расчета правильность задания коэффициента n в следующем порядке:

а) по величинам B и n, пользуясь формулой (7-22), составить уравнение вида (7-16);

б) подставляя в формулу (7-16) значения Q_{min} и Q_{max}, найти соответственно H_{min} и H_{max}:

$$H_{min} = \frac{Q_{min} + Q_0}{K},$$

$$H_{max} = \frac{Q_{max} + Q_0}{K};$$

в) по H_{min}, H_{max}, B и n вычислить безразмерные параметры Θ_{min} и Θ_{max} и сопоставить их с формулами (7-26) и (7-27). При этом должны быть выполнены условия:

$$\Theta_{min} \geqslant 0{,}15, \qquad (7\text{-}31)$$

$$\Theta_{max} \leqslant 0{,}45. \qquad (7\text{-}32)$$

4. В случае невыполнения указанных условий следует задаться новым значением n и расчет повторить.

5. По рассчитанному значению n найти угол $\beta = \operatorname{arcctg} n$.

Пусть ширина водотока $B_в = 2{,}00$ м, $Q_{min} = 0{,}55$ м³/сек., $Q_{max} = 1{,}90$ м³/сек. Принимаем $B = 1{,}50$ м, $n = 1{,}00$ и $m \approx 0{,}42$.

При этих значениях B и n, согласно формулам (7-18) и (7-21): $K = 1{,}8$ м²/сек., $Q_0 = 0{,}14$ м³/сек., и тогда формула (7-16) запишется в виде

$$Q = 1{,}8H - 0{,}14,$$

откуда

$$H_{min} = \frac{Q_{min} + 0{,}14}{1{,}8} = \frac{0{,}55 + 0{,}14}{1{,}8} = \frac{0{,}69}{1{,}8} = 0{,}38 \text{ м},$$

$$H_{max} = \frac{Q_{max} + 0{,}14}{1{,}8} = \frac{1{,}90 + 0{,}14}{1{,}8} = \frac{2{,}04}{1{,}8} = 1{,}13 \text{ м}.$$

Безразмерные параметры Θ_{min} и Θ_{max} равны:

$$\Theta_{min} = \frac{H_{min} n}{B} = \frac{0{,}38 \times 1{,}00}{1{,}50} = 0{,}25 > 0{,}15,$$

$$\Theta_{max} = \frac{H_{max} n}{B} = \frac{1{,}13 \times 1{,}00}{1{,}50} = 0{,}75 > 0{,}45.$$

Условие (7-32) оказалось невыполненным. Принимаем новое значение $n=0{,}70$. Подсчитаем Θ принимая $H=0{,}5(H_{min}+H_{max})=0{,}5\,(0{,}38+1{,}13)=0{,}75$ м, $\Theta=\frac{0{,}75\times 0{,}7}{1{,}5}=0{,}35$. По формуле (7-30) получим $m=0{,}41$.

По формулам (7-18) и (7-21) $K=2{,}02$ м²/сек., $Q_0=0{,}22$ м³/сек., следовательно,

$$Q=2{,}02H-0{,}22,$$

откуда

$$H_{min}=\frac{0{,}55+0{,}22}{2{,}02}=\frac{0{,}77}{2{,}02}=0{,}38 \text{ м},$$

$$H_{max}=\frac{1{,}90+0{,}22}{2{,}02}=\frac{2{,}12}{2{,}02}=1{,}04 \text{ м}.$$

Безразмерные параметры Θ_{min} и Θ_{max} равны:

$$\Theta_{min}=\frac{0{,}38\times 0{,}7}{1{,}5}=0{,}18,$$

$$\Theta_{max}=\frac{1{,}04\times 0{,}7}{1{,}5}=0{,}48.$$

Условие (7-31) выполнено, а (7-32) почти соблюдено, поэтому принимаем $n=0{,}70$, откуда $\beta=55°$.

§ 29. Параметр формы живого сечения в общем виде

Вопрос о влиянии формы живого сечения не возникает, если рассматривается расход воды через элементарную площадь живого сечения, т. е. $dQ = q\ db$, где q — расход воды на вертикали.

При равномерном движении

$$dQ = C_в \sqrt{hI}\ h\ db, \tag{8-1}$$

где $C_в$ — коэффициент Шези для вертикали, принимаемый по формуле Н. Н. Павловского равным

$$C_в = \frac{1}{n} h^y. \tag{8-2}$$

Учитывая формулу (8-2), выражение (8-1) запишем в виде

$$Q = \int_0^B \frac{\sqrt{I}}{n} h^{3/2+y}\ db. \tag{8-3}$$

Если принять $\frac{\sqrt{I}}{n}$ независящим от b, из выражения (8-3) получим

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \int_0^B h^{3/2+y}\ db. \tag{8-4}$$

Введем параметр

$$\beta_* = \frac{1}{\omega \sqrt{h_{ср}}\ h_{ср}^y} \int_0^B h^{3/2+y}\ db, \tag{8-5}$$

учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока, в дальнейшем именуемый параметром формы живого сечения [1, 57].

Учитывая выражение (8-5), формулу (8-4) запишем в обычном виде, но с параметром β_*, подлежащим определению,

$$Q = \frac{\beta_*}{n} h_{ср}^y \omega \sqrt{h_{ср} I}. \tag{8-6}$$

Если принять выражение для коэффициента Шези в целом для всего потока C, как это обычно и делается в гидравлике и гидрологии, и считать I мало зависящим от b, формулу (8-3) можно записать в виде

$$Q = C\sqrt{I} \int_0^B h^{3/2}\ db. \tag{8-7}$$

Глава VIII

ПАРАМЕТР ФОРМЫ ЖИВОГО СЕЧЕНИЯ ОТКРЫТЫХ ПОТОКОВ

Форма живого сечения открытого (безнапорного) потока, в особенности речного, существенно влияет на процесс движения воды. Учет формы живого сечения и в гидравлике и в гидрометрии представляется весьма важным, так как встречающиеся в природе и технике формы живых сечений потока отличаются большим разнообразием. Известно, что гидравлический радиус R и средняя глубина потока $h_{ср}$ не выражают полностью морфометрию живого сечения потока. Например, одному и тому же R может соответствовать большое число форм смоченного периметра. По отношению к реке величина $h_{ср}$ дает даже лучшее представление о расходе потока, чем R, на что обратил внимание М. А. Великанов.

Отметим, что в гидравлике широко используются различные элементы потока, осредненные по той или иной системе, что позволяет разрабатывать относительно простые расчетные схемы. Классическим примером является использование средней скорости потока. Однако введение в уравнения средних величин не может быть сделано без соответствующего анализа явления. Так, например, при подсчете удельной кинетической энергии потока по его средней скорости потребовалось ввести в уравнение Бернулли коэффициент Кориолиса [48], учитывающий неравномерность распределения скоростей в живом сечении. Естественно, что и введение в уравнения средней глубины требует использования параметра, учитывающего неравномерность распределения глубин по ширине потока. С точки зрения гидрометрии этот вопрос представляет большой интерес в связи с тем, что требуется от расходов воды на вертикалях перейти к расходу воды всего потока, где, как правило, имеет место неравномерное распределение глубин. В более общей постановке это и есть задача о переходе от плоского потока к пространственному.

В этой главе дано теоретическое обоснование структуры параметра, учитывающего неравномерность распределения глубин по ширине потока, а затем приводится его исследование для различных форм живых сечений.

Соответственно выражение для параметра формы живого сечения получается, как и по формуле (3-18).

Таким образом, применяя формулу Шези для вертикали и переходя затем к расходу всего потока, получили структуру параметра формы β_* такую же, как и при расчете средней донной скорости.

Запишем теперь выражение для расхода воды всего потока, исходя из формулы (2-18),

$$Q=\int_0^B u_в h\,db=\int_0^B h\left(u_{max}-\frac{u_*}{k}\right)db.$$

Учитывая, что $hu_{max}=q_ф$, последнее выражение запишем в виде

$$Q=\int_0^B q_ф\,db-\frac{1}{k}\int_0^B u_* h\,db.$$

Так как $u_*=\sqrt{ghI}$, найдем

$$Q=Q_ф-\frac{\sqrt{gI}}{k}\int_0^B h\sqrt{h}\,db, \qquad (8\text{-}8)$$

где $Q_ф$ — фиктивный расход воды, вычисляемый по измеренным поверхностным (наибольшим) скоростям течения воды u_{max} и глубинам h, равен площади, ограниченной эпюрой $q_ф=q_ф(b)$ и зеркалом воды,

$$Q_ф=\int_0^B q_ф\,db.$$

Используя понятие динамического расхода воды [1]

$$Q_*=\omega\sqrt{gh_{ср}I}=\omega v_*,$$

уравнение (8-8) представим в виде

$$Q=Q_ф-\frac{\beta_*}{k}Q_*, \qquad (8\text{-}9)$$

где β_* — параметр, учитывающий неравномерность распределения глубин по ширине потока, определяемый по выражению (3-18). Следовательно, хотя в параметр β_* входят только геометрические элементы потока, его природа гидравлическая.

§ 30. Параметр формы правильных сложных живых сечений

Правильными живыми сечениями потока будем называть такие сечения, для которых вид функции $h=h(b)$ может быть выражен с помощью уравнения.

Правильными сложными живыми сечениями будем называть такие, которые состоят из нескольких отличных по форме правильных сечений. При этом сечения могут быть полигональными, криволинейными, а также включающими и полигональное и криволинейное очертание в одном живом сечении. Последний случай является наиболее сложным, но вместе с тем наиболее интересным с точки зрения речной гидравлики и гидрометрии. В качестве основного правильного сложного живого сечения принимаем сочетание криволинейного и трапецеидального

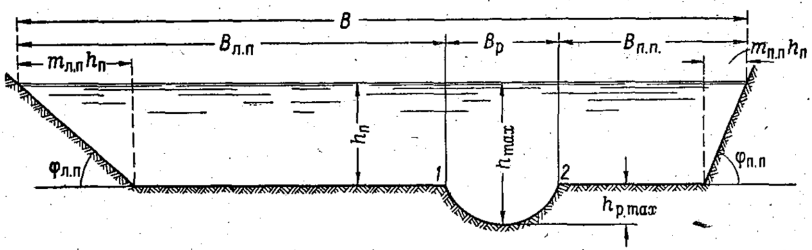


Рис. 8-1. Живое сечение потока с криволинейным руслом и несимметричной трапецеидальной поймой.

несимметричного сечений (рис. 8-1). Рассмотрение такого живого сечения представляет интерес потому, что оно может служить наиболее правдоподобным аналогом естественного (речного) живого сечения, для которого русло можно считать криволинейным, а пойму — горизонтальной. Можно было бы, конечно, исходить из различных глубин потока справа и слева от криволинейного русла (рис. 8-1), но задача и без того в математическом отношении оказалась не очень простой.

По отношению к живому сечению (рис. 8-1) формула (3-18) принимает вид

$$\beta_* = \frac{1}{h_{ср}^{3/2} B}\left[\int_0^{m_{л.п}h_п}\left(\frac{b}{m_{л.п}}\right)^{3/2} db + \int_{m_{л.п}h_п}^{B_{л.п}} h_п^{3/2}\, db + \int_0^{B_р}(h_р + h_п)^{3/2}\, db + \right.$$

$$\left. + \int_{m_{п.п}h_п}^{B_{п.п}} h_п^{3/2}\, db + \int_0^{m_{п.п}h_п}\left(\frac{b}{m_{п.п}}\right)^{3/2} db\right], \qquad (8\text{-}10)$$

где $m_{л.п} = \operatorname{ctg}\varphi_{л.п}$ — коэффициент откоса левобережной поймы; $m_{п.п} = \operatorname{ctg}\varphi_{п.п}$ — коэффициент откоса правобережной поймы; $h_п$ — глубина воды в пойме (в пределах горизонтального дна потока); $h_р$ — переменная глубина потока в русле, отсчитанная от его бровок; $B_р$ — ширина русла; $B_{л.п}$ — ширина левобережной поймы; $B_{п.п}$ — ширина правобережной поймы.

Теперь необходимо решить вопрос о выборе очертания криволинейной части живого сечения.

В качестве основного общего случая наиболее интересно рассмотреть параболическое живое сечение, так как оно наилучшим образом схематизирует речные потоки, русла которых сложены несвязными грунтами.

Параболу принимаем второй степени общего вида

$$h_{\text{р}} = \alpha b^2 + \beta b + \gamma. \qquad (8\text{-}11)$$

Учитывая, что при $b=0$, $h=0$ (рис. 8-1, точка 1), при $b=B_{\text{р}}$ $h=0$ (точка 2), при $b=\frac{B_{\text{р}}}{2}$ $h=h_{\text{р. max}}$, найдем:

$$\alpha = \frac{4h_{\text{р. max}}}{B_{\text{р}}^2}, \qquad \beta = \frac{4h_{\text{р. max}}}{B_{\text{р}}}, \qquad \gamma = 0.$$

Подставляя α, β, γ в уравнение (8-11), приведем его к виду

$$h_{\text{р}} = \frac{4h_{\text{р. max}}}{B_{\text{р}}^2} b\,(B_{\text{р}} - b), \qquad (8\text{-}12)$$

где $h_{\text{р. max}}$ — наибольшая глубина в русле, отсчитанная от его бровки (рис. 8-1).

Отметим, что формула (8-12) является удобной для описания живых сечений потока по ряду причин. Переписав ее в виде

$$\frac{h_{\text{р}}}{B} = \frac{4h_{\text{р. max}}}{B^2} b\left(1 - \frac{b}{B}\right),$$

обнаруживаем, что для приведения живого сечения потока к безразмерному виду следует пользоваться координатами $\frac{h}{B}$ и $\frac{b}{B}$.

Учитывая, что для параболического живого сечения $h_{\text{р. max}} = \frac{2}{3} h_{\text{ср}}$, формулу (8-12) можно привести к виду

$$\frac{h_{\text{р}}}{B} = \frac{6}{\Gamma B^{3/2}} b\left(1 - \frac{b}{B}\right),$$

где Γ — параметр В. Г. Глушкова.

Третий интеграл выражения (8-10) с учетом (8-12) имеет следующее решение (вывод опущен):

$$\int_0^{B_{\text{р}}} \left[\frac{4h_{\text{р. max}}}{B_{\text{р}}^2} b\,(B_{\text{р}} - b) + h_{\text{п}}\right]^{3/2} db = \frac{B_{\text{р}}}{8}\left[(3h_{\text{р. max}} + 5h_{\text{п}})\sqrt{h_{\text{п}}} + \right.$$

$$\left. + \frac{3\,(h_{\text{р. max}} + h_{\text{п}})^2}{\sqrt{h_{\text{р. max}}}} \arcsin\sqrt{\frac{h_{\text{р. max}}}{h_{\text{р. max}} + h_{\text{п}}}}\right]$$

Решая другие интегралы в выражении (8-10) и сделав необходимые преобразования, а также учитывая, что

$$h_{ср} = \frac{2B - h_п (m_{л.п} + m_{п.п})}{2B} h_п + \frac{2B_р}{3B} h_{р.max}, \qquad (8\text{-}13)$$

получим основную формулу для β_* в виде

$$\beta_* = \frac{1 + (\alpha_* - 1)\frac{B_р}{B} - \frac{3}{5} \cdot \frac{h_п}{B} (m_{л.п} + m_{п.п})}{\left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{h_п}{B} (m_{л.п} + m_{п.п}) + \frac{2}{3} \cdot \frac{B_р}{B} \eta_*\right]^{3/2}}, \qquad (8\text{-}14)$$

где α_* и η_* — безразмерные величины, равные:

$$\alpha_* = \frac{1}{8}\left[3\eta_* + 5 + \frac{3(\eta_* + 1)^2}{\sqrt{\eta_*}} \arcsin \sqrt{\frac{\eta_*}{1 + \eta_*}}\right], \qquad (8\text{-}15)$$

$$\eta_* = \frac{h_{р.max}}{h_п}.$$

По формуле (8-15) составлен график функции $\alpha_* = \alpha_*(\eta_*)$, которым и следует пользоваться в расчетах (рис. 8-2).

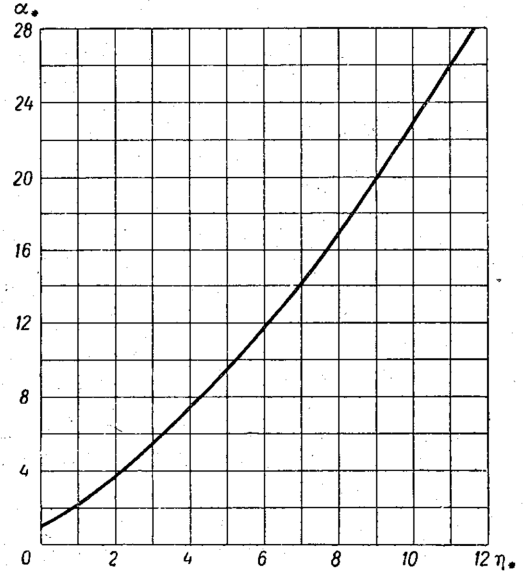


Рис. 8-2. График функции $\alpha_* = \alpha_*(\eta_*)$.

Из формул (8-9), (8-14) и (8-15) получаем теоретический вывод: на расход воды Q влияют, кроме $h_{ср}$, I и n, различные морфометрические характеристики русла: $\frac{h_п}{B}$, $\frac{B_р}{B}$ и др. Влияние на Q некоторых морфометрических характеристик, например

$\frac{h_{ср}}{B}$, было подмечено ранее только на основании анализа опытных данных.

Для параболического русла с прямоугольной поймой $m_{л.\,п}=0$, $m_{п.\,п}=0$, поэтому из формулы (8-14) получим

$$\beta_* = \frac{1+(\alpha_*-1)\frac{B_р}{B}}{\left(1+\frac{2}{3}\cdot\frac{B_р}{B}\eta\right)^{3/2}}. \qquad (8\text{-}16)$$

В случае односторонней поймы, например правобережной ($B_{л.\,п}=0$, $m_{л.\,п}=0$), формула (8-14) принимает вид

$$\beta_* = \frac{1+(\alpha_*-1)\frac{B_р}{B}-\frac{3}{5}\cdot\frac{m_{п.\,п}h_п}{B}}{\left[1-\frac{1}{2}\cdot\frac{m_{п.\,п}h_п}{B}+\frac{2}{3}\cdot\frac{B_р}{B}\eta_*\right]^{3/2}}. \qquad (8\text{-}17)$$

В этом случае под шириной B надо понимать $B_р+B_{п.\,п}$. Из формулы (8-17) видно, что β_* зависит от многих морфометрических параметров русла. Заметим, что важным параметром является η_*, который здесь получен из теоретических соображений. В дальнейшем он будет использован при рассмотрении взаимодействия руслового и пойменного потоков.

§ 31. Параметр формы правильных несложных живых сечений

Рассмотрим полигональные правильные несложные живые сечения, а затем криволинейные. Ясно, что и те и другие являются частными случаями живого сечения, для которого в § 30 выведена формула параметра β_*. Полигональные формы сечения являются весьма распространенными при проектировании каналов, а криволинейные можно рассматривать в качестве схематизированных живых сечений речного потока.

Параметр β_* полигональных живых сечений. Наиболее общим в этом случае является трапецеидальное сечение (рис. 8-3 *а*). Так как здесь $B_р=0$, $h_{р.\,max}=0$, то $\eta_*=0$. В соответствии с формулой (8-15) после раскрытия неопределенности получим $\alpha_*=1{,}0$, следовательно, из выражения (8-14) имеем

$$\beta_* = \frac{1-\frac{3}{5}(m_{л.\,п}+m_{п.\,п})\frac{h}{B}}{\left[1-\frac{1}{2}(m_{л.\,п}+m_{п.\,п})\frac{h}{B}\right]^{3/2}}. \qquad (8\text{-}18)$$

Здесь вместо $h_п$ принято h, т. е. глубина воды в канале, поскольку в данном случае две поймы образуют обычное сечение

трапецеидального канала. При симметричном трапецеидальном профиле живого сечения $m_{л.п} = m_{п.п} = m$ и формула (8-18) принимает вид

$$\beta_* = \frac{1 - \frac{6}{5} m \frac{h}{B}}{\left(1 - m \frac{h}{B}\right)^{3/2}}. \qquad (8\text{-}19)$$

Последнюю формулу представим так:

$$\beta_* = \frac{1}{\sqrt{1 - m \frac{h}{B}}} - \frac{\frac{1}{5} m \frac{h}{B}}{\left(1 - m \frac{h}{B}\right)^{3/2}}.$$

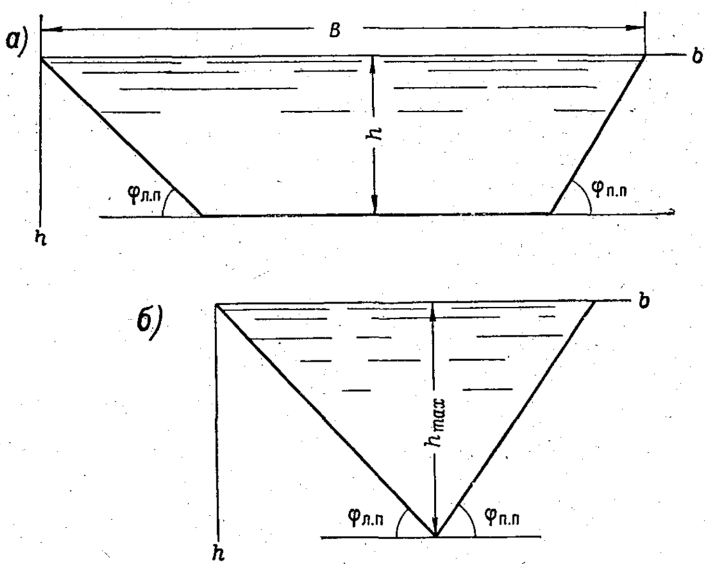


Рис. 8-3. Полигональные профили живых сечений.
а — трапецеидальное; б — треугольное.

Вторым членом как малым по сравнению с первым можно пренебречь, поэтому формулу (8-19) запишем в более простом виде

$$\beta_* = \frac{1}{\sqrt{1 - m \frac{h}{B}}}, \qquad (8\text{-}20)$$

а при $\varphi = 45°$

$$\beta_* = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{h}{B}}}. \qquad (8\text{-}21)$$

Из этой формулы видно, что при $\frac{h}{B} \to 0$ $\beta_* \to 1$, т. е. широкие трапецеидального сечения потоки можно рассматривать как потоки прямоугольного сечения.

Как следует из общего выражения (3-18) для прямоугольного профиля, $\beta_* = 1$. Поскольку β_* получается одинаковым для всех прямоугольных профилей живых сечений, т. е. при различных $\frac{h}{B}$, то в работе [1] обращено внимание на необходимость использования, кроме β_*, и других морфометрических параметров, например α_{B^*}

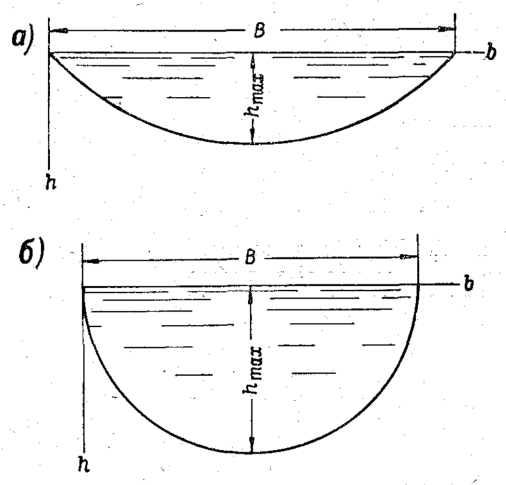


Рис. 8-4. Криволинейные профили живых сечений.
а — параболическое; *б* — круговое.

Для треугольного живого сечения (рис. 8-3 *б*), исходя из формулы (8-18), получим β_*. Причем $B = h_{max}(m_{л.п} + m_{п.п})$, а под величиной h надо понимать h_{max}. После вычислений получим $\beta_* = 1{,}13$.

Параметр β_* криволинейных живых сечений. Для параболического живого сечения (рис. 8-4 *а*) имеем: $h_п = 0$, $\eta_* = \infty$, $\frac{B_р}{B} = 1{,}0$, следовательно, из (8-14) получим

$$\beta_* = \frac{\alpha_*}{\left(1 + \frac{2}{3}\eta_*\right)^{3/2}}.$$

После раскрытия неопределенности получим $\beta_* = \frac{\frac{3}{8} \cdot \frac{\pi}{2}}{\left(\frac{2}{3}\right)^{3/2}} =$

$= 1{,}082$, т. е. параметр β_* каналов с параболическим живым сечением является постоянной величиной.

Для живого сечения, очерченного по окружности с центром, совпадающим с поверхностью воды (рис. 8-4 *б*),

$$\omega = \frac{\pi B^2}{8}, \qquad h_{ср} = \frac{\pi B}{8}.$$

Применительно к круговому профилю $h=\sqrt{b(B-b)}$, поэтому формула (3-18) запишется в виде

$$\beta_*=\frac{\int_0^B\left[b^{1/2}(B-b)^{1/2}\right]^{3/2}db}{\frac{\pi^{3/2}B^{3/2}}{8^{3/2}}B}.$$

Биноминальный дифференциал, стоящий в числителе последнего выражения, не может быть проинтегрирован в конечном виде. Считая, что $\frac{b}{B}=z$, последнюю формулу приводим к виду

$$\beta_*=\frac{8^{3/2}I}{\pi^{3/2}},$$

где

$$I=\int_0^1 z^{3/4}(1-z)^{3/4}dz.$$

Этот интеграл решаем при помощи формулы Симпсона, взяв 40 точек, что дает ошибку для β_* только в пятом знаке после запятой. В результате получаем $\beta_*=1{,}032$.

Итак, можно констатировать, что во всех случаях $\beta_*>1$. В целях сопоставления значений ниже приводится таблица.

Сечение	прямоугольное	$\beta_*=1{,}0$,
»	треугольное	$\beta_*=1{,}13$,
»	трапецеидальное	β_* переменная величина,
»	параболическое	$\beta_*=1{,}08$
»	круговое	$\beta_*=1{,}03$,
»	речного потока	β_* изменяется в больших пределах

В связи с тем что в выражении (8-9) фигурирует средняя глубина потока (входит в динамический расход), а не гидравлический радиус, возникает вопрос, не является ли тождественным введение в расчет $\beta_*\sqrt{h_{ср}}$ вместо $\sqrt{R}$. Если бы оказалось, что $\beta_*\sqrt{h_{ср}}=\sqrt{R}$ или $\beta_*^2h_{ср}=R$, то все рассуждения, связанные с введением β_*, во всяком случае для искусственных потоков, были бы излишними. Поскольку гидравлический радиус R всегда меньше средней глубины $h_{ср}$ и $\beta_*\geqslant 1$, то должно выполняться условие $\beta_*^2h_{ср}>R$, поэтому замена в формулах гидравлики $\sqrt{R}$ выражением $\beta_*\sqrt{h_{ср}}$ не является тождественной. Легко подсчитать, пользуясь формулами для средней глубины и гидравлического радиуса, насколько $\beta_*^2h_{ср}$ больше R.

Приводим окончательные результаты таких вычислений:

прямоугольный профиль

$$\frac{\beta_*^2 h}{R} = \frac{h}{R} = 1 + 2\frac{h}{B};$$

треугольный профиль

$$\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R} = 1{,}28\sqrt{1+\frac{1}{m^2}};$$

трапецеидальный (симметричный) профиль

$$\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R} = \frac{B - 2mh\left(1+\sqrt{1+\frac{1}{m^2}}\right)}{B-mh};$$

параболический профиль

$$\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R} = \frac{0{,}79B}{h_{max}F(\sigma)}.$$

Здесь $F(\sigma)$ — функция, определяемая в зависимости от $\sigma = \frac{4h_{max}}{B}$ [58], например, при $B=50$ м, $h_{max}=5$ м, $\sigma=0{,}4$, $F(\sigma)=6{,}5$ будем иметь $\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R} = 1{,}21$; круговой профиль $\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R} = 1{,}67$.

Из приведенных выражений $\frac{\beta_*^2 h_{ср}}{R}$ при $R=1$ м видно, что $\beta_*^2 h_{ср}$ является величиной, хорошо реагирующей к изменению формы сечения, в то время как R при самых разнообразных формах живого сечения может оставаться почти одинаковым, что указывает на целесообразность введения в уравнения движения β_* и $h_{ср}$.

§ 32. Параметр формы живых сечений речных потоков

Параметр β_* естественных водотоков (рек) не может быть найден теоретическим путем, поэтому β_* определялся графомеханическим способом или аналитическим по измеренным профилям.

В первом случае строятся эпюры $h^{3/2}(b)$ и интеграл в формуле (3-18) определяется планиметрированием площади этой эпюры (в виде примера на рис. 8-5 приведена такая эпюра); после этого по формуле (3-18) вычислялся параметр β_*.

Во втором случае применяется формула

$$\beta_* = \frac{1}{\omega\sqrt{h_{ср}}}\sum_0^B\left[\frac{(h^{3/2})_l + (h^{3/2})_{l+1}}{2}\right]l_{l,\,l+1}. \qquad (8\text{-}22)$$

Наибольшее значение параметра β_*, определенного для 68 рек СССР [1], достигает 1,3 и больше, следовательно, не учитывая β_* в гидравлических и гидрометрических расчетах, можно допустить существенные ошибки. Среднее значение параметра речных потоков оказалось равным 1,10, что очень близко подходит к теоретическому значению для параболического профиля. Отсюда можно сделать вывод: параболический профиль живого сечения потока является наилучшим аналогом естественного профиля живого сечения. Это положение часто используется в гидравлике, но не было доказано.

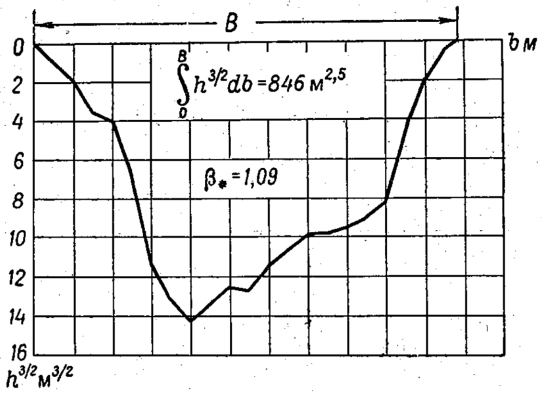


Рис. 8-5. К определению β_* графомеханическим способом.

Как видно из изложенного для определения β_* речных потоков требуется производить сравнительно громоздкие вычисления. Поэтому сделана попытка выразить β_* речных потоков в зависимости от простейшего морфометрического параметра русла $\alpha_h = \frac{h_{ср}}{h_{max}}$. С этой целью были найдены для 30 гидрометрических створов равнинных рек СССР значения β_*, α_h и другие величины. При этом β_* определялось графомеханическим способом. Результаты вычислений приведены в табл. 8-1, где даны и другие элементы движения, которые будут использованы и в следующей главе. Очевидно, что, чем меньше α_h, тем больше амплитуда изменения глубин в живом сечении, следовательно, параметр β_*, учитывающий неравномерность распределения глубин, будет возрастать с уменьшением α_h. Явного влияния α_B на β_* не обнаружилось, однако огибающая точек на графике $\beta_* = \beta_*(\alpha_B)$ указывает на увеличение β_* с уменьшением α_B. Это можно объяснить тем, что при больших ширинах реки, т. е. при малых α_B, неравномерное распределение глубин более

Таблица 8-1

Гидравлические элементы речных потоков

№ п/п	Река	Гидроствор	Q м³/сек.	v_{max} м/сек.	α_h	β_*	$h_{ср}$ м	I %	ω м²	$Q_ф$ м³/сек.	$Q_т$ м³/сек.
1	Корожечня	д. Усаты	17,2	0,48	0,66	1,09	1,32	0,047	57,3	21,6	18,0
2	Селижаровка	д. Яровинка	21,7	0,78	0,45	1,20	1,26	0,29	44,0	24,8	18,8
3	Ильд	с. Спас-Ильд	22,8	1,15	0,67	1,08	1,43	0,40	32,1	28,1	25,0
4	Мокша	с. Шевелевский Майдан	23,0	0,66	0,64	1,09	0,84	0,22	48,7	27,6	25,4
5	Вазуза	д. Волотилово	34,2	0,63	0,67	1,04	1,00	0,10	81,6	40,4	34,9
6	Шоша	с. Хлопово-Городище	35,7	0,72	0,37	1,23	1,63	0,17	96,4	41,0	26,8
7	Москва	г, Звенигород	71,6	0,68	0,80	1,02	1,64	0,18	142	78,1	68,8
8	Сежа	д. Новое село	77,0	1,40	0,54	1,11	2,04	0,43	70,6	83,3	75,6
9	Гжать	г. Гагарин	91,0	1,58	0,63	1,13	3,07	0,17	83,7	106	93,0
10	Сить	д. Родионово	101	0,30	0,24	1,19	0,90	0,069	587	121	95,0
11	Клязма	г. Павловский Пасад	113	1,04	0,67	1,05	2,34	0,13	164	125	102
12	Москва	д. Макарово	130	1,26	0,72	1,09	3,20	0,15	155	158	140
13	Пахра	д. Макарово	173	0,75	0,56	1,13	3,10	0,25	307	200	185
14	Волга	г. Ржев	173	1,25	0,64	1,07	2,08	0,23	203	215	196
15	Угра	с. Всходы	182	1,30	0,33	1,42	2,78	0,040	359	274	178
16	Мокша	с. Шевелевский Майдан	204	0,56	0,62	1,03	2,44	0,070	498	230	206
17	Ока	г. Белов	208	1,04	0,66	1,09	3,20	0,18	275	250	232
18	Сож	д. Ускосы	339	1,45	0,28	1,24	1,48	0,13	504	394	226
19	Днепр	п. Надежда	343	1,72	0,66	1,12	4,55	0,25	291	387	330
20	Тверца	д. Прутенка	474	1,92	0,65	1,10	3,52	0,23	331	560	524
21	Молога	с. Спас-Забережье	627	1,29	0,61	1,18	3,76	0,092	756	756	658
22	Волга	г. Ярославль	705	0,36	0,78	1,03	4,84	0,041	2720	805	716
23	Упа	д. Орлово	753	1,58	0,23	1,62	2,49	0,09	764	875	708
24	Днепр	г. Смоленск	926	1,35	0,56	1,20	5,60	0,018	1020	1050	885
25	З. Двина	г. Велиж	1180	1,64	0,66	1,05	5,60	0,042	946	1290	1160
26	Волга	г. Старица	1390	1,81	0,69	1,06	5,00	0,26	1020	1560	1315
27	Угра	с. Товарково	1620	1,68	0,54	1,20	5,40	0,025	1500	2060	1830
28	Ока	г. Муром	1990	0,86	0,69	1,02	4,41	0,012	3550	2400	2090
29	Ока	г. Калуга	3260	1,83	0,58	1,17	6,43	0,16	2310	3990	3415
30	Ока	г. Касимов	5710	1,80	0,36	1,52	4,14	0,075	8340	7480	4385

вероятно. Между величиной β_* и α_h существует более четкая зависимость (рис. 8-6), чего и следовало ожидать. Точки, относящиеся к профилям живых сечений с поймами, отклоняются в большей степени от общего направления кривой $\beta_* = \beta_*(\alpha_h)$.

Дальнейшее рассмотрение величин β_* будет относиться в основном к потокам без пойм.

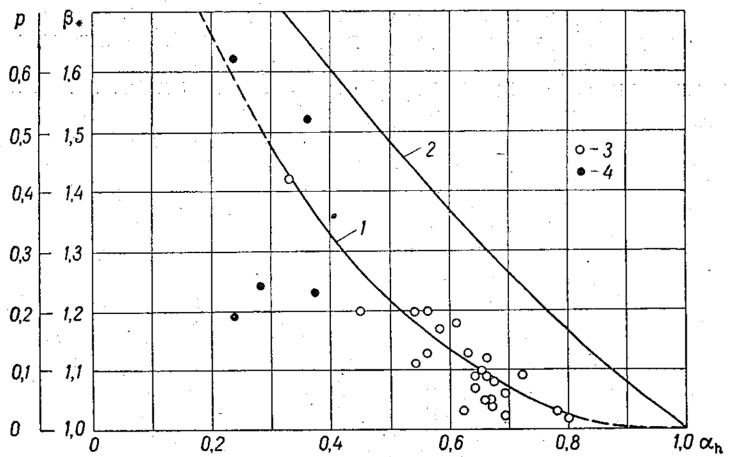


Рис. 8-6. Зависимость параметра формы живого сечения β_* от α_h речных потоков.

1 — график зависимости β_* от α_h; *2* — график зависимости показателя p от α_h; *3* — русло; *4* — русло с поймой.

При $\alpha_h = 1{,}0$ параметр $\beta_* = 1{,}0$, что следует из теоретических соображений и расположения опытных точек на рис. 8-6 (кривая 1). Поэтому уравнение $\beta_* = \beta_*(\alpha_h)$ можно записать в виде

$$\beta_* = (2 - \alpha_h)^p. \qquad (8\text{-}23)$$

Показатель p оказался зависящим от α_h (рис. 8-1, кривая 2). При $\alpha_h = 1{,}0$ $n = 0$. Функцию $p = p(\alpha_h)$ представим в виде

$$p = 1{,}1 - 1{,}3\alpha_h + 0{,}2\alpha_h^3. \qquad (8\text{-}24)$$

Сумма числовых коэффициентов в этом уравнении при $\alpha_h = 1{,}0$ должна быть равна нулю, что и выполняется. Параметр β_* по уравнению (8-23) можно определить с точностью до 0,05. Значения β_* по формуле (8-23) приведены в табл. 8-2.

Таблица 8-2

Значения β_* по формуле (8-23)

α_h . . .	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	1,00
β_* . . .	1,47	1,39	1,32	1,26	1,21	1,17	1,13	1,10	1,07	1,04	1,02	1,00

Учитывая, что β_* речных потоков может принимать значения до 1,3 и даже больше, формула (8-23), предложенная в работе [59], уже на настоящей стадии изучения вопроса может иметь практическое значение.

Для полного описания формы сложных живых сечений, в особенности речных потоков, требуются, кроме параметра β_*, и другие параметры, например, морфометрический коэффициент асимметрии β_a, кинематико-морфометрический параметр $\beta_{а.\,к-м}$ (§ 10) и др. Но в отличие от других параметров, в том числе и таких, как $\frac{\sqrt{\omega}}{\chi}$, параметр β_* получен из теоретических соображений.

Глава IX

ГИДРАВЛИКО-ГИДРОМЕТРИЧЕСКИЕ СПОСОБЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСХОДОВ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

Изложение вопросов распределения скоростей в турбулентном потоке в главе II дано в таком виде, чтобы во все основные формулы входили кинематические элементы потока на его свободной поверхности. Такое изложение больше всего соответствует задачам, стоящим перед речной гидрометрией, а также перед эксплуатационной гидрометрией. Это очевидно из того, что измерение только поверхностных скоростей потока, используемых для определения расхода воды, создает ряд неоспоримых преимуществ в постановке работ на реках и каналах. Достаточно упомянуть в этой связи о больших возможностях аэрогидрометрических методов, основанных на измерении поля скоростей потока на его свободной поверхности (в том числе в ветреную погоду [66]).

Переходя от поверхностных скоростей на вертикалях к средним, а затем к средней скорости всего потока и используя параметр формы β_*, можно теоретически обосновать методику гидравлико-гидрометрических способов определения расходов воды. Из самого названия способа следует, что в нем используются гидравлические зависимости, свойственные потоку, и предусматриваются измерения, характерные для гидрометрии.

В излагаемых ниже способах, предложенных Г. В. Железняковым, учитываются важнейшие гидравлические элементы потока, а поверхностная скорость рассматривается как один из элементов, влияющих на величину расхода воды.

В современной гидрометрии (в синтезе теории гидравлики и классических методов гидрометрии) сложилось теоретическое направление исследований; первоначально сформулированное в работе [1], оно получило дальнейшее развитие в ряде работ и признано перспективным как в СССР [60], так и за рубежом [61].

Поле поверхностных скоростей может быть измерено различными способами [24]. Большое ускорение работ достигается путем интеграции поверхностных скоростей. Учитывая, что

интеграция поверхностных скоростей по косым галсам по способу В. Г. Глушкова может дать удовлетворительные результаты по точности, представляет интерес совместное применение этого способа и гидравлико-гидрометрического. Их совместное использование позволяет сделать некоторые новые предложения, относящиеся к технике гидрометрических работ на реках.

Следует отметить, что в результате исследований ГГИ и других организаций аэрогидрометрические методы доведены до уровня практического применения и могут быть широко использованы при производстве гидрологических работ на реках во время паводка. Вместе с тем необходимо иметь в виду, что интеграция (от берега к берегу) поверхностных скоростей течения воды ограничена или почти исключается в период ледохода.

§ 33. Основные уравнения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды

Первое уравнение гидравлико-гидрометрического способа выводится при переходе от плоской задачи к пространственной, что изложено в главе VIII.

В результате выведено уравнение (8-9). Подставляя в него $k = \frac{\sqrt{g}}{C_*}$, получим

$$Q = Q_\Phi - \frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}} Q_*. \tag{9-1}$$

Параметр C_* определяется по формуле (3-19). Поделив это уравнение на ω и записав его в виде

$$\frac{v_{\text{пов}} - v}{v_*} = \frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}, \tag{9-2}$$

замечаем, что оно выражает относительный недостаток средней скорости v в сопоставлении со средней поверхностной скоростью $v_{\text{пов}}$.

Введя обозначение, широко используемое в гидрометрии,

$$K_1 = \frac{Q}{Q_\Phi} = \frac{v}{v_{\text{пов}}},$$

получим из (9-1)

$$K_1 = 1 - \frac{K_1 \beta_* C_* Q_*}{\sqrt{g}\, Q} = 1 - \frac{K_1 \beta_* C_* v_*}{\sqrt{g}\, v}.$$

Решая это уравнение относительно K_1 и учитывая, что

$$\frac{v_*}{v} = \frac{\sqrt{g h_{\text{ср}} I}}{v} = \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{\text{Fr}}},$$

найдем

$$K_1 = \frac{\sqrt{\text{Fr}}}{\sqrt{\text{Fr}} + \frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}} \sqrt{I}}, \tag{9-3}$$

где Fr — число Фруда, отнесенное к средней скорости потока. Следовательно, K_1 зависит от числа Фруда и уклона поверхности воды I, а также C, поскольку C_* зависит от C.

Как известно, число Fr представляет собой удвоенное отношение кинетической энергии потока к потенциальной. Отсюда ясен смысл безразмерного коэффициента K_1. Он является функцией уклона поверхности воды и соотношения между кинетической и потенциальной энергиями.

Отметим, что K_1 для двух динамически подобных потоков будут равны. Это следует из структуры формулы (9-3) и того, что числа Фруда будучи критерием динамического подобия должны быть равны для двух динамически подобных потоков. Равенство же уклонов I вытекает из требований геометрического подобия. Формула (9-3) при критическом состоянии потока, т. е. при Fr = 1, принимает вид

$$K_1 = \frac{1}{1 + \frac{\beta_* C_{*к}}{\sqrt{g}} \sqrt{I_к}}, \tag{9-4}$$

где $C_{*к}$ соответствует коэффициенту Шези при критическом состоянии $C_к$, $I_к$ — критический уклон.

Иногда используется относительный недостаток скорости $v_{пов}—v$, выраженный в долях скорости v [1,62]. Очевидно, что

$$\frac{v_{пов} - v}{v} = \frac{1 - K_1}{K_1} = K_1^*,$$

где K_1^* — относительный недостаток коэффициента K_1.

Из формулы (9-2) получим

$$K_1^* = \frac{\beta_* C_*}{C}. \tag{9-5}$$

Вторым уравнением гидравлико-гидрометрического способа является уравнение относительного недостатка средней скорости потока (в сопоставлении со скоростью v_{max}), выражаемое уравнением (2-69) или (2-70).

Последнее уравнение с учетом переменного K запишем в виде

$$Q = v_{max}\omega - \left(\frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0}\right) Q_*. \tag{9-6}$$

Пользуясь обозначением

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

формулу (9-6) путем несложных преобразований можно привести к виду

$$K_2 = \frac{\sqrt{Fr}}{\sqrt{Fr} + \left(\frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0}\right)\sqrt{I}}. \tag{9-7}$$

Эту формулу можно проанализировать так же, как и формулу (9-3), с точки зрения гидравлического подобия.

При критическом состоянии потока формула (9-7) принимает вид

$$K_2 = \frac{1}{1+\left(\frac{C_{*к}}{\sqrt{g}}+\frac{C_к}{C_0}\right)\sqrt{I_к}}. \tag{9-8}$$

Относительный недостаток параметра K_2^* был введен при рассмотрении тахиграфических кривых [формулы (2-59) и (2-60)].

Из формул (9-3) и (9-7) видно, что при $Fr \to \infty$ K_1 и K_2 стремятся к единице. Иначе говоря, чем больше скорость v и чем меньше глубина потока, тем в большей степени выравниваются скорости в живом сечении.

При $Fr \to 0$ K_1 и K_2 стремятся к нулю. Следовательно, чем меньше скорость v и чем больше глубина потока, тем контрастнее выражена неравномерность распределения скоростей в живом сечении.

Третья формула гидравлико-гидрометрического способа выводится следующим образом.

Из формулы (2-68) получим

$$v = \frac{p_* v_{пов} - v_{max}}{p_* - 1}, \tag{9-9}$$

или

$$Q = \frac{p_* Q_ф - \omega v_{max}}{p_* - 1}. \tag{9-10}$$

Решая совместно выражения (9-1) и (9-6), найдем

$$p_* = \frac{1}{\beta_*}\left(1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}\right). \tag{9-11}$$

Подставляя теперь p_* в формулу (9-10), получим

$$Q = \frac{\left(1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}\right)Q_ф - \beta_*\omega\, v_{max}}{1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}-\beta_*}. \tag{9-12}$$

Если принять β_* по (8-23), последнюю формулу запишем в виде [63]

$$Q = \frac{\left(1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}\right)Q_ф - (2-\alpha_h)^p\, v_{max}}{1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}-(2-\alpha_h)^p}, \tag{9-13}$$

причем p определяется по формуле (8-24).

§ 34. Методика применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды

При производстве гидрометрических работ на реках и каналах могут встретиться различные возможности применения трех основных уравнений гидравлико-гидрометрического способа. Ниже рассматриваются основные случаи расчета Q, а следовательно, и средней скорости потока. При этом расчетные формулы преобразуем таким образом, чтобы воспользоваться традиционной схемой расчета расходов воды на основе поверхностных скоростей, т. е. будем считать, что, во-первых, $Q=K_1\omega v_{пов}=K_1Q_ф$, во-вторых, $Q=K_2\omega v_{max}$. Профиль живого сечения потока во всех рассматриваемых случаях предполагается измеренным.

1. Известна средняя поверхностная скорость $v_{пов}$ и уклон поверхности воды. Из формулы (9-1) путем несложных преобразований получим

$$K_1=1-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_1}}, \qquad (9\text{-}14)$$

где $\mathrm{Fr}_1=\frac{v_{пов}^2}{g h_{ср}}$ — число Фруда, отнесенное к средней поверхностной скорости.

2. Известна средняя поверхностная скорость $v_{пов}$ и коэффициент шероховатости русла, в зависимости от которого определяется коэффициент Шези по одной из известных формул.

Подставляя в формулу (9-3) $\sqrt{\mathrm{Fr}}=\frac{C\sqrt{I}}{\sqrt{g}}$, найдем

$$K_1=\frac{C}{C+\beta_* C_*}. \qquad (9\text{-}15)$$

Влияние β_* на K_1 иллюстрируется рис. 9-1. Значения K_1 по этой формуле приведены в табл. 9-1.

Подставляя в формулу (9-15) C_* по формуле (3-19), получим

$$K_1=\frac{(2{,}3\sqrt{g}+0{,}3C)C}{[(2{,}3+\beta_*)\sqrt{g}+0{,}3C]C+\beta_* g}. \qquad (9\text{-}15а)$$

При $\beta_*=1{,}0$ получим

$$K_1=\frac{(2{,}3\sqrt{g}+0{,}3C)C}{(3{,}3\sqrt{g}+0{,}3C)C+g}. \qquad (9\text{-}15б)$$

3. Известна максимальная скорость потока v_{max}, уклон I, коэффициент шероховатости, а следовательно, и C.

Таблица 9-I

Значения K_1

C м^{0,5}/сек.	β_*									
	1,05	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	2,0
1	0,36	0,35	0,33	0,31	0,29	0,28	0,28	0,26	0,24	0,22
5	0,63	0,61	0,59	0,57	0,55	0,53	0,52	0,50	0,49	0,46
10	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62	0,61	0,59	0,58	0,55
15	0,76	0,74	0,72	0,71	0,69	0,67	0,66	0,65	0,63	0,61
20	0,78	0,77	0,75	0,74	0,72	0,71	0,70	0,69	0,67	0,64
30	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70
40	0,85	0,84	0,83	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	0,74
50	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,80	0,79	0,77
60	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81	0,79
70	0,89	0,89	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,81
80	0,90	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,83
90	0,91	0,91	0,90	0,89	0,88	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84
100	0,92	0,91	0,91	0,90	0,89	0,88	0,88	0,87	0,86	0,85

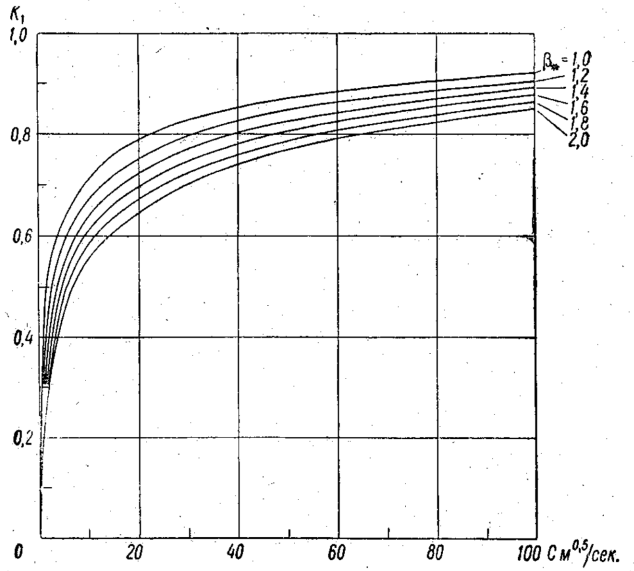


Рис. 9-1. Зависимость K_1 от коэффициента Шези C и параметра формы живого сечения β_*.

Из формулы (9-6) после несложных преобразований получим

$$K_2 = 1 - \left(\frac{C_*}{\sqrt{g}} + \frac{C}{C_0}\right)\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_2}}, \qquad (9\text{-}16)$$

где $\mathrm{Fr}_2=\frac{v_{max}^2}{g h_{ср}}$ — число Фруда, отнесенное к наибольшей скорости потока.

Подставляя $\sqrt{\mathrm{Fr}}$ в формулу (9-7), получим

$$K_2=\frac{C}{\left(1+\frac{\sqrt{g}}{C_0}\right)C+C_*}. \qquad (9\text{-}17)$$

При $C_0=9{,}1$ м^{0,5}/сек. формула (9-17) принимает вид

$$K_2=\frac{C}{1{,}34C+C_*}. \qquad (9\text{-}18)$$

Подставляя в (9-18) C_* по формуле (3-19), получим

$$K_2=\frac{(2{,}3\sqrt{g}+0{,}3C)\,C}{(4{,}1\sqrt{g}+0{,}4C)\,C+g}. \qquad (9\text{-}18а)$$

4. Известна средняя поверхностная скорость $v_{пов}$, наибольшая скорость v_{max} и коэффициент шероховатости, а следовательно, и C.

Поделив все выражение (9-12) на $Q_ф=v_{пов}\omega$, найдем

$$K_1=\frac{\left(1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}\right)-\beta_*\frac{v_{max}}{v_{пов}}}{1+\frac{\sqrt{g}}{C_*}\cdot\frac{C}{C_0}-\beta_*}. \qquad (9\text{-}19)$$

5. Известна скорость $v_{пов}$ и v_{max}.

Допуская $\beta_*=1{,}0$, $C_*=6$ м^{0,5}/сек., $C_0=9{,}1$ м^{0,5}/сек. и принимая в среднем $C=30\div40$ м^{0,5}/сек., из (9-12) получим

$$Q=1{,}5Q_ф-0{,}5\omega v_{max}, \qquad (9\text{-}20)$$

или

$$K_1=1{,}5-0{,}5\frac{v_{max}}{v_{пов}}. \qquad (9\text{-}21)$$

Формула (9-20), несмотря на то что при ее выводе сделан ряд допущений, может давать удовлетворительные результаты, если для данной группы рек принятые значения C_*, C_0 и C близки к действительным. На рис. 9-2 дана связь (сопоставление) расходов, вычисленных по формуле (9-20), с действительными расходами. Исходные цифровые данные приведены в табл. 8-1. Ввиду большого диапазона расходов воды на рис. 9-2 даны три

шкалы и указаны условными знаками расходы, укладывающиеся в определенных пределах их изменения. Для трех случаев (поток с поймой) точки на рис. 9-2 не показаны [22].

Отметим, что имеющиеся опытные данные о параметрах K_1 и K_2 относятся главным образом к средним и большим рекам.

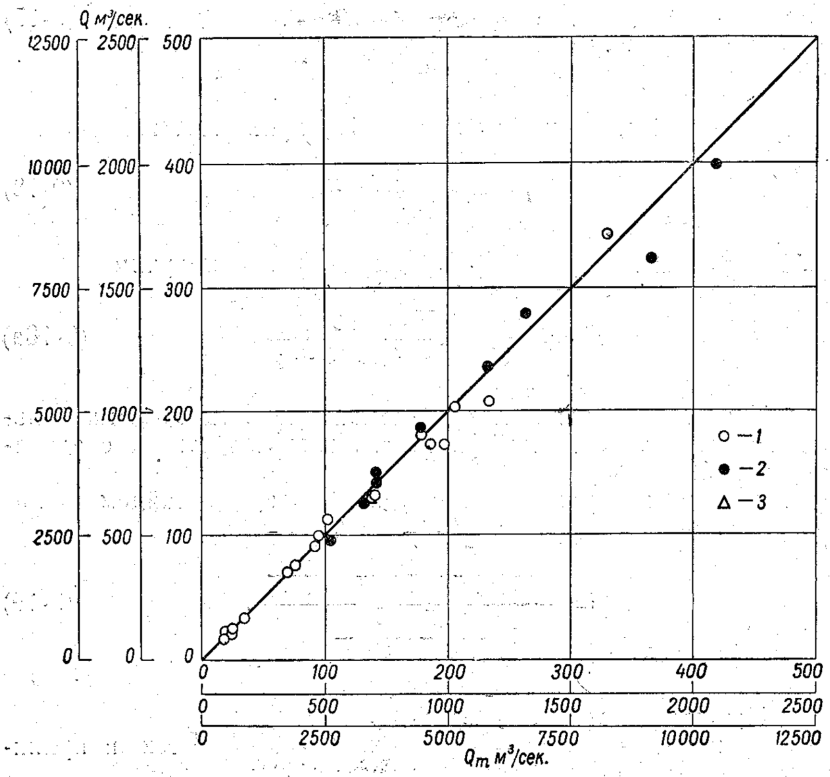


Рис. 9-2. Связь измеренных расходов воды Q с вычисленными Q_m по формуле (9-20).

1 — $Q < 500$ м³/сек.; *2* — $Q > 500$ м³/сек.; *3* — $Q > 2500$ м³/сек.

Желательно такие данные обобщить для малых рек, ручьев [64] и временных водотоков.

§ 35. Определение расходов воды с интеграцией поверхностных скоростей по косым галсам

Интеграционный способ определения расходов воды в реках и больших каналах по косым галсам, как известно, заключается в измерении глубин по косому галсу и определении величины сноса судна за время переправы с одного берега на

другой. Этот способ предложен В. Г. Глушковым [23]. Его практическая целесообразность доказана А. В. Барышниковым, в особенности в экспедиционных условиях. Этот способ перспективный, так как может быть успешно применен в сочетании с гидравлико-гидрометрическим способом, что должно повысить его точность.

Ниже излагается теория способа косых галсов и методика его применения.

Предположим, что лодка, которая в данном случае используется в качестве интегратора поверхностной скорости потока, переправляется через водоток (рис. 9-3).

Анализируя рис. 9-3, можно написать:

$$dL = (u_{пов} - v_л \cos \alpha_л)\, dT, \quad (9\text{-}22)$$

$$db = v_л \sin \alpha_л\, dT, \quad (9\text{-}23)$$

где $u_{пов}$ — поверхностная скорость потока в точке, точнее, осредненная в пределах осадки лодки; $v_л$ — скорость движения лодки, принимаемая одинаковой на данном галсе; $\alpha_л$ — угол, образуемый продольной осью лодки и направлением течения воды, называемый углом переправы, принимаемый одинаковым для данного галса; $v_л \cos \alpha_л$ — проекция скорости движения лодки на направление, параллельное скорости течения воды; $v_л \sin \alpha_л = w_B$ — проекция скорости движения лодки на направление, перпендикулярное к направлению скорости течения воды; T — время.

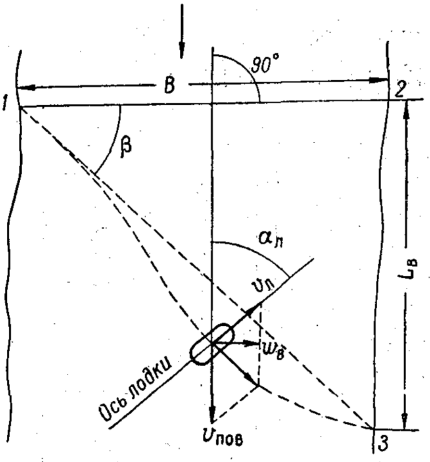


Рис. 9-3. Схема к определению расхода воды с интеграцией поверхностных скоростей по косому галсу.

Решая уравнения (9-22) и (9-23), найдем

$$dL = \frac{u_{пов} - v_л \cos \alpha_л}{v_л \sin \alpha_л}\, db.$$

откуда

$$L_B = \int_0^{L_B} dL = \frac{1}{v_л \sin \alpha_л} \int_0^B u_{пов}\, db - B \operatorname{ctg} \alpha_л. \quad (9\text{-}24)$$

Интеграл в правой части этого выражения представляет собой расход воды на горизонтали, обозначаемый $q_{B\,ф}$, т. е.

$$\int_0^B u_{пов}\, db = q_{B\,ф}. \quad (9\text{-}25)$$

В свою очередь отношение $q_{B\,ф}$ к B можно считать (приближенно) средней поверхностной скоростью потока, т. е. $v_{пов} \approx \frac{q_{B\,ф}}{B}$. Более строго $v_{пов} = \frac{Q_ф}{\omega}$. Учитывая выражение (9-25), получим из (9-24) формулу, которой и воспользуемся в дальнейшем,

$$\frac{L_B}{B} = \frac{v_{пов} - v_л \cos \alpha_л}{v_л \sin \alpha_л}. \qquad (9\text{-}26)$$

По этой формуле составлен график изменения относительных сносов лодки $\frac{L_B}{B}$ в зависимости от $\alpha_л$ и соотношения между $v_{пов}$ и $v_л$ (рис. 9-4).

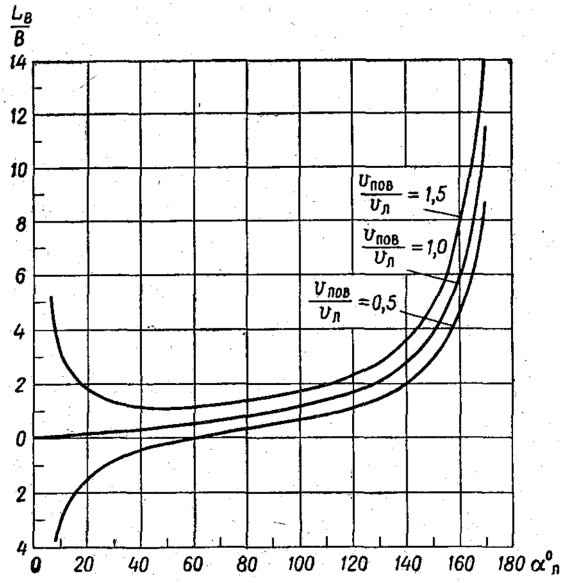


Рис. 9-4. Зависимость относительного сноса лодки $\frac{L_B}{B}$ от угла переправы и $\frac{v_{пов}}{v_л}$.

На рис. 9-4 видно, что угол $\alpha_л$ в способе измерения расходов воды по косым галсам должен приниматься во внимание в процессе производства полевых работ.

Выясним сначала вопрос о целесообразности применения способа косых галсов при минимальных сносах лодки. Для этой цели необходимо воспользоваться условием $\frac{\partial L_B}{\partial \alpha_л} = 0$. Диффе-

ренцируя (9-26) по $\alpha_л$, получим

$$\frac{\partial L_B}{\partial \alpha_л} = B\left(\frac{v_л - v_{пов}\cos\alpha_л}{v_л \sin^2\alpha_л}\right) = 0,$$

откуда

$$v_л - v_{пов}\cos\alpha_л = 0,$$

или

$$\cos\alpha_л = \frac{v_л}{v_{пов}}. \qquad (9\text{-}27)$$

Из формулы (9-27) следует, что функция (9-26) имеет положительный минимум L_B только при $\frac{v_{пов}}{v_л} > 1$ (рис. 9-4). Минимальное значение сноса судна $L_{B\,min}$ определяется из уравнений (9-26) и (9-27) и составляет

$$L_{B\,min} = B\sqrt{\left(\frac{v_{пов}}{v_л}\right)^2 - 1}. \qquad (9\text{-}28)$$

Рассматривая формулу (9-28) и рис. 9-4, видно, что угол переправы — величина, зависящая от скорости потока. Следовательно, при каждом новом измерении расхода требуется знать $v_{пов}$ (хотя бы приближенно) для определения $\alpha_л$. Из этого следует, что применение способа косых галсов при минимальных сносах судна и $\frac{v_{пов}}{v_л} > 1$ сопряжено с техническими трудностями, а потому не может быть признано рациональным.

При $\frac{v_{пов}}{v_л} < 1$ и малых $\alpha_л$ возможен небольшой снос лодки (в том числе нулевой и отрицательный), однако надо учесть, что значительные $v_л$ также не являются желательными. Лучше в практическом отношении производить полевые работы при постоянном угле переправы. Этот угол определим с помощью следующего теоретического расчета.

Перепишем выражение (9-26) в виде

$$L_B = \frac{Bv_{пов}}{v_л \sin\alpha_л} - B\operatorname{ctg}\alpha_л.$$

Учитывая, что $Bv_{пов} = q_{B\,ф}$, найдем

$$L_B = \frac{q_{B\,ф}}{v_л \sin\alpha_л} - B\operatorname{ctg}\alpha_л.$$

Перемножая на $h_{ср}$ (по галсу), получим

$$L_B h_{ср} = \frac{h_{ср} q_{B\,ф}}{v_л \sin\alpha_л} - h_{ср} B\operatorname{ctg}\alpha_л.$$

Последняя формула может быть переписана так:

$$P = \frac{Q_ф}{w_B} - \omega\operatorname{ctg}\alpha_л, \qquad (9\text{-}29)$$

где $Q_ф$ — фиктивный расход воды, равный $Q_ф = h_{ср} q_{B\,ф}$; $P = h_{ср} L_B$ — площадь водного сечения, отнесенная к створу, параллельному направлению течения (боковой профиль).

Из формулы (9-29) найдем

$$Q_ф = w_B (P + \omega \operatorname{ctg} \alpha_л) = v_л \sin \alpha_л (P + \omega \operatorname{ctg} \alpha_л). \quad (9\text{-}30)$$

При $\alpha_л = 90°$ получим формулу В. Г. Глушкова

$$Q_ф = P w_B, \quad (9\text{-}31)$$

устанавливающую, что расход $Q_ф$ равен произведению площади бокового профиля свободного сноса лодки на поперечную скорость лодки.

Действительный расход воды в общем случае будет равен, считая, что $w_B = \frac{B}{T_B}$,

$$Q = K_1 Q_ф = K_1 \frac{B}{T_B} (P + \omega \operatorname{ctg} \alpha_л), \quad (9\text{-}32)$$

где T_B — время переправы с одного берега на другой.

Запишем эту формулу с другой группировкой входящих в нее членов

$$Q = K_1 \frac{B L_B h_{ср}}{T_B} \left(1 + \frac{B}{L_B} \operatorname{ctg} \alpha_л\right). \quad (9\text{-}33)$$

Поставим условие

$$K_1 (1 + \operatorname{ctg} \beta \operatorname{ctg} \alpha_л) = 1, \quad (9\text{-}3$$

где $\operatorname{ctg} \beta = \frac{B}{L_B}$ — отношение ширины реки к длине сноса лодки, представляющее собой котангенс среднего угла β сноса лодки (рис. 9-3). Формулу (9-34) можно записать в другом виде, если учесть выражение (9-26),

$$K_1 \left(\frac{\frac{v_{пов}}{v_л}}{\frac{v_{пов}}{v_л} - \cos \alpha_л} \right) = 1,$$

откуда получим искомый угол переправы

$$\alpha_л = \arccos \left[\frac{v_{пов}}{v_л} (1 - K_1) \right], \quad (9\text{-}35)$$

при котором действительный расход воды можно вычислить по формуле

$$Q = \frac{L_B h_{ср} B}{T_B}. \qquad (9\text{-}36)$$

Задаваясь коэффициентом K_1, равным 0,80; 0,85; 0,90, и отношением скорости потока к скорости движения судна 0,5; 1,0; 1,5, найдены значения $\alpha_л$ (табл. 9-2).

Более вероятным значением K_1 является 0,85 (для больших рек), следовательно, только при угле переправы, равном в среднем 80°, можно пользоваться формулой (9-36) для вычисления расходов воды, измеренных по косым галсам. Угол переправы легко соблюдать, пользуясь компасом.

Таблица 9-2

Угол переправы $\alpha_л$

K_1	$\frac{v_{пов}}{v_л}$		
	0,5	1,0	1,5
0,80	84°	78°	72°
0,85	86	81	77
0,90	87	84	81

Таким образом, этот вывод вносит существенное уточнение в методику измерения расходов воды по косым галсам, если исходить из формулы (9-36).

При применении способа косых галсов требуется производить измерения глубин во время движения лодки и общего времени, затраченного на переправу T_B. Такие измерения с успехом могут быть сделаны акустическим профилографом или гидростатическим, если позволяет длина измерительного троса профилографа, а также лотом или гидрометрической штангой в зависимости от глубины водотока. В последнем случае местные глубины желательно измерять, распределив их по возможности равномерно по величине сноса лодки. Если измерения глубин делаются через равные интервалы времени, то площадь бокового профиля оказывается заниженной, так как большие местные скорости и глубины чаще совпадают, а это приведет к тому, что на профиле окажется меньше точек в глубокой зоне потока.

Среднюю глубину потока $h_{ср} = \frac{P}{L_B}$ ввиду приближенности способа можно определить как $h_{ср} = \frac{\Sigma h}{n}$, где n — число измеренных глубин на галсе.

Способ косых галсов может быть применен в следующих случаях.

1. Кроме измерения глубин, на галсе измеряются углы $\alpha_л$ с помощью буссоли и подсчитывается его среднее значение. Расход воды вычисляется по формуле (9-33), коэффициент K_1, как изложено в § 34.

2. Интегрирование поверхностной скорости производится при постоянном угле переправы $\alpha \approx 80°$. Расход вычисляется по формуле (9-36). Эта методика дает менее точное значение Q.

3. На рис. 9-3 видно, что $B = L_B \operatorname{ctg} \beta$, поэтому формула (9-36) принимает вид

$$Q = \frac{L_B^2 h_{ср} \operatorname{ctg} \beta}{T_B}, \qquad (9\text{-}37)$$

следовательно, нет необходимости в измерении ширины реки, однако требуется измерить угол β. Установив вехи в точках *1*, *2* и *3* (рис. 9-3), с помощью теодолита легко определить β. При $\beta \approx \approx 45°$ получим

$$Q = \frac{L_B^2 h_{ср}}{T}. \qquad (9\text{-}38)$$

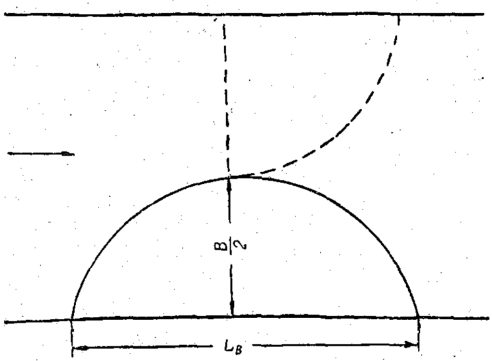


Рис. 9-5. Схема к определению расхода воды с интеграцией поверхностных скоростей по изогнутому косому галсу.

4. Расход воды можно определить по формуле (9-38), т. е. не переправляясь на противоположный берег реки. Соблюдая угол $\alpha_л \approx 80°$, следует доплыть до середины реки, а затем возвратиться к берегу (рис. 9-5). Нахождение лодки на середине реки контролируется простейшим дальномером. При этом необходимо измерить расстояние L_B от места отчаливания до места причаливания (на одном берегу), время и глубину по галсу. Такой способ называется способом определения расхода по изогнутым косым галсам. Чтобы избежать влияния асимметрии профиля по длине реки и неточности определения середины реки, измерения делаются несколько раз на разных участках реки и средний расход вычисляется из нескольких его определений.

§ 36. О перспективах применения гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды в реках и каналах с интеграцией поверхностных скоростей

Расходы воды в реках и каналах определяются различными способами в зависимости от гидравлических условий потока и его размеров. Наиболее распространен во всех странах способ определения расхода воды по измеренному полю скоростей и глубинам потока, называемый условно способом площади — скорости. Для производства работ на средних и больших реках

требуются специальные суда, оборудованные гидрометрическими инструментами. В условиях горных рек сооружаются люлечные переправы.

Главный недостаток современной речной гидрометрии — невозможность быстро производить измерения расходов воды. В результате кривая связи уровней H и расходов воды Q, являющаяся основой гидравлических и гидрологических расчетов, оказывается плохо освещенной измерениями, т. е. строится по малому числу точек (H, Q).

Для того чтобы добиться существенного прогресса в области гидрометрии, необходимо уже теперь приступить к исследованиям в целях создания таких методов гидрометрии, которые позволяли бы определять расходы больших рек за несколько минут и в основном с берега без применения специального флота и гидрометрических переправ. Решение такой задачи, хотя и очень сложной, дало бы большой экономический эффект и позволило поднять на новый этап изучение гидравлического и гидрологического режима рек и в особенности в условиях резкого неустановившегося движения воды. Отметим, что по состоянию на 1958 г число гидрологических станций и постов в СССР, где гидрометрические работы производятся обычными традиционными способами, достигло 7 тысяч. Ясно, что техника речной гидрометрии нуждается в серьезной реконструкции. Желательное направление соответствующих этой задаче исследований было изложено в монографиях [1, 2], и нам представляется, что уже в настоящее время существуют реальные технические возможности для создания способа быстрого определения расходов воды средних и больших водотоков непосредственно с одного берега.

В настоящем параграфе излагается идея и принцип одного из таких возможных способов, отвечающих поставленной задаче. Измеритель расхода воды должен представлять собой прибор, который направляется от одного берега реки к другому по поверхности воды или на некотором его погружении под ее уровень. Достигнув противоположного берега, прибор должен автоматически изменить свой курс с целью возвращения к исходному берегу. Следовательно, прибор, пройдя по двойному косому галсу (рис. 9-6), проинтегрирует поверхностную скорость потока. В процессе его движения по косым галсам должны автоматически регистрироваться глубины потока. По измеренной на одном берегу величине сноса прибора и глубинам можно рассчитать расход воды.

В основу теории предлагаемого способа [65] положено совместное использование интеграции поверхностных скоростей по косым галсам, по В. Г. Глушкову, и гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды.

Учитывая изложенное в § 34 и 35, общее уравнение расхода, определяемого интеграционным гидравлико-гидрометрическим способом, можно записать в виде

$$Q=\left(1-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_1}}\right)\frac{BLh_{\mathrm{ср}}}{T}\left(1+\frac{B}{L_B}\operatorname{ctg}\alpha_{\mathrm{л}}\right), \qquad (9\text{-}39)$$

где L — расстояние от места выпуска прибора до места его возвращения (при одинаковых прямом и обратном галсах $L=2L_B$); T — время движения прибора.

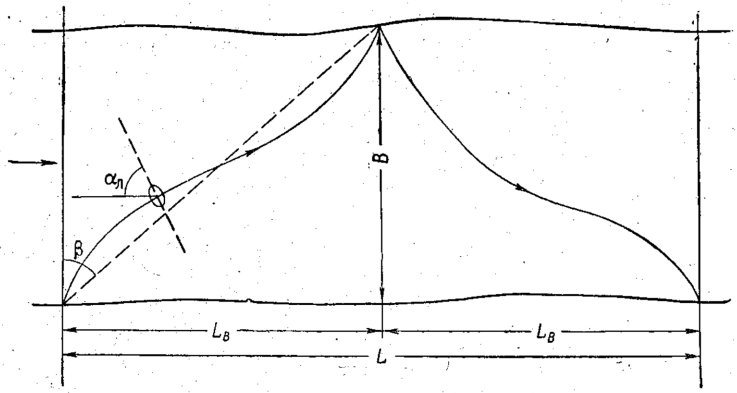


Рис. 9-6. Схема к определению расхода воды гидрометрическим интегратором.

При $\alpha_{\mathrm{л}}=90°$ из формулы (9-39) получим

$$Q=\left(1-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_1}}\right)\frac{BLh_{\mathrm{ср}}}{T}. \qquad (9\text{-}40)$$

Вводя средний угол сноса прибора β (рис. 9-6), ширину реки B можно выразить как $B=\frac{L}{2}\operatorname{ctg}\beta$, и тогда формула (9-40) примет вид

$$Q=\left(1-\frac{\beta_* C_*}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I}{\mathrm{Fr}_1}}\right)\frac{L^2h_{\mathrm{ср}}\operatorname{ctg}\beta}{2T}. \qquad (9\text{-}41)$$

Следовательно, нет необходимости в измерении ширины реки, однако требуется знать угол β, который может быть определен геодезическим угломерным инструментом, наблюдая за гидрометрическим прибором на воде до момента изменения его курса у противоположного берега.

Прибор, работающий на основе изложенного принципа, назовем полевым гидрометрическим интегратором. В соответствии с его назначением основными конструктивными элементами должны быть следующие:

1) механизм, обеспечивающий движение интегратора по косому галсу водотока при заданном угле переправы $\alpha_л$. Такой механизм должен состоять из движителя (винта), мотора, вращающего винт, и рулевого управления. Так как по ширине потока имеет место изменение скоростей, то эти скорости, складываясь со скоростями интегратора, будут нарушать первоначальный заданный угол переправы. Поэтому в конструкции рулевого управления должна быть предусмотрена возможность самоустановки его на заданный угол. Если не предусматривать такого устройства у рулевого управления, то необходимо иметь автоматический регистратор углов переправы;

2) механизм, обеспечивающий поворот интегратора на обратный курс по достижении им противоположного берега с тем, чтобы интегратор возвратился на исходный берег. Такой механизм может быть спроектирован в одном из двух вариантов: при срабатывании его от соприкосновения с берегом или на очень близком расстоянии от берега (с помощью фотоэлемента);

3) ультразвуковой профилограф, в качестве которого может быть использован один из существующих эхолотов, с соответствующей модернизацией в целях уменьшения его веса;

4) уклонограф, например, такого типа, который был предложен А. И. Лосиевым [24], но с необходимой его модернизацией. На начальной стадии проектирования и испытания гидрометрического интегратора уклонограф не следует вводить в его конструкцию, так как уклон I можно определить нивелированием поверхности воды.

В дальнейшем следует направить усилия на создание полевого гидрометрического интегратора, управляемого с берега по радио.

Точность измерения расхода с помощью такого способа, по-видимому будет порядка 10%. Измеряя расходы воды обычными способами, на кривой расходов воды во время прохождения половодья, как правило, получается недостаточное число точек для построения $Q=Q(H)$.

Намечаемый для дальнейшей разработки способ позволит набрать неизмеримо большее число точек для построения $Q=Q(H)$. Очевидно, зависимость $Q=Q(H)$ можно построить более обоснованно при большом (20—30) числе точек (Q, H) с пониженной точностью измерения Q, чем по нескольким точкам (5—8), но с более высокой точностью определения Q.

Гидрометрия ближайшего будущего должна ориентироваться на создание приборов, регистрирующих элементы потока без нарушения его структуры, и методов, позволяющих определять мгновенные значения любых характеристик потока с берега [24].

Глава X

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ РУСЛОВОГО И ПОЙМЕННОГО ПОТОКОВ

С точки зрения речной гидравлики и гидрометрии взаимодействие потока основного русла (сокращенно называемого в дальнейшем русловым) и пойменного представляет большой интерес по многим причинам. Достаточно упомянуть, что это наиболее типичная форма движения воды в реках и вместе с тем наиболее сложная.

На протяжении длительного времени в гидравлике движение воды в руслах с поймами рассматривалось так, как будто движение в русловой и пойменной частях происходит независимо, т. е. выход потока на пойму не влияет на русловый поток. Эта неправильная точка зрения повлияла и на некоторые методы гидрометрии. Например, при расчете воды в руслах со сложной формой считалось вполне допустимым чисто формальное деление потока вертикальными продольными плоскостями на части. Для каждой части в целях подсчета расхода воды применяются обычные уравнения движения, а общий расход получается путем простого суммирования частных расходов воды.

Сравнительно недавно (1947 г.) Г. В. Железняков предложил при анализе движения воды в руслах с поймами исходить из того, что движение воды при выходе потока на пойму происходит в условиях сложного взаимодействия основного руслового и пойменного потоков. Это явление обусловливает существенное изменение кинематической структуры потока в основном русле в пределах всего его живого сечения, оказывая влияние и на движение воды в пойме вблизи русла. Перестройка поля скоростей, сопровождающаяся образованием вихрей, объясняется различиями в гидравлических сопротивлениях русла и поймы. В результате взаимодействия руслового и пойменного потоков уменьшается пропускная способность русла. Изучение всех этих явлений создает теоретическую основу для развития методов гидрометрии, в частности, определения связи между уровнями и расходами воды.

Первые эксперименты с целью изучения взаимодействия руслового и пойменного потоков были поставлены Г. В. Железняковым на русловой площадке в 1947—1948 гг. Затем, спустя более 10 лет, они были повторены при других параметрах потока и с расширением программы экспериментов, что естественно во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации (1958—1959 гг.) и в Ленинградском гидрометеорологическом институте (1959—1961 гг.) С 1961 г. Государственным гидрологическим институтом совместно с некоторыми местными управлениями Гидрометслужбы начато изучение движения воды в речных руслах с поймами, т. е. в натурных условиях. Таким образом, видно, что интерес к проблеме взаимодействия руслового и пойменного потоков возрастает.

Первая работа за рубежом по этим вопросам была опубликована во Франции в 1964 г. В 1965 г. Железняковым дано краткое обобщение итогов изучения этого явления в СССР на XI Конгрессе международной ассоциации гидравлических исследований [17].

В этой главе рассматриваются результаты изучения поля скоростей при выходе потока на пойму, на основе чего выявляется характер изменения пропускной способности основного русла. Приводятся некоторые экспериментальные данные о влиянии взаимодействия руслового и пойменного потоков на транспорт донных наносов.

Если шире поставить вопрос о роли поймы, то сюда же следует отнести и ряд других вопросов, из числа которых рассмотрим влияние поймы на скорость движения паводочных волн и использование ее для пропуска паводка при перекрытом русле плотиной.

§ 37. Общие характеристики кинематического эффекта безнапорного потока

Главной особенностью движения потока в руслах с поймами является взаимодействие руслового и пойменного потоков, сопровождающееся, как указано выше, образованием вихрей, чаще с вертикальными осями. На их образование и перенос затрачивается значительная часть кинетической энергии руслового потока. В результате кинематическая структура потока в основном русле коренным образом перестраивается. При этом уменьшаются местные и средние скорости в основном русле, а скорости в пойме на участках, непосредственно примыкающих к руслу, увеличиваются. Такое явление наблюдается при резком увеличении ширины потока, т. е. при выходе потока на пойму.

Уравнение баланса энергии в этом случае может быть записано в виде

$$\Delta E_{\text{р}} = \Delta E_{\text{п}} + \Delta E_{\text{в}}, \qquad (10\text{-}1)$$

где $\Delta E_{\text{р}}$ — изменение энергии потока основного русла при выходе его на пойму, $\Delta E_{\text{п}}$ — энергия, передаваемая русловым потоком пойменному потоку, $\Delta E_{\text{в}}$ — энергия руслового потока, затрачиваемая на образование и перенос вихрей, возникающих ввиду больших градиентов скоростей в направлении ширины потока. Описанному явлению, установленному Железняковым, присвоено наименование «кинематический эффект безнапорного потока».

Остановимся более подробно на природе кинематического эффекта. Представим себе, что основное русло, глубины в котором $h_{\text{р}}$, и пойма, глубины в которой $h_{\text{п}}$, имеют одинаковую абсолютную шероховатость $\Delta_{\text{р}} = \Delta_{\text{п}} = \Delta$. Так как $h_{\text{р}} > h_{\text{п}}$, то относительная шероховатость поймы $\frac{\Delta}{h_{\text{п}}}$ всегда больше относительной шероховатости русла $\frac{\Delta}{h_{\text{р}}}$, что и создает различия в гидравлических сопротивлениях русла и поймы. Но если учесть, что в естественных условиях $\Delta_{\text{п}} > \Delta_{\text{р}}$, то различия в сопротивлениях движению воды в русле и пойме станут еще большими. Очевидным является в таких условиях появление больших градиентов скоростей в поперечном направлении потока вблизи бровок русла. Это и есть причина вихреобразования, и чем больше $\frac{\partial u}{\partial b}$, тем интенсивнее вихреобразование. Все это, как известно, создает условия для поперечного массообмена.

Объяснение физической природы кинематического эффекта с точки зрения различий в гидравлических сопротивлениях русла и поймы впервые дано Г. В. Железняковым [67], но исходные экспериментальные данные, полученные при различных гидравлических сопротивлениях поймы, содержатся в монографии [1].

Истолкование кинематического эффекта безнапорного потока, данное позднее В. Н. Гончаровым [68], в котором делается акцент на поперечном массообмене, по существу совпадает с концепцией, изложенной в работе [67].

Положив в основу объяснение природы кинематического эффекта различия в сопротивлениях по ширине потока, открывается возможность истолковать кинематический эффект в более общем виде. Совсем не обязательно, чтобы это явление возникало вследствие только резкого изменения ширины и глубины потока. Кинематический эффект может проявиться и в потоке с неизменной или плавноизменяющейся глубиной по ширине потока. Но это может быть, если абсолютная шероховатость

дна резко изменяется по ширине русла. Отсюда ясно, что общепринятая методика вычисления так называемой приведенной и средневзвешенной шероховатости русла становится уязвимой. Оказывается необходимым учитывать потери энергии на образование кинематических эффектов на сопряжениях участков потока с неодинаковой шероховатостью дна. Поэтому экспериментальные исследования движения воды в руслах с постоянной по ширине потока глубиной, но с неодинаковой шероховатостью могут представлять существенный интерес.

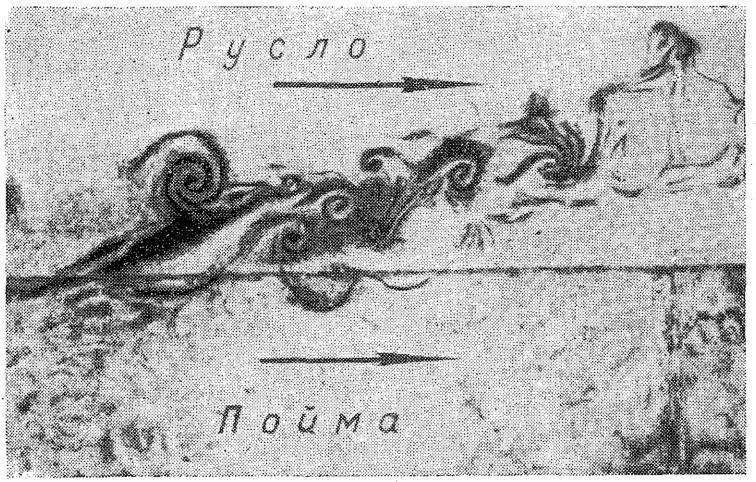


Рис. 10-1. Образование вихрей при взаимодействии руслового и пойменного потоков при $Re_р = 6500$ и $Re_п = 1800$.

Качественное представление о взаимодействии руслового и пойменного потоков можно получить путем визуализации потока, например, с помощью алюминиевого порошка, мелких древесных опилок и проч. Такие эксперименты были поставлены И. П. Спицыным [69]. На рис. 10-1 приведена фотография потока на модели с прямоугольным руслом шириной 20 см и односторонней горизонтальной прямоугольной поймой шириной также 20 см. Продольный уклон модели $I = 0{,}002$. Для уменьшения затенения вихрей, образующихся у бровки русла, вихрями, порождаемыми дном потока, модель была изготовлена из полированного стекла. Оказалось, что для визуализации потока наиболее удобна пудра марганцевокислого калия, так как она более четко фиксируется на фотопленке.

В результате Спицын констатировал следующее. Число образовавшихся вихрей на единицу длины бровки в единицу

времени возрастает с увеличением $\frac{\partial u}{\partial b}$. В месте образования вихрь существует до момента его полного формирования. Вихревые шнуры удерживаются некоторое время у бровки, наклоняются в сторону русла, а затем отрываются и разрушаются. Освободившиеся вихри перемещаются в сторону больших скоростей (как и следовало ожидать), т. е. к центру основного русла. В дальнейшем они могут не разрушаться в течение сравнительно длительного времени, перемещаясь в русле, но могут и исчезать вблизи места своего зарождения.

Следовательно, наряду с продольным течением имеют место и поперечные течения по всему сечению основного русла и на

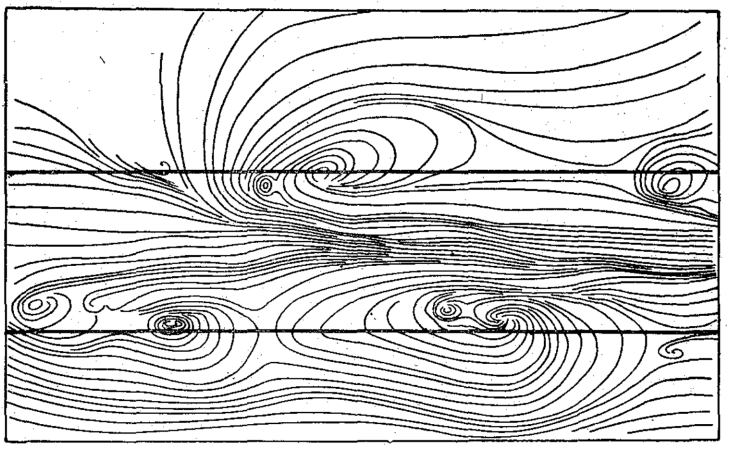


Рис. 10-2. Схема линий тока при взаимодействии руслового и пойменного потоков по опытам Селлина.

части поймы (примерно в 8 $h_п$ от бровки, по лабораторным данным [69]). Аналогичная картина вихреобразования позднее была получена Селлиным [70] на модели, состоящей из прямоугольного русла и прямоугольной поймы. Уклон $I=0{,}00085$. На рис. 10-2, по опытам Селлина, показана схема линий тока, полученных в результате обработки фотоснимков.

В связи с изложенным возникает вопрос, что же считать площадью живого сечения в основном русле выше его бровок. Обычно принималось, что такая площадь представляет собой прямоугольник с шириной $B_р$, равной расстоянию между бровками. Очевидно, в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков такой чисто геометрический подход уже нельзя признать правомерным. В монографии [1] предложено площадь живого сечения основного русла $\omega_р$ определять согласно схеме, изображенной на рис. 10-3. Должна быть построена эпю-

ра распределения по ширине потока расходов на вертикалях q. Затем бровки русла соединяются с точками перегиба на указанной эпюре вспомогательными линиями, которые и определяют площадь живого сечения. На рис. 10-3 эта площадь показана вертикальной штриховкой. Горизонтальной штриховкой показана площадь, выражающая расход воды в основном русле. При малой глубине воды в пойме найденное таким образом значение $\omega_р$ может незначительно отличаться от значения $\omega_р$, подсчитанного по упрощенной схеме.

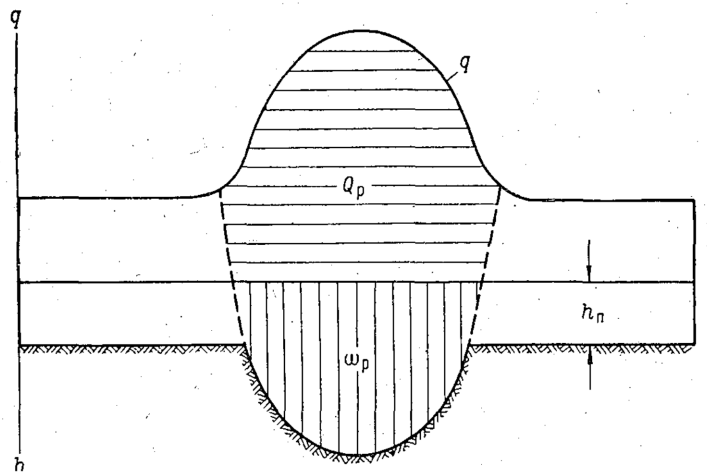


Рис. 10-3. Схема к определению площади живого сечения и расхода основного русла при взаимодействии руслового и пойменного потоков.

Отметим различие в понятиях «кинематический эффект безнапорного потока» и «кинематический эффект в руслах с поймами».

Первое понятие по отношению ко второму является более общим, так как для возникновения кинематического эффекта вообще требуется различие в гидравлических сопротивлениях отдельных частей дна потока, в том числе горизонтальных.

Во втором понятии имеется в виду кинематический эффект, обусловленный выходом потока на пойму, где также различия в гидравлических сопротивлениях русла и поймы неизбежны. Можно, конечно, представить себе русло и пойму примерно с одинаковыми относительными шероховатостями (но разными абсолютными), например, русло из булыжника, а пойму из гальки. В таком случае кинематический эффект ослаблен или вовсе отсутствует.

Введем в рассмотрение некоторые количественные характеристики кинематического эффекта. На рис. 10-4 схематически показано изменение средней скорости в русле $v_р$ и средней скорости в пойме $v_п$ в зависимости от уровня (глубины). Русло может быть любой формы. Если, например, русло криволинейное и отсчет уровней ведется от самой низшей его точки, то расстояние между осями $v_р$ и $v_п$ на рис. 10-4 есть наибольшая глубина в русле до его бровок. Если бы отсутствовало взаимодействие руслового и пойменного потоков, то кривая изменения

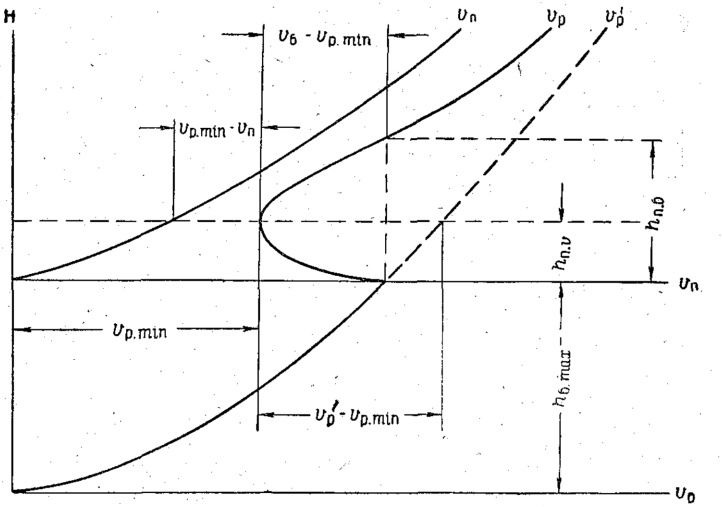


Рис. 10-4. Схема к пояснению характеристик кинематического эффекта безнапорного потока.

средних скоростей в русле выше его бровок изображалась бы графиком $v'_р = v'_р(H)$, показанным на рис. 10-4 штриховой линией. Фактически вследствие взаимодействия руслового и пойменного потоков средняя скорость в русле убывает до минимального значения $v_{р.min}$ при глубине в пойме $h_{п.v}$, оставаясь больше средней скорости в пойме и меньше скорости $v_б$. Под скоростью $v_б$ понимается средняя скорость в русле при заполнении его до бровок. При анализе экспериментальных данных эта скорость будет часто использоваться. Далее, при $h_п > h_{п.v}$ скорость в русле $v_р$ возрастает и при глубине в пойме $h_{п.б}$ становится равной $v_б$, но остается меньше скорости, которая могла бы быть при отсутствии взаимодействия, на величину $v'_р - v_б$.

Отношение

$$\frac{v_б - v_{р.min}}{v_б} = (K_{min})_б$$

характеризует степень наибольшего относительного уменьшения скорости $v_р$ (по отношению к скорости $v_б$). Такая характеристика кинематического эффекта является весьма наглядной и легко определимой, но не исчерпывающей. За более стро-

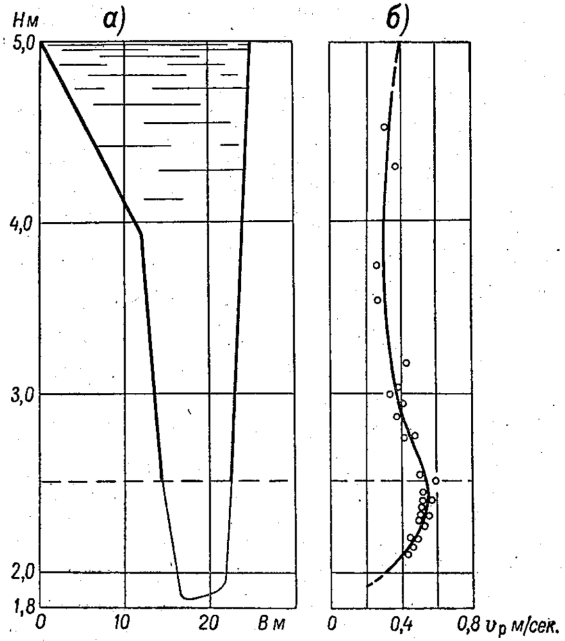


Рис. 10-5. Зависимость $v_р$ от уровня H р. Тарна у Верпелет (Венгрия), 1960 г.

а — профиль живого сечения; *б* — кривая средних скоростей в русле.

гую характеристику этого явления следует принять безразмерную величину

$$\frac{v'_р - v_{р.\,min}}{v_*} = (K'_{min})_*,$$

где v_* — динамическая скорость потока в основном русле. Введенная сюда разность скоростей $v'_р - v_{р.\,min}$ есть абсолютная мера кинематического эффекта. Имеются трудности определения $v'_р$. В первом приближении можно $v'_р$ определить экстраполяцией $v_р = v_р(H)$ за пределы бровок русла.

Если $v_б - v_{р.min} = 0$, то это еще не означает отсутствие кинематического эффекта. Необходимо, чтобы $v'_р - v_{р.min} = 0$. Отсюда ясно, что отклонение точек влево на кривой $v'_р = v'_р(H)$ может свидетельствовать о проявлении кинематического эффекта.

Отметим еще раз, что резкое расширение потока — не единственная причина кинематического эффекта. Может быть плавное расширение потока, но с большим возрастанием гидравлических сопротивлений. Такой случай иллюстрирует рис. 10-5, где утолщенной линией на профиле живого сечения показан смоченный периметр с повышенной шероховатостью за счет кустарниковой растительности [71].

Характерными глубинами в пойме при образовании кинематического эффекта можно считать $h_{п.v}$ и $h_{п.б}$ (рис. 10-4).

В целях обобщения экспериментальных данных (лабораторных и натурных) по мере их накопления кривые на рис. 10-4 можно привести к безразмерному виду $(K_{min})_б = (K_{min})_б \left(\frac{h_п}{h_б}\right)$ или $(K_{min})_б = (K_{min})_б \left(\frac{h_п}{h_{п.v}}\right)$; более общая форма их будет $(K'_{min})_* = (K'_{min})_* \left(\frac{h_п}{h_б}\right)$ или $(K'_{min})_* = (K'_{min})_* \left(\frac{h_п}{h_{п.б}}\right)$.

В условиях речного потока глубина в русле до бровок $h_б$ может быть принята как средняя $h_{б.ср}$ или наибольшая $h_{б.max}$, предпочтительнее $h_{б.ср}$. Для каналов или лабораторных моделей, где связь между $h_{б.ср}$ и $h_{б.max}$ довольно определенная, можно с одинаковым успехом принимать и $h_{б.ср}$ и $h_{б.max}$. Вместо средней глубины в пойме целесообразно принять глубину воды вблизи бровок на протяжении ориентировочно $10 \div 15$ $h_п$ или просто глубину над бровкой. Не следует отождествлять кривые $v_р = v_р(H)$ и $v = v(H)$, где v — средняя скорость всего потока, включая русло и пойму. Эта скорость может заметно снизиться при выходе потока на пойму за счет большого нарастания площади живого сечения, а скорость $v_р$ остаться сравнительно близкой к $(v_р)_б$.

§ 38. Кинематический эффект в русле при двухсторонней пойме

Проведенные эксперименты с целью изучения кинематического эффекта в руслах с поймами можно разделить на две группы: 1) эксперименты в условиях пространственного потока, т. е. с двухсторонней поймой, и 2) эксперименты в условиях полупространственного потока, т. е. с односторонней поймой. В этом параграфе рассматривается образование кинематического эффекта только при двухсторонней пойме.

Как известно, движение воды в реках с поймами представляет собой наиболее сложную форму движения жидкости. В связи с этим вопросы методики экспериментальных исследований (лабораторных и натурных) здесь приобретают особое значение.

Опыты в лабораторных условиях в гидравлических лотках и на русловых площадках дают важные сведения для поста-

новки натурных исследований движения воды в руслах с поймами. Для проведения опытов в лаборатории необходимо схематизировать сложное явление движения воды в русле и пойме путем создания некоторой модели движения. Такая модель представляется наиболее правдоподобной и вместе с тем простой в виде параболического русла и симметричной поймы с нулевым поперечным уклоном. Именно на такой модели автором монографии [1] проведены эксперименты с целью изучения взаимодействия руслового и пойменного потоков. Большой интерес к постановке таких экспериментов проявлял А. Н. Ахутин. Опыты проводились в широком диапазоне расходов воды при различных соотношениях ширины русла и поймы и различных шероховатостях поймы. Все это позволило выявить основные особенности кинематики русловых потоков с поймами и характер изменения пропускной способности русла в зависимости от изменения уровня воды. Сформулированные в работах [1, 67] выводы в последующих исследованиях были подтверждены и развиты дальше. Вместе с тем была выработана методика анализа экспериментальных данных, которая излагается в этом и последующих параграфах.

В опытах и обработке материалов принимала участие Т. С. Жук.

Особенности кинематики потока в руслах с поймами по экспериментальным данным. Остановимся вначале на опытах 1947 г. Методика заключалась в следующем. Была изготовлена модель русла и поймы с бетонным покрытием (русло и пойма имели одинаковую абсолютную шероховатость), русло параболического сечения шириной 0,45 м и глубиной на оси 0,05 м, пойма симметричная с нулевым поперечным уклоном шириной 3,75 м.

Продольный уклон русла и поймы $I=0{,}0005$. Длина модели (потока) 7,20 м. Продольные оси русла и поймы расположены параллельно. В состав опытов входили следующие работы: создание на модели равномерного движения воды, измерение расхода потока с помощью водослива, детальное измерение поверхностных скоростей потока с помощью бумажных поплавков размерами 1×1 см. Расходы воды во время опытов были от 0,12 до 51,4 л/сек.

Равномерный режим движения воды на модели устанавливался и контролировался следующим образом. На русловой площадке было установлено девять металлических реперов: три на оси русла с расстоянием между реперами 3 м и шесть реперов в пойме. Превышение между смежными реперами Δh (в направлении движения потока) было определено в соответствии с уклоном дна модели. В целях установки реперов модель русла и поймы была залита водой; правильным положением реперов в таком случае считалось такое, когда выполнены условия

(при отсутствии движения воды): $h_2=h_1+\Delta h$; $h_3=h_2+\Delta h=h_1+2\Delta h$, где h — глубина воды над реперами.

Равномерное движение воды на модели будет иметь место, если выполнено условие $h_1=h_2=h_3$. Глубины h_1, h_2 и h_3 вычислялись из показаний мерных игл. Каждому измерению гидравлических элементов потока предшествовало получение равномерного движения воды на модели с помощью регуляторов уровня, расположенных в конце русловой площадки.

По измеренным поплавками скоростям, отнесенным к среднему створу, были построены эпюры распределения по ширине потока поверхностных скоростей $u_{пов}$ и фиктивных расходов воды на вертикалях $q_ф$, а затем планиметрированием эпюр $q_ф$ найдены фиктивные расходы воды $Q_ф$.

Отметим, что при уровне воды на модели $H=50{,}2$ мм поток в пойме не наблюдается, так как превышения уровня воды над бровкой русла на 0,2 мм недостаточно для создания потока в пойме. За начало отсчета H принято дно потока на его продольной оси, поэтому $H_б=h_{б.max}$. Индексом «б» отмечаются в дальнейшем элементы потока при уровне $H=H_б$. На рисунках везде отметка бровки русла обозначена б—б.

В указанных опытах $H_б=0{,}05$ м (рис. 10-6). Расход воды $Q_б=2{,}70$ л/сек., т. е. равен расходу воды в русле при заполнении его до отметки бровки. В дальнейшем $Q_б$ будет приниматься как один из важных элементов движения воды при рассмотрении кинематического эффекта безнапорного потока. При $H>H_б$ $(Q>Q_б)$ поток выходит на пойму. Отношение ширины русла $b_р$ к ширине поймы $B_п$ в опытах 1947 г. составляло $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{10{,}6}$.

На рис. 10-6 приведены кривые средних скоростей v, средних поверхностных скоростей всего потока $v_{пов}$ и максимальных на оси русла. Скорость $v_{пов}$ подсчитывалась делением $Q_ф$ на ω отдельно для правой и левой пойм, а затем вычислялось среднее арифметическое значение $v_{пов}$.

Уменьшение средней скорости всего потока в подобных случаях, т. е. при наличии поймы, общеизвестно из полевых гидрометрических данных. В дальнейшем при рассмотрении взаимодействия руслового и пойменного потоков главное внимание будет сосредоточено на анализе изменения скоростей в основном русле в сопоставлении со скоростями в пойме. Изменение же скоростей v в дальнейшем на графиках будет даваться только в отдельных случаях.

Анализируя рис. 10-6, видим, что уменьшается не только скорость v при выходе потока на пойму, но и местная скорость v_{max}. Поэтому должно также происходить снижение и средней поверхностной скорости в основном русле $v_{р.пов}$, что и подтвердилось (рис. 10-6). Эта скорость подсчитывалась по методике,

изложенной в § 37 (рис. 3-4). На рис. 10-6 приведена и кривая изменения средней поверхностной скорости в пойме $v_{п.пов}$, откуда видно, как изменяется разность $v_{п.пов} - v_{р.пов}$.

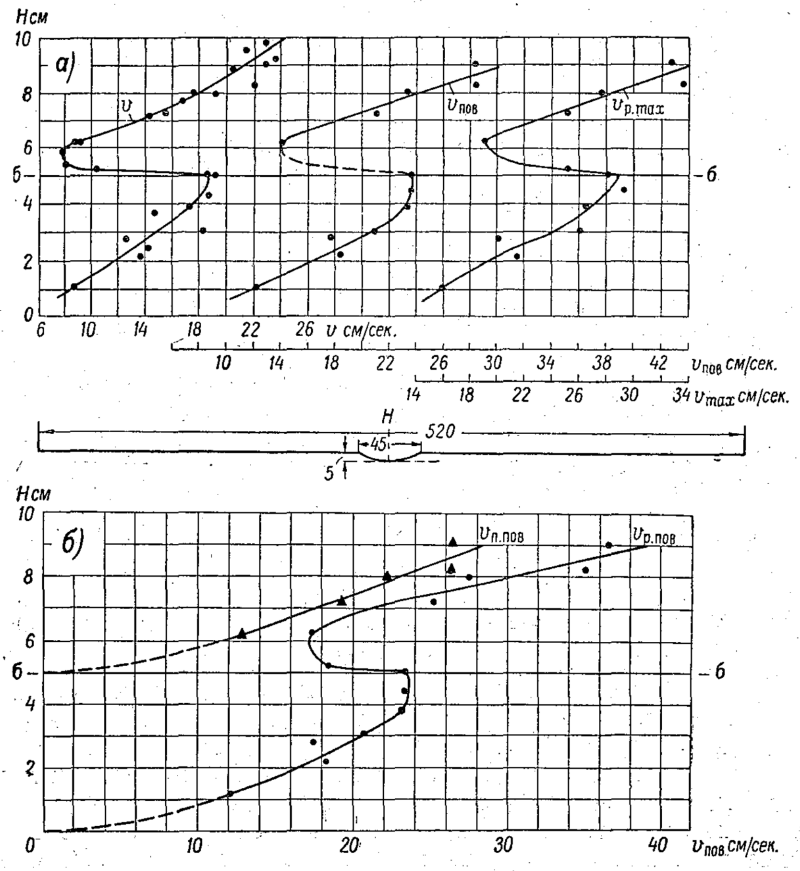


Рис. 10-6. Зависимость средней скорости всего потока v, средней поверхностной скорости всего потока $v_{пов}$, максимальной скорости $v_{р.max}$ (на оси русла) (*а*), средней поверхностной скорости в основном русле $v_{р.пов}$ и средней поверхностной скорости в пойме $v_{п.пов}$ (*б*) от уровня воды по опытам 1947 г.

Отметим, что при неизменной в поперечном сечении глубине в широкой пойме скорость $v_{п.пов}$ очень близка к местной скорости $u_{пов}$, которая, согласно предыдущим обозначениям, и есть u_{max}. Таким образом, можно считать $v_{п.пов} \approx u_{пов} = u_{max}$. Полученные кривые изменения v_{max} и $v_{р.пов}$ были первой констатацией сложного взаимодействия руслового и пойменного потоков. Отсюда стали совершенно очевидными два положения:

1) пропускная способность русла при взаимодействии его с пойменным потоком (т. е. при $H>H_б$) может быть меньше пропускной способности русла при отметке $H=H_б$, 2) кривая расходов воды $Q=Q(H)$ должна строиться с учетом указанного взаимодействия. Говоря точнее, при отсутствии измеренных расходов воды координаты для построения кривой $Q_р=Q_р(H)$ должны рассчитываться с учетом кинематического эффекта безнапорного потока. Все это создало предпосылки для нового подхода в гидравлических расчетах русел с поймами.

В § 37 приведены различные способы количественной оценки кинематического эффекта. Из рис. 10-6 можно получить:

$$(K_{max})_б = \frac{(v_{max})_б - (v_{max})_{min}}{(v_{max})_б} = \frac{29{,}0 - 19{,}0}{29{,}0} = 0{,}35,$$

$$(K_{пов})_б = \frac{(v_{р.\,пов})_б - (v_{р.\,пов})_{min}}{(v_{р.\,пов})_б} = \frac{23{,}4 - 17{,}1}{23{,}4} = 0{,}27,$$

т. е. имеем довольно большое уменьшение скоростей в русле.

Опыты 1948 г. производились на той же русловой площадке при двух различных шероховатостях поймы (две серии опытов) и трех различных ширинах симметричной поймы. Ширина русла была больше по сравнению с 1947 г., а именно, $b_р=0{,}60$ м; глубина на оси 0,06 м. Форма живого сечения параболическая. Средний продольный уклон модели 0,001 с нулевым поперечным уклоном поймы. Отношения ширины русла к ширине поймы составляли: $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{7{,}8}$, $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{2}$, $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{4}$. В первой серии опытов поверхности русла и поймы была придана шероховатость в виде гладкой цементной штукатурки, обозначаемая в дальнейшем «первой шероховатостью». Во второй серии опытов поверхности поймы была придана шероховатость с помощью толченого шлака, укрепленного на цементной штукатурке цементным раствором («вторая шероховатость»); русло имело шероховатость такую же, как и в первой серии опытов. Толченый шлак был предварительно просеян через сито с отверстиями 3 мм.

Измерению поверхностных скоростей по ширине потока предшествовало получение равномерного движения воды на модели. Поверхностные скорости измерялись: при первой шероховатости фотограмметрическим способом с несветящимися бумажными поплавками (по методике, описанной в § 2), при второй шероховатости обычным способом.

По измеренным скоростям были построены эпюры распределения поверхностных скоростей по ширине потока. Для поймы с первой шероховатостью такие эпюры в среднем створе приведены на рис. 10-7—10-9.

Расположение опытных точек указывает на закономерный характер распределения скоростей при выходе потока на пойму.

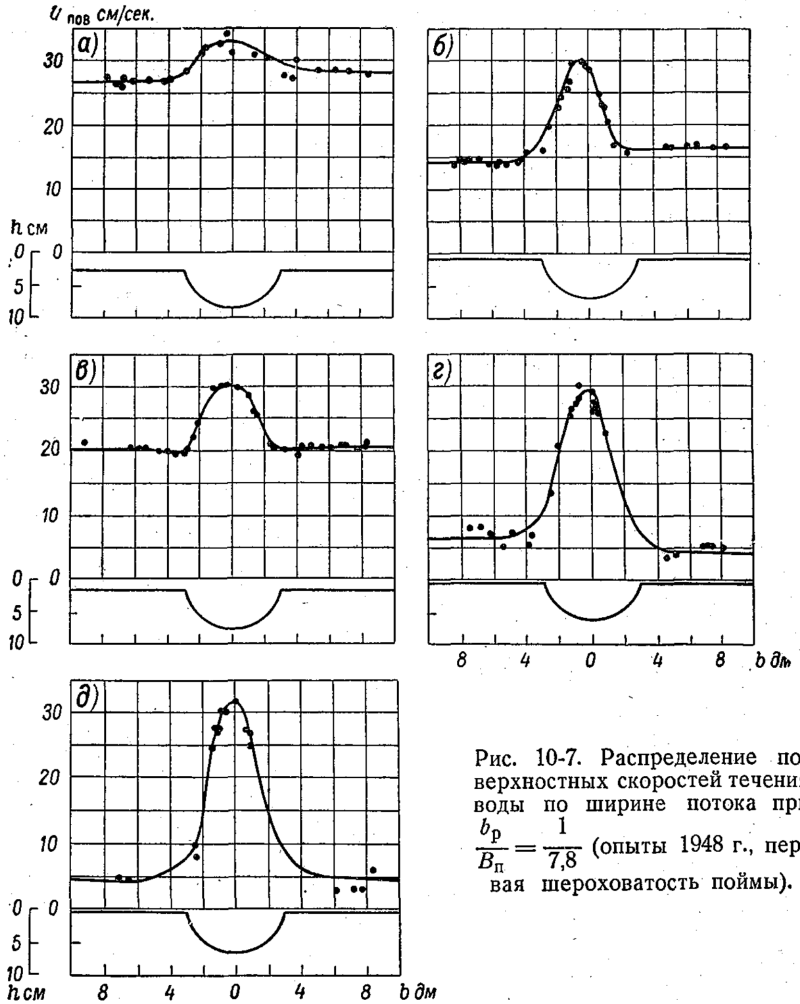


Рис. 10-7. Распределение поверхностных скоростей течения воды по ширине потока при $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$ (опыты 1948 г., первая шероховатость поймы).

$а - v_{max} = 33{,}2$ см/сек., $v_{п.\,пов} = 27{,}3$ см/сек., $Q = 40{,}0$ л/сек., $H = 87{,}6$ мм; $б - v_{max} = 30{,}0$ см/сек., $v_{п.\,пов} = 15{,}2$ см/сек., $Q = 10{,}1$ л/сек., $H = 68{,}9$ мм; $в - v_{max} = 30{,}5$ см/сек., $v_{п.\,пов} = 20{,}2$ см/сек., $Q = 19{,}8$ л/сек., $H = 76{,}1$ мм.; $г - v_{max} = 29{,}6$ см/сек., $v_{п.\,пов} = 5{,}5$ см/сек., $Q = 8{,}7$ л/сек.. $H = 65{,}1$ мм; $д - v_{max} = 31{,}6$ см/сек., $v_{п.\,пов} = 4{,}5$ см/сек., $Q = 8{,}3$ л/сек., $H = 63{,}8$.

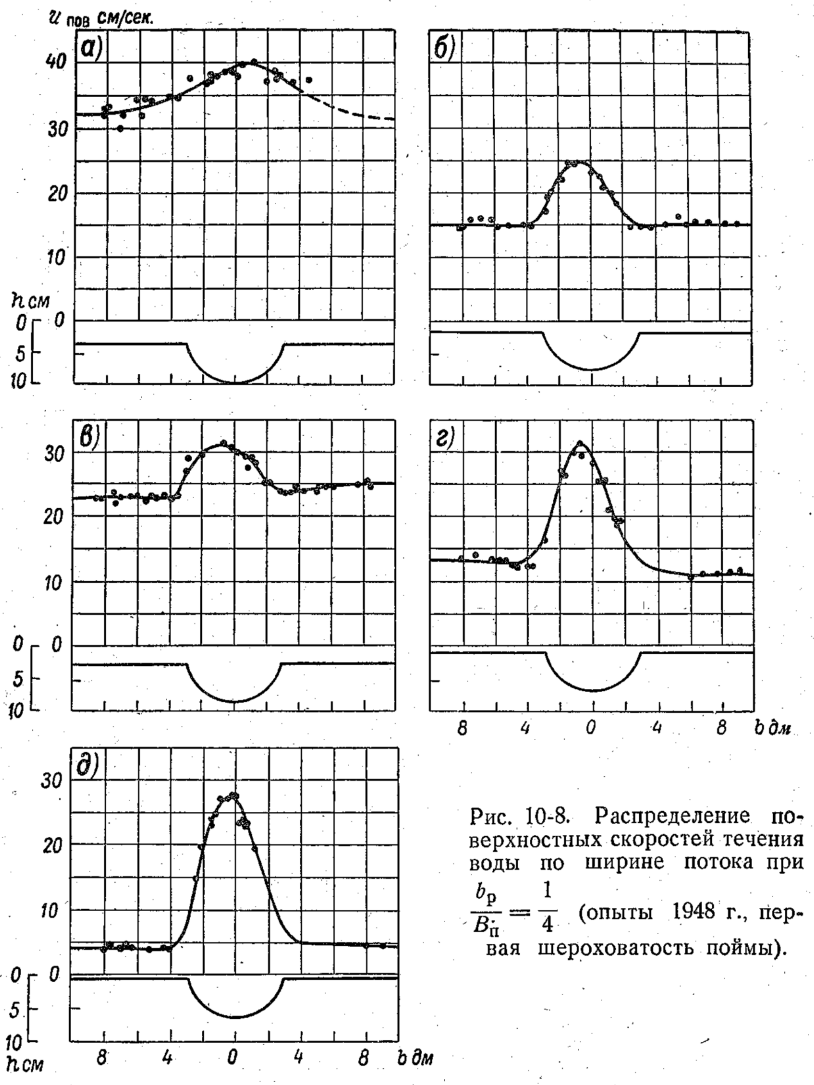


Рис. 10-8. Распределение поверхностных скоростей течения воды по ширине потока при $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{4}$ (опыты 1948 г., первая шероховатость поймы).

$а - v_{max} = 39{,}8$ см/сек., $v_{п.пов} = 31{,}5$ см/сек., $Q = 40{,}0$ л/сек., $H = 98{,}0$ мм; $б - v_{max} = 24{,}5$ см/сек., $v_{п.пов} = 14{,}8$ см/сек., $Q = 10{,}0$ л/сек., $H = 78{,}1$ мм; $в - v_{max} = 31{,}0$ см/сек., $v_{п.пов} = 24{,}0$ см/сек., $Q = 20{,}1$ л/сек., $H = 86{,}4$ мм.; $г - v_{max} = 30{,}6$ см/сек., $v_{п.пов} = 11{,}8$ см/сек., $Q = 7{,}8$ л/сек., $H = 67{,}8$ мм; $д - v_{max} = 27{,}3$ см/сек., $v_{п.пов} = 4{,}0$ см/сек., $Q = 7{,}5$ л/сек., $H = 65{,}4$ мм.

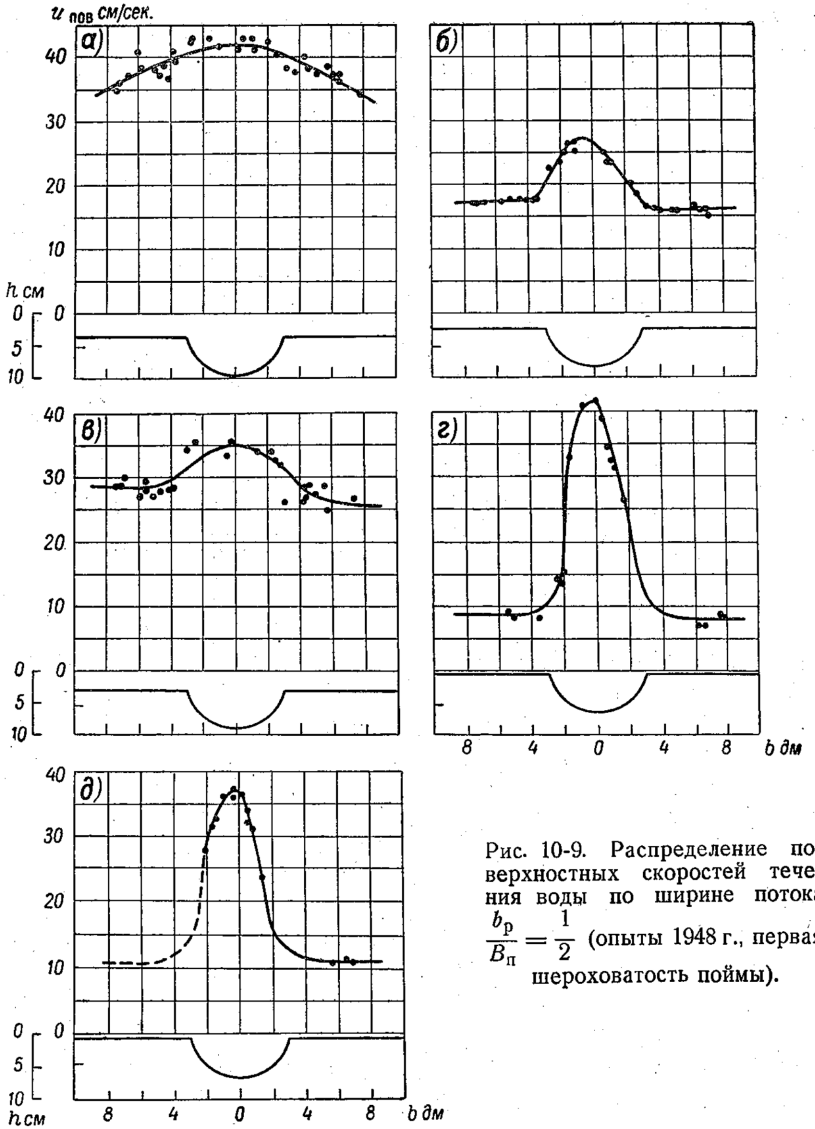


Рис. 10-9. Распределение поверхностных скоростей течения воды по ширине потока $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{2}$ (опыты 1948 г., первая шероховатость поймы).

$а - v_{max} = 42{,}0$ см/сек., $Q = 29{,}9$ л/сек., $H = 98{,}7$ мм; $б - v_{max} = 26{,}0$ см/сек, $v_{пов} = 16{,}8$ см/сек., $Q = 8{,}9$ л/сек., $H = 81{,}6$ мм; $в - v_{max} = 34{,}5$ см/сек., $v_{п.\,пов} = 27{,}0$ см/сек., $Q = 20{,}0$ л/сек., $H = 92{,}2$ мм; $г - v_{max} = 41{,}0$ см/сек., $v_{п.\,пов} = 8{,}2$ см/сек., $Q = 7{,}7$ л/сек., $H = 64{,}1$ мм; $д - v_{max} = 37{,}0$ см/сек., $v_{п.\,пов} = 11{,}0$ см/сек., $Q = 7{,}6$ л/сек., $H = 66{,}8$ мм.

Можно проследить, как трансформируется эпюра поверхностных скоростей в русле и в пойме при увеличении расхода воды (с увеличением расхода абсолютное различие в скоростях в русле и пойме уменьшается).

Рассматривая распределение поверхностных скоростей по ширине потока b, замечаем, что взаимодействие руслового потока с пойменным распространяется на ширину $b_в$, бо́льшую ширины русла $b_р$. Величина $\frac{b_в}{b_р}$ характеризует относительную зону взаимодействия руслового и пойменного потоков. Расстояние 0,5 $(b_в - b_р)$ представляет собой ширину участка поймы вблизи бровки русла, где происходит перестройка поля скоростей. За такое расстояние можно приближенно принять *расстояние от бровки русла до точки, где эпюра скоростей* становится горизонтальной (в опытах с одинаковой глубиной в пойме).

Таблица 10-1

Данные, характеризующие влияние руслового потока на пойменный (первая шероховатость)

Q м³/сек.	$\frac{Q}{Q_б}$	$b_в$ см	$\frac{b_в}{b_р}$	0,5 $(b_в - b_р)$ см	$h_п$ см	$\frac{0{,}5\,(b_в - b_р)}{h_п} = \frac{b_{в.п}}{h_п}$
			$\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$			
40,0	5,5	116	1,9	28	2,8	10,1
19,8	2,8	70	1,2	5	1,6	3,1
10,1	1,4	82	1,4	21	0,9	23,6
8,7	1,2	96	1,6	18	0,5	35,5
8,3	1,2	120	2,0	30	0,4	79,0
			$\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{4}$			
20,1	2,8	70	1,2	5	2,6	1,9
10,0	1,4	74	1,2	7	1,8	3,9
7,8	1,1	94	1,6	17	0,8	21,9
7,5	1,0	78	1,3	9	0,5	16,6
			$\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{2}$			
20,0	2,8	124	2,1	32	3,2	9,9
9,9	1,4	76	1,3	8	2,2	3,7
7,7	1,1	88	1,5	14	0,4	34,2
7,6	1,1	104	1,7	22	0,7	32,2

В табл. 10-1 приведены значения $b_в$, полученные на основе эпюр скоростей, изображенных на рис. 10-7—10-9. Вследствие несимметрии в распределении скоростей линия $b_в$ может сме-

щаться, т. е. участки длиной 0,5 $(b_в—b_р)$ для правобережной и левобережной пойм могут быть разными. При $Q=40$ л/сек., $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{4}$ определить $b_в$ с достаточной точностью не представи-

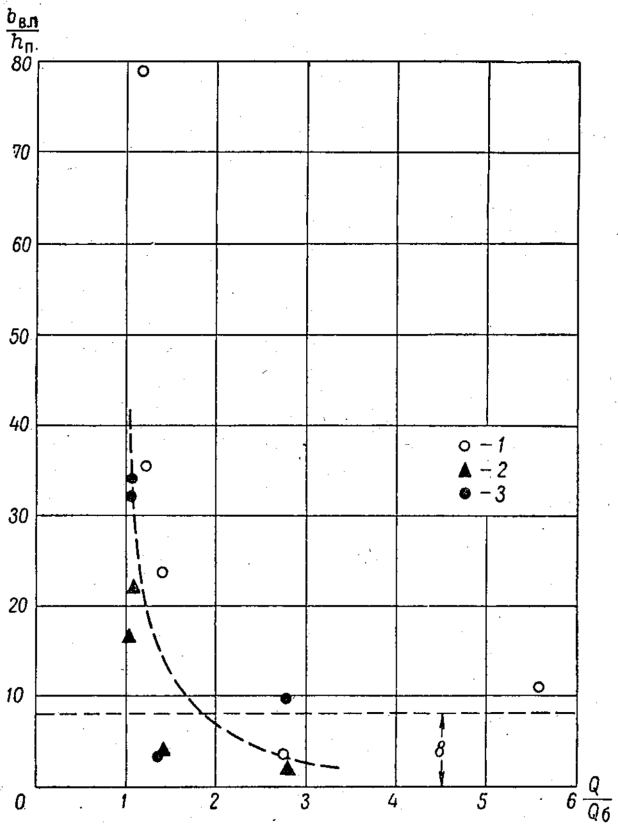


Рис. 10-10. Зависимость относительной ширины поймы, на движении воды в которой сказывается влияние кинематического эффекта, от относительного расхода $\frac{Q}{Q_б}$.

$1-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{7{,}8}$; $2-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{4}$; $3-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{2}$.

лось возможным. При $Q=29{,}9$ л/сек., $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{2}$ зона взаимодействия распространилась на всю ширину потока.

По данным табл. 10-1 построен график (рис. 10-10), характеризующий относительную ширину поймы, на которой происходит увеличение поверхностных скоростей под влиянием

взаимодействия руслового и пойменного потоков. Полученные данные приближенные, однако можно заметить, что примерно половина точек соответствует отношению $\frac{b_{в.\,п}}{h_п}$, предложенному И. П. Спициным [72] (на рис. 10-10 обозначено горизонтальной штриховой линией). Другая половина точек расположилась таким образом, что появились бснования считать, что $\frac{b_{в.\,п}}{h_п}$ могут достигать даже 35, если не считать одну точку при очень

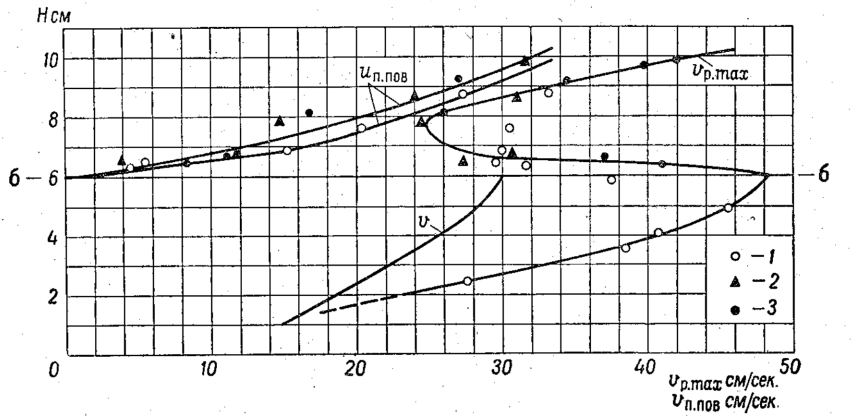


Рис. 10-11. Зависимость скоростей $v_{р.\,max}$ и $v_{п.\,пов}$ от уровня воды (опыты 1948 г., первая шероховатость поймы).

$1-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{7{,}8}$; $2-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{4}$; $3-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{2}$.

малой глубине воды в пойме (около 0,4 см). Вопрос этот достаточно сложен по следующим причинам. Образование вихрей, их перемещение и распад при выходе потока на пойму, по существу, нестационарный процесс, обусловленный и такими факторами, как форма русла, уклон дна потока, соотношение шероховатостей русла и поймы. Поэтому трудно рассчитывать на возможность получения постоянного соотношения между $b_{в.п}$ и $h_п$. Расхождение в значениях $\frac{b_{в.\,п}}{h_п}$, полученных различными экспериментаторами, обусловлено различием в длине модели и условиях входа воды на модель. Необходимо, чтобы последующие эксперименты ставились на русловых площадках большой длины с тем, чтобы исключить влияние макротурбулентности, вызванной условиями входа воды на модель, на кинематический эффект безнапорного потока.

По результатам опытов 1948 г. на рис. 10-11 и 10-12 построены кривые зависимости максимальных скоростей в русле и поверхностных скоростей в пойме от уровня воды при первой

и второй шероховатостях поймы и при различных $\frac{b_р}{B_п}$. На рис. 10-11 построена одна кривая для $v_{р.\,max}$, поскольку здесь не выявилось четкого влияния $\frac{b_р}{B_п}$ на характер расположения опытных точек. Здесь в целом $(K_{max})_б = 0{,}49$. При второй шероховатости поймы $(K_{max})_б = 0{,}39 \div 0{,}45$. Расположение экспериментальных точек на рис. 10-11 и 10-12 не дает оснований для установления явной зависимости $(K_{max})_б$ от отношения $\frac{b_р}{B_п}$.

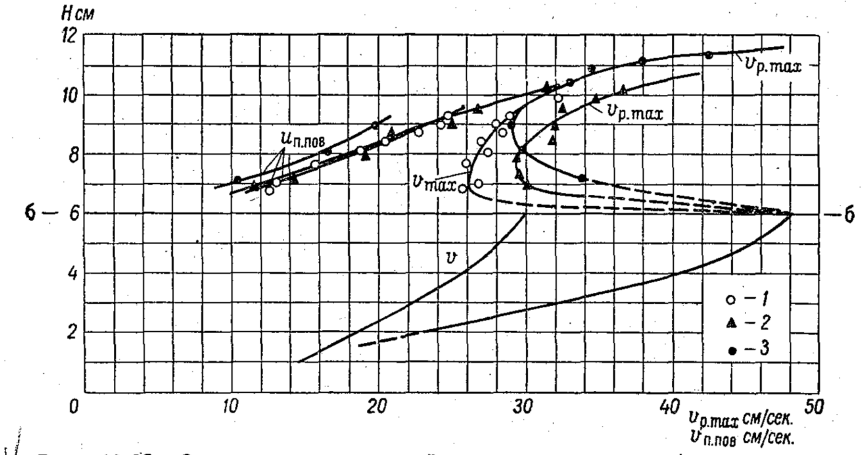


Рис. 10-12. Зависимость скоростей $v_{р.\,max}$ и $v_{п.\,пов}$ от уровня воды (опыты 1948 г., вторая шероховатость поймы).

Усл. обозначений см. рис. 10-11.

Другая характеристика кинематического эффекта, а именно, глубина воды в пойме $h_{п.\,v_{max}}$, при которой v_{max} принимает минимальное значение $(v_{max})_{min}$, возрастает с увеличением отношения $\frac{b_р}{B_п}$. На рис. 10-13 дано изменение $h_{п.\,v_{max}}$, выраженное по отношению к глубине на оси русла $h_{б.max}$. На этом же рисунке приведен аналогичный график для относительной глубины воды в пойме $\frac{h_{п.\,v}}{h_{б.\,max}}$, при которой средняя скорость всего потока принимает минимальное значение. Это интересно в том отношении, что для оценки размеров кинематического эффекта можно отчасти использовать и обычные кривые $v = v(H)$, данные для построения которых имеются в гидрологических ежегодниках. Влияние шероховатости поймы на величины $h_{п.v}$ и $h_{п.\,v_{max}}$ в настоящих опытах не обнаружено.

Расчет координат для построения графиков, изображенных на рис. 10-13, приведен в табл. 10-2.

Таблица 10-2

Относительные глубины в пойме, при которых скорость в основном русле принимает наименьшее значение (по опытам 1948 г.)

$\frac{b_р}{B_п}$	Первая шероховатость поймы				Вторая шероховатость поймы			
	$h_{п.\,v}$ см	$\frac{h_{п.\,v}}{h_{б.\,max}}$	$h_{п.\,v_{max}}$ см	$\frac{h_{п.\,v_{max}}}{h_{б.\,max}}$	$h_{п.\,v}$ см	$\frac{h_{п.\,v}}{h_{б.\,max}}$	$h_{п.\,v_{max}}$ см	$\frac{h_{п.\,v_{max}}}{h_{б.\,max}}$
0,13	1,0	0,17	0,5	0,084	1,0	0,17	0,9	0,15
0,25	1,6	0,27	1,8	0,30	1,1	0,18	1,5	0,25
0,50	2,0	0,33	2,1	0,35	2,0	0,33	2,8	0,47

Для числовой характеристики первой шероховатости (одинаковой для русла и поймы) и второй (для поймы), имевших

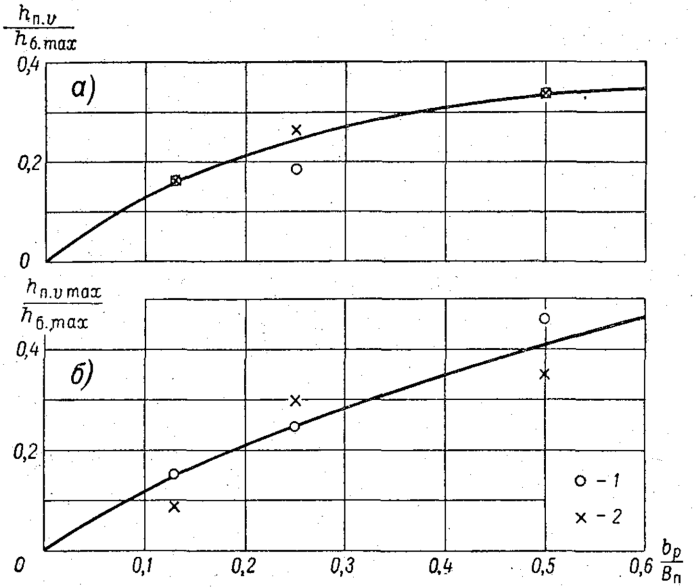


Рис. 10-13. Зависимость глубины $h_{п.\,v}$ (*а*) и $h_{п.\,v_{max}}$ (*б*) от $\frac{b_р}{B_п}$.

1 — вторая шероховатость поймы; *2* — первая шероховатость поймы.

место в опытах на русловой площадке, подсчитаны значения коэффициентов шероховатости. Оказалось, что коэффициенты шероховатости поймы при второй ее шероховатости в среднем в 2 раза больше, чем при первой шероховатости.

Описанные эксперименты и в настоящее время считаются достаточно детальными по числу переменных параметров опы-

тов. Однако их неполнота, вполне понятная для первых экспериментов, состоит в том, что не было детально исследовано поле скоростей в пределах всего живого сечения в основном русле. Не был также сфотографирован процесс вихреобразования при взаимодействии руслового и пойменного потоков, хотя такие визуальные наблюдения производились путем подкрашивания потока.

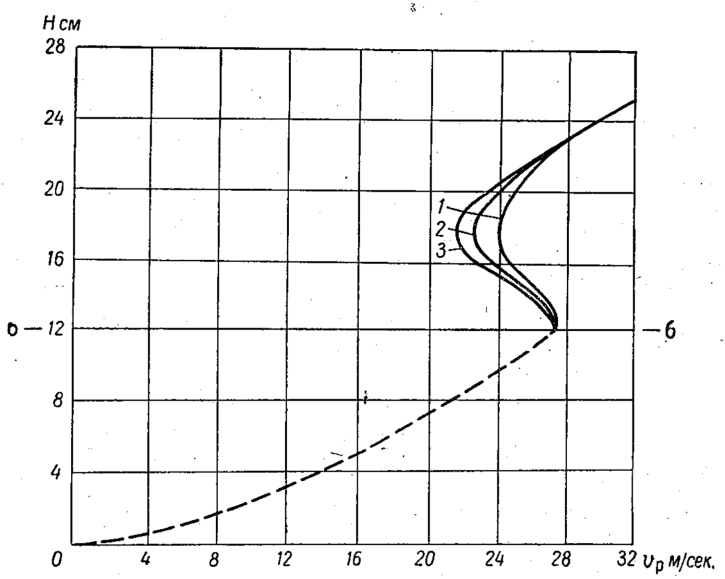


Рис. 10-14. Зависимость средней скорости потока в русле $v_р$ от уровны воды (1959 г., опыты ВНИИГиМ).

$1-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{3,1}$; $2-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{6,8}$; $3-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{11,2}$ и $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{15,0}$.

Аналогичные эксперименты были проведены во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации (ВНИИГиМ) С. И. Агасиевой и А. Ш. Барекяном [73] на русловой площадке больших размеров в г. Дмитрове (под Москвой). Общая длина модели 140 м. Исследования производились на прямолинейном участке длиной 65 м. Ширина модели изменялась от 4,84 до 20 м.

В опытах 1958 г. ширина русла $b_р$ составляла 2,21 м, глубина на оси русла 0,17 м. Пойма с нулевым поперечным уклоном. Средний продольный уклон русла $I=0,0001$.

В опытах 1959 г. ширина параболического русла $b_р=1,21$ м, глубина на оси 0,12 м. Русло неразмываемое. Продольный уклон $I=0,0003$. Опыты были поставлены при симметричной пойме с нулевым поперечным уклоном при ширинах поймы $B_п$,

равных 3,74; 8,28; 13,5; 18,1 м. Расходы воды изменялись в широком диапазоне (от 17 до 190 л/сек.). Глубина в русле была от 5 до 25 см, на пойме от 1,3 до 13 см.

По измеренным местным скоростям гидрометрической трубкой были подсчитаны расходы воды, а затем средние скорости в основном русле $v_р$. На рис. 10-14 приведены графики $v_р = v_р(H)$ при различных $\frac{b_р}{B_п}$ (опытные точки не показаны). Эти эксперименты полностью подтвердили существование кинематического эффекта, установленного в работе [1].

В табл. 10-3 приводим значения

$$(K_р)_б = \frac{(v_р)_б - (v_р)_{min}}{(v_р)_б}$$

в зависимости от $\frac{b_р}{B_п}$.

Таблица 10-3

Значения $(K_р)_б$, по опытам ВНИИГиМ

$\frac{b_р}{B_п}$	$\frac{1}{3,1}$	$\frac{1}{6,8}$	$\frac{1}{11,2}$	$\frac{1}{15,0}$
$(K_р)_б$	0,13	0,19	0,22	0,23

Довольно четко обнаруживается влияние ширины поймы на $(K_р)_б$: чем больше ширина поймы, тем больше $(K_р)_б$, т. е. при широких поймах кинематический эффект проявляется в большей степени.

Заметим, что при широких поймах опыты Железнякова и опыты ВНИИГиМ дали близкое совпадение величин $(K_р)_б$ и $(K_{пов})_б$.

Из более поздних лабораторных экспериментов по изучению кинематического эффекта в руслах с симметричными двухсторонними поймами отметим опыты Селлина [70]. Его данные так же, как и данные авторов статей [73, 74], полностью подтвердили основные качественные характеристики кинематического эффекта, сформулированные в работе [1].

О подобии кинематических эффектов в руслах с поймами. В предыдущих параграфах рассматривались различные параметры, характеризующие кинематический эффект с целью определить главным образом относительное уменьшение скоростей потока в русле при взаимодействии его с потоком в пойме. Основные типы кривых, изображенных на рис. 10-11 и 10-12, легко приводятся к безразмерному виду. Здесь имеются различные возможности. Все зависит от того, какие принять глубины и скорости за характерные, на которые следует поделить переменные глубины и скорости. Если за характерную глубину принять глубину в русле, то выход

потока на пойму будет начинаться при относительной глубине в русле, равной единице. За характерную глубину можно принять и глубину воды в пойме $h_{п.\,v}$ или $h_{п.\,v_{max}}$, что сложнее в практическом отношении для натурных условий.

За характерную скорость можно принять $(v_р)_б$, т. е. среднюю (можно и наибольшую) скорость при заполнении русла

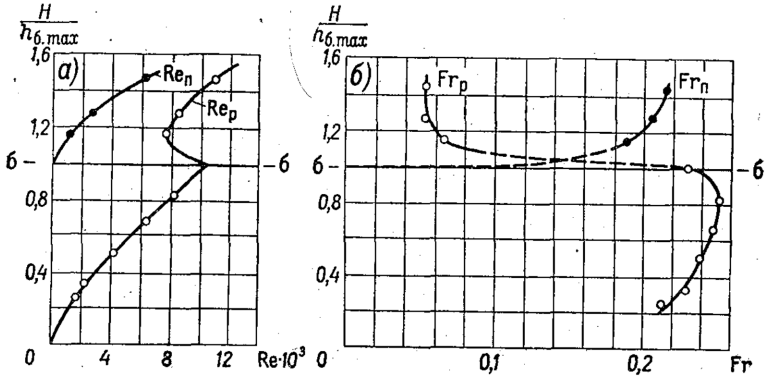


Рис. 10-15. Зависимость числа Рейнольдса (*а*) и числа Фруда (*б*) от безразмерной глубины при $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$ (опыты 1948 г., первая шероховатость поймы).

до бровок. В таком случае выход потока на пойму будет начинаться при относительной скорости, равной единице. Однако наиболее общим видом безразмерной скорости следует считать относительные недостатки скоростей, составленные следующим образом:

$$\frac{(v_р)_б - v_р}{v_*} \text{ и } \frac{v_р - v_п}{v_*}.$$

Построение безразмерных кривых создает большие возможности для сопоставления и обобщения экспериментов, выполненных в различных условиях.

Здесь мы хотели бы обратить внимание на возможность такого способа обобщения экспериментальных данных, при котором решался бы и вопрос о подобии кинематических эффектов в руслах с поймами. С этой целью воспользуемся критериями гидравлического подобия, а именно числами Рейнольдса и Фруда.

Приведем графики изменения чисел Рейнольдса и Фруда в зависимости от безразмерной глубины при $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$ (рис. 10-15

и 10-16), которые составлены отдельно для потока в пойме и русле. Под безразмерной глубиной в данном случае понимается отношение $\frac{H}{h_{б.\,max}}$. Числа Рейнольдса и Фруда здесь имеют следующий вид:

$$Re_п = \frac{v_п h_п}{\nu}, \quad Re_р = \frac{v_р h_{р.\,ср}}{\nu},$$

$$Fr_п = \frac{v_п^2}{g h_п}, \quad Fr_р = \frac{v_р^2}{g h_{р.\,ср}},$$

где $h_п$ — глубина воды в пойме; $h_{р.ср}$ — средняя глубина воды в русле, определяемая при $H \leqslant 0{,}06$ м $h_{р.\,ср} = \frac{2}{3} h_{р.\,max}$

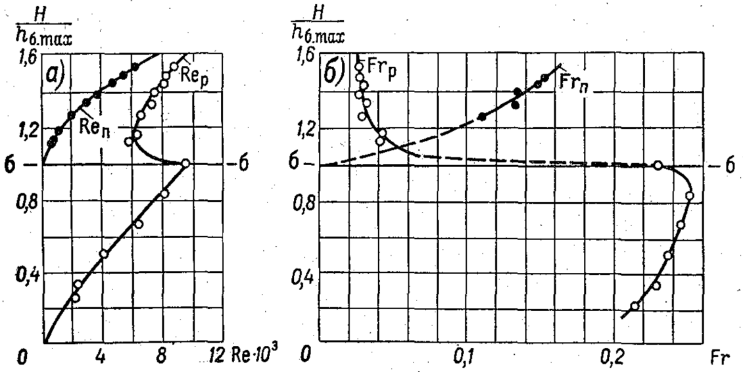


Рис. 10-16. Зависимость числа Рейнольдса (*а*) и числа Фруда (*б*) от безразмерной глубины при $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$ (опыты 1948 г., вторая шероховатость).

($h_{р.max}$ — глубина на оси потока); при $H > 0{,}06$ м $h_{р.\,ср} = \frac{\omega_р}{b_р} = \frac{2{,}4 + 6h_п}{6}$ (2,4 — площадь в квадратных дециметрах параболического профиля при $h_{р.max} = 0{,}06$ м, 6 — ширина русла в дециметрах при $H = 0{,}06$ м).

Скорости $v_п$ и $v_р$ при $H > 0{,}06$ м подсчитаны по формулам: $v_п = K_1 v_{п.пов}$ и $v_р = K_2 v_{р.max}$, где $v_{п.пов}$ — поверхностная скорость в пойме, $v_{р.max}$ — наибольшая скорость потока (на оси); при $H \leqslant 0{,}06$ м $v_р$ снималось с кривой средних скоростей, полученной в результате тарировки модели с измерением расхода с помощью водослива с тонкой стенкой. Коэффициенты K_1 и K_2 подсчитаны по формулам § 34. Описанная здесь схема расчета $v_п$ и $v_р$ в связи с построением графиков изменения чисел Re и

Fr в зависимости от уровня позволяет вместе с тем решать задачу на деление потока между руслом и поймой. Подробнее об этом будет сказано в § 41.

Рассматривая рис. 10-15*а* и 10-16*а*, устанавливаем, что при равномерном движении воды в опытах на русловой площадке имел место турбулентный режим; ламинарный и переходный режимы здесь также возможны (в пойме), как это видно из графиков, экстраполированных в точку при $\frac{H}{h_{б.\,max}} = 1$ м при глубинах $h_п$ порядка нескольких миллиметров, при которых осуществление опыта уже оказывалось затруднительным. Числа $Re_р$ больше чисел $Re_п$, чего и следовало ожидать. Кроме того, устанавливаем, что числа $Fr_р$ меньше чисел $Fr_п$ (при $H > 0{,}06$ м); при второй шероховатости поймы числа Fr оказались меньшими, чем при первой шероховатости поймы.

С точки зрения гидравлического моделирования важно сопоставить полученные кривые на русловой площадке с таковыми для рек. К сожалению, гидрометрические измерения в поймах весьма бедны и мы пока не имеем возможности провести аналогичное рассмотрение вопроса по натурным данным.

§ 39. Опыт определения связи между скоростями потока в основном русле и пойме

В § 38 рассматривались главным образом качественные характеристики кинематического эффекта. Найдем связь между максимальной скоростью в основном русле $v_{р.max}$ и поверхностной скоростью в пойме $v_{п.пов}$. С этой целью построены безразмерные графики в координатах (рис. 10-17):

$$\frac{v_{р.\,max} - v_{п.\,пов}}{v_{п.\,пов}}, \quad \frac{Q - Q_б}{Q_б}.$$

Расчет координат для построения указанных кривых приводится в табл. 10-4. Русловой расход воды в опытах 1948 г. оказался равным $Q_б = 7{,}2$ л/сек.

Рассматривая кривые рис. 10-17, можно отметить влияние $\frac{b_р}{B_п}$ на величины относительного недостатка скорости $\frac{v_{р.\,max} - v_{п.пов}}{v_{п.\,пов}}$: при одном и том же значении $\frac{Q - Q_б}{Q_б}$ с уменьшением $\frac{b_р}{B_п}$ увеличивается относительный недостаток скорости, что в общем приводит к увеличению контраста в русловых и пойменных скоростях с увеличением ширины поймы.

Эмпирическое уравнение кривых, показанных на рис. 10-17, можно представить в виде

$$\left(\frac{Q-Q_б}{Q_б}\right)\left(\frac{v_{р.\,max}-v_{п.\,пов}}{v_{п.\,пов}}\right)^m=\alpha_б, \qquad (10\text{-}2)$$

где m и $\alpha_б$ — параметры уравнения.

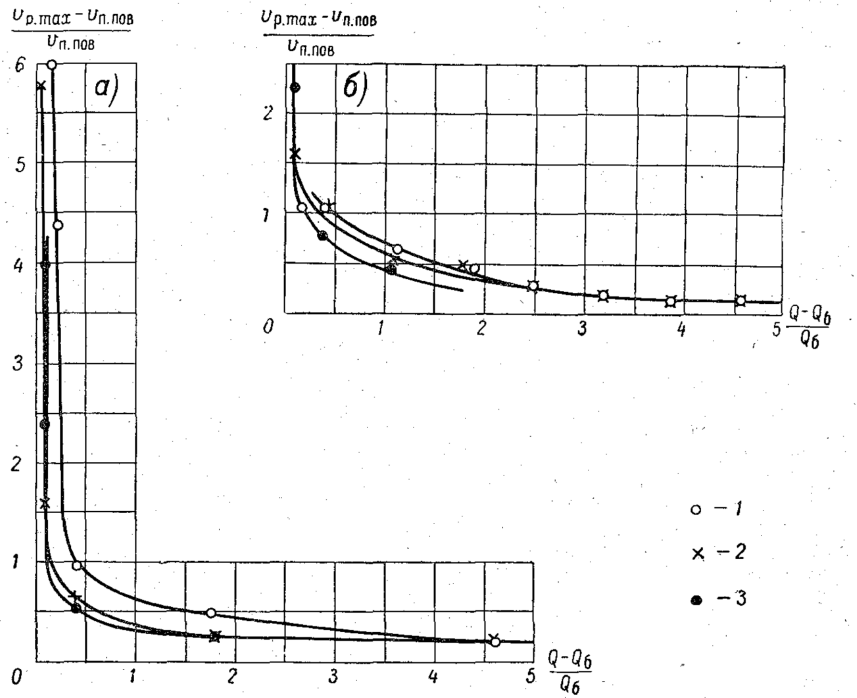


Рис. 10-17. Зависимость относительной скорости $\frac{v_{р.\,max}-v_{п.\,пов}}{v_{п.\,пов}}$ от относительного расхода воды $\frac{Q-Q_б}{Q_б}$.

а — первая шероховатость поймы; *б* — вторая шероховатость поймы; $1-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{7{,}8}$, $2-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{4}$, $3-\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{2}$.

При $m=1{,}5$ параметр $\alpha_б$ дает меньшую амплитуду колебаний, чем при других значениях m. При $m=1{,}5$ параметры $\alpha_б$, подсчитанные по формуле 10-2, приводятся в табл. 10-4. Среднее значение $\alpha_б$ оказалось возможным подсчитать в пределах: $\frac{v_{р.\,max}-v_{п.\,пов}}{v_{п.\,пов}}$ от 0 до 4,25 и $\frac{Q-Q_б}{Q_б}$ от 0 до 4,75. Эти средние

Таблица 10-4

Результаты опытов по распределению скоростей (1948 г.) в русле и пойме

№ п/п	H мм	Q м/сек	$\frac{Q-Q_б}{Q_б}$	$v_{р.\ max}$ см/сек.	$v_{п.\ пов}$ см/сек.	$\frac{v_{р.\ max}-v_{п.\ пов}}{v_{п.\ пов}}$	$\alpha_б$
Первая шероховатость поймы, $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{7,8}$, $\alpha_{б.\ ср}=0,48$ (без точек 4 и 5)							
1	87,6	40,0	4,60	33,2	27,2	0,22	0,47
2	76,1	19,8	1,75	30,5	20,2	0,51	0,62
3	68,9	10,1	0,40	30,0	15,2	0,98	0,39
4	65,1	8,7	0,21	29,6	5,5	4,40	1,94
5	63,8	8,3	0,15	31,6	4,5	6,00	2,21
Первая шероховатость поймы, $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{4}$, $\alpha_{б.\ ср}=0,32$ (без точки 5)							
1	98,0	40,0	4,60	39,8	31,5	0,26	0,61
2	86,4	20,1	1,79	31,0	24,0	0,29	0,28
3	78,1	10,0	0,39	24,5	14,8	0,66	0,21
4	67,8	7,8	0,08	30,6	11,8	1,60	0,16
5	65,4	7,5	0,04	27,3	4,0	5,80	0,56
Первая шероховатость поймы, $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{2}$, $\alpha_{б.\ ср}=0,30$							
1	92,2	20,0	1,78	34,5	27,0	0,28	0,26
2	81,6	9,9	0,38	26,0	16,8	0,54	0,15
3	64,1	7,7	0,07	41,0	8,2	4,00	0,56
4	66,8	7,6	0,06	37,0	11,0	2,40	0,22
Вторая шероховатость поймы, $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{7,8}$, $\alpha_{б.\ ср}=0,43$ (без точки 4)							
1	92,6	40,0	4,55	29,0	24,8	0,17	0,32
2	89,4	35,0	3,86	28,0	24,2	0,15	0,23
3	87,0	30,2	3,20	28,3	22,8	0,24	0,38
4	83,9	25,2	2,50	27,0	20,5	0,32	0,45
5	80,4	20,9	1,90	27,4	18,8	0,46	0,59
6	76,6	15,2	1,11	86,0	15,8	0,65	0,58
7	70,3	10,1	0,40	26,7	13,0	1,05	0,43
8	68,0	8,5	0,18	25,7	12,5	1,05	0,19
Вторая шероховатость поймы, $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{4}$, $\alpha_{б.\ ср}=0,38$							
1	101,3	40,1	4,57	36,5	31,5	0,16	0,29
2	98,4	35,0	3,86	34,7	29,0	0,20	0,34
3	95,4	30,2	3,20	32,5	26,8	0,21	0,31
4	89,8	25,1	2,49	32,0	25,0	0,28	0,37
5	84,6	20,0	1,78	31,8	21,0	0,51	0,65

Продолжение табл. 10-4

№ п/п	H мм	Q л/сек.	$\frac{Q-Q_б}{Q_б}$	$v_{р.\,max}$ см/сек.	$v_{п.\,пов}$ см/сек.	$\frac{v_{р.\,max}-v_{п.\,пов}}{v_{п.\,пов}}$	$\alpha_б$
6	79,7	15,2	1,11	29,4	19,2	0,53	0,43
7	72,6	10,2	0,42	29,5	14,3	1,07	0,46
8	69,2	7,9	0,10	30,0	11,5	1,61	0,20
Вторая шероховатость поймы, $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{2}$; $\alpha_{б.\,ср}=0{,}32$							
1	89,8	15,0	1,08	29,0	19,8	0,47	0,35
2	80,8	10,0	0,39	29,8	16,5	0,80	0,28
3	71,6	7,9	0,10	33,8	10,4	2,26	0,33

значения $\alpha_б$ приведены в табл. 10-4, в которой указаны также данные, не использованные в расчете $\alpha_{б.\,ср}$. Параметр $\alpha_{б.\,ср}$ зависит от отношения $\frac{b_р}{B_п}$ и шероховатости (табл. 10-5). С увеличением ширины поймы и шероховатости $\alpha_{б.\,ср}$ увеличивается [4].

Таблица 10-5

Приближенные значения $\alpha_{б.\,ср}$.

Шероховатость поймы	$\frac{b_р}{B_п}$					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Первая . . .	0,52	0,38	0,32	0,29	0,28	0,28
Вторая . . .	0,58	0,43	0,37	0,34	0,32	0,31

Из формулы (10-2) при $m=1{,}5$ получим

$$\frac{v_{р.max}-v_{п.\,пов}}{v_{п.\,пов}}=\frac{\alpha_{б.\,ср}^{2/3}}{\left(\frac{Q-Q_б}{Q_б}\right)^{2/3}}.$$

Решая последнее выражение относительно $v_{р.\,max}$, получим

$$v_{р.\,max}=\left[1+\left(\frac{\alpha_{б.\,ср}}{\frac{Q}{Q_б}-1}\right)^{2/3}\right]v_{п.\,пов}. \qquad (10\text{-}3)$$

При $Q=Q_б$ скорость в пойме $v_{п.\,пов}=0$. При $Q\to\infty$ $v_{п.\,пов}\to v_{р.\,max}$, что видно из структуры формулы (10-3) и понятно с гидравлической точки зрения: с увеличением расхода происходит выравнивание эпюры скоростей по ширине потока.

Формула (10-3) показывает, какие факторы влияют на распределение скоростей в русле и пойме реки, а следовательно, и факторы, влияющие на деление расхода между руслом и поймой. Эту формулу пока нельзя рассматривать как окончательную, поскольку она получена на основании лабораторного исследования потока. Значение этой формулы заключается в том, что она вскрывает основные факторы, влияющие на деление расхода между руслом и поймой и, следовательно, методика дальнейших исследований в этом направлении становится ясной.

Результаты этих и подобных исследований в дальнейшем послужат научной основой для разработки гидравлических расчетов речных русел с поймами.

Формулу (10-3) целесообразно привести к следующему виду, учитывая, что

$$v_{\text{п. пов}} = \frac{v_{\text{п}}}{K_1},\ v_{\text{р max}} = \frac{v_{\text{р}}}{K_2},$$

где $v_{\text{п}}$ — средняя скорость потока в пойме, $v_{\text{р}}$ — средняя скорость потока в русле, равная

$$v_{\text{р}} = \frac{K_2}{K_1}\left[1 + \left(\frac{\alpha_{\text{б. ср}}}{\frac{Q}{Q_{\text{б}}} - 1}\right)^{3/2}\right] v_{\text{п}}. \qquad (10\text{-}4)$$

Отношение $\frac{K_2}{K_1}$ можно определить по формулам, приведенным в § 34.

§ 40. Кинематический эффект в русле при односторонней пойме

Изучение кинематического эффекта в руслах при односторонней пойме представляет интерес в связи с тем, что многие речные русла имеют пойму только с одной стороны. Изучение же кинематического эффекта в рассматриваемом случае в гидравлических лотках и на русловых площадках представляет собой полупространственную задачу. В ряде случаев можно воспользоваться такой постановкой задачи с тем, чтобы иметь возможность ставить эксперименты с большей шириной поймы (односторонней).

Эксперименты в руслах с односторонними поймами были поставлены под руководством В. Н. Гончарова его сотрудниками И. П. Спицыным, Н. Б. Барышниковым и другими в гидравлической лаборатории Ленинградского гидрометеорологического института. Основные опыты были выполнены в русловом лотке длиной 9,0 м и общей шириной 2,06 м. Модель состояла из русла различной формы и поймы шириной 1,66 м [72]. Одно русло было прямоугольное шириной $b_{\text{р}} = 40$ см и глубиной $h_{\text{р}} = 6{,}3$ см, другое — трапецеидальное с такой же глубиной,

шириной понизу 20 см и коэффициентом откоса $m=1{,}0$. Оси русла и поймы так же, как и в опытах других авторов, были расположены параллельно. Продольный уклон русла и поймы составлял $I=0{,}003$ при нулевом поперечном уклоне поймы.

Вся модель была выполнена из зеркального стекла, основное русло из стекла, коэффициент шероховатости которого равен $h_р=0{,}001$. Пойма была более шероховатой, что достигалось

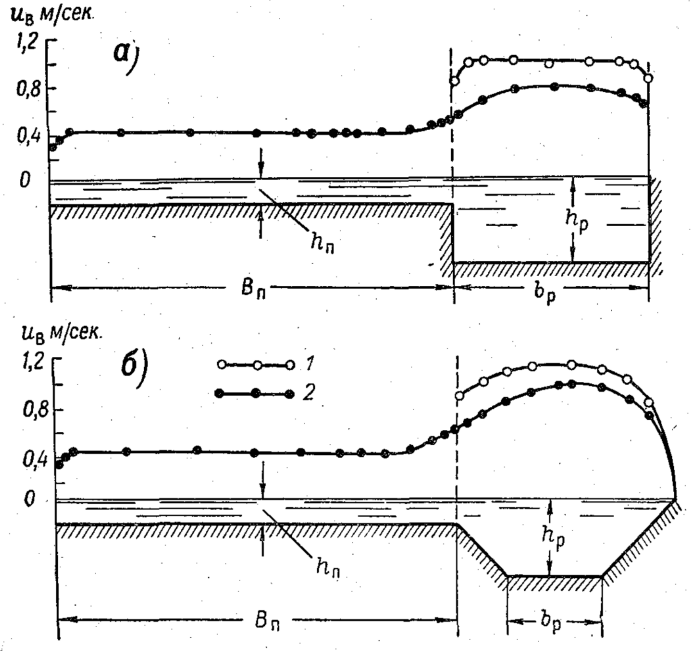


Рис. 10-18. Распределение средних на вертикалях скоростей по ширине потока при изолированном (*1*) и неизолированном (*2*) от поймы руслах.

а — прямоугольное русло ($Q=63{,}3$ л/сек., $Q_р=44{,}6$ л/сек., $h_п=4{,}69$ см, $h_р=11{,}0$ см); *б* — трапецеидальное ($Q=47{,}5$ л/сек., $Q_р=26{,}0$ л/сек., $h_п=4{,}5$ см, $h_р=10{,}8$ см.).

закреплением на поверхности стекла гравия с помощью спиртового лака. Расходы воды в опытах, измеряемые водосливом, были в пределах 2—100 л/сек. Глубина воды в русле изменялась от 1,5 до 13,0 см, в пойме от 1,2 до 6,5 см. Скорость течения воды измерялась гидрометрической трубкой в пределах всего живого сечения.

Эксперименты были поставлены не только в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков, но также и при их полной изоляции. В этом заключается достоинство методики И. П. Спицына.

Изоляция руслового потока от пойменного осуществлялась установкой на бровке русла перегородки из полированного стекла. Такой эксперимент весьма убедительно подтвердил существование кинематического эффекта в руслах с поймами, установленного в работе [1].

Рассмотрим результаты экспериментов Спицына в сопоставлении их с результатами для неизолированного и изолированного русел.

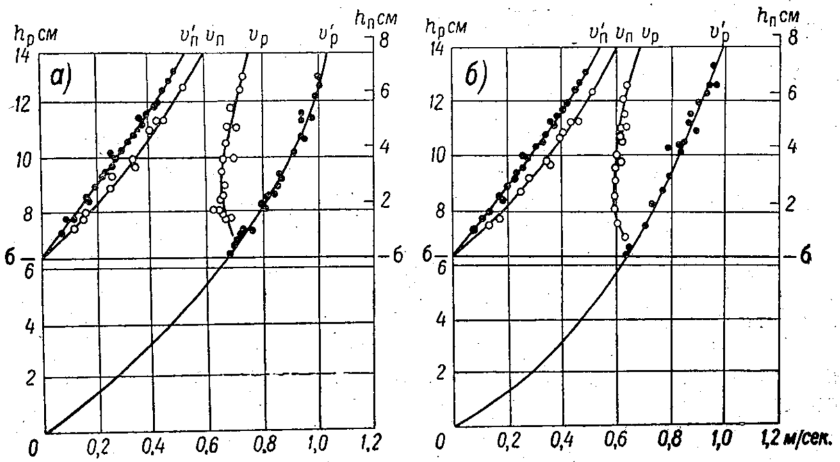


Рис. 10-19. Зависимость средних скоростей от уровня воды

$v_р$ и $v_п$ — в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков, $v'_р$ и $v'_п$ — в условиях изоляции русла от поймы; *а* — прямоугольное русло, *б* — трапецеидальное русло.

На рис. 10-18 приведены эпюры распределения средних на вертикалях скоростей по ширине потока, где под $Q_р$ понимается расход воды в изолированном русле. Отчетливо видно, что при взаимодействии руслового и пойменного потоков, т. е. при отсутствии их изоляции, скорости в основном русле по всей ширине меньше, чем при изоляции руслового потока от пойменного. Влияние основного потока на русловой распространяется на расстояние $b_в$, как отмечено в § 38.

На основе эпюр скоростей такого же типа, как показано на рис. 10-18, при различных уровнях воды подсчитаны средние скорости потока в пойме $v_п$ и в русле $v_р$, что дало возможность построить графики (рис. 10-19) такого же вида, какие рассматривались в § 38, с той разницей, что на рис. 10-19 имеются кривые изменения $v'_п$ и $v'_р$ от уровня воды H в условиях изоляции русла от поймы. На рис. 10-19 видно, что средняя скорость $v_р$ в условиях взаимодействия существенно меньше средней скорости $v'_р$ в условиях изоляции русла от поймы, что находится

в полном качественном соответствии с данными экспериментов, рассмотренных в § 38.

Относительное уменьшение средней скорости в русле, когда эта скорость достигает наименьшего значения, составляет по отношению к скорости $v'_р$:

для прямоугольного русла

$$\frac{v'_р - v_{р.\,min}}{v'_р} = \frac{0{,}83 - 0{,}66}{0{,}83} = 0{,}21,$$

для трапецеидального русла

$$\frac{v'_р - v_{р.\,min}}{v'_р} = \frac{0{,}78 - 0{,}60}{0{,}78} = 0{,}23.$$

Средняя скорость пойменного потока $v_п$ меньше скорости $v'_п$ в условиях изоляции русла от поймы (рис. 10-19). В связи с изложенным Спицын сделал подсчеты передачи кинетической энергии русловым потоком пойменному [72], что, безусловно, представляет интерес.

Уменьшение кинетической энергии потока в единицу времени в основном русле за счет кинематического эффекта можно определить по формуле следующего вида:

$$\Delta E_р = E'_р - E_р = \frac{\alpha'_р \rho Q'_р v'^2_р}{2} - \frac{\alpha_р \rho Q_р v^2_р}{2}.$$

где $E'_р$ — кинетическая энергия потока в русле в единицу времени при изоляции русла от поймы; $E_р$ — кинетическая энергия потока в русле в единицу времени в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков; $\alpha'_р$ — коэффициент Кориолиса руслового потока при отсутствии взаимодействия его с пойменным; $\alpha_р$ — коэффициент Кориолиса руслового потока при взаимодействии его с пойменным; ρ — плотность жидкости.

При одинаковых глубинах воды и гидравлических уклонах $Q'_р = \omega_р v'_р$ и $Q_р = \omega_р v_р$, следовательно,

$$\Delta E_р = \frac{\rho \omega_р}{2} (\alpha'_р v'^3_р - \alpha_р v^3_р). \qquad (10\text{-}5)$$

Изменение кинетической энергии потока в единицу времени в пойме за счет кинематического эффекта можно определить по следующей формуле:

$$\Delta E_п = E_п - E'_п = \frac{\alpha_п \rho Q_п v^2_п}{2} - \frac{\alpha'_п \rho Q'_п v'^2_п}{2},$$

где $E_п$ — кинетическая энергия потока в пойме в единицу времени в условиях взаимодействия руслового и пойменного пото-

ков; $E'_{п}$ — кинетическая энергия потока в пойме в единицу времени при изоляции русла от поймы; $\alpha_{п}$ — коэффициент Кориолиса пойменного потока при взаимодействии его с русловым; $\alpha'_{п}$ — коэффициент Кориолиса пойменного потока, изолированного от руслового.

При одинаковых глубинах воды и гидравлических уклонах $Q_{п}=\omega_{п}v_{п}$ и $Q'_{п}=\omega_{п}v'_{п}$, следовательно

$$\Delta E_{п}=\frac{\rho\omega_{п}}{2}\left(\alpha_{п}v_{п}^{3}-\alpha'_{п}v_{п}^{'3}\right). \qquad (10\text{-}6)$$

Если выражение (10-6) поделить на (10-5), получим относительную долю кинетической энергии, получаемую поймой от русла,

$$\frac{\Delta E_{п}}{\Delta E_{р}}=\frac{\omega_{п}\left(\alpha_{п}v_{п}^{3}-\alpha'_{п}v_{п}^{'3}\right)}{\omega_{р}\left(\alpha' v_{р}^{'3}-\alpha_{р}v_{р}^{3}\right)}. \qquad (10\text{-}7)$$

Очевидно, что это отношение должно быть существенно меньше единицы, так как, согласно (10-1), потерянная энергия в основном русле не только передается пойменному потоку, но и затрачивается на сопротивления движению потока вследствие поперечного массообмена с интенсивным вихреобразованием. Приведем некоторые цифровые данные. При использовании выражения (10-7) возникает вопрос о коэффициентах Кориолиса, а их здесь четыре. На основе данных И. П. Спицына [69, 75] можно с уверенностью утверждать, что $\alpha'_{р}$ должно быть заметно больше $\alpha_{р}$, а $\alpha'_{п}$ несколько меньше $\alpha_{п}$. К сожалению, в работах [69, 75] коэффициенты Кориолиса не были подсчитаны, и их автор фактически сделал допущение о равенстве всех четырех коэффициентов Кориолиса, приняв за основу формулу

$$\frac{\Delta E_{п}}{\Delta E_{р}}=\frac{\omega_{п}\left(v_{п}^{3}-v_{п}^{'3}\right)}{\omega_{р}\left(v_{р}^{'3}-v_{р}^{3}\right)}, \qquad (10\text{-}8)$$

которая является частным видом формулы (10-7). Соответствующие подсчеты приведены в табл. 10-6.

Глубина воды в русле на 6,3 см больше глубины воды в пойме. Отношения $\frac{h_{п}}{h_{р}}$ приведены в той же табл. 10-6.

На рис. 10-20 дано изменение $\frac{\Delta E_{п}}{\Delta E_{р}}\cdot 100$ в зависимости от безразмерной глубины $\frac{h_{п}}{h_{р}}$. Видно что часть кинетической энергии, передаваемая от русла к пойме, может достигать 26%. Обнаруживается различие в ходе изменения $\frac{\Delta E_{п}}{\Delta E_{р}}$ в зависимости от формы русла. Наклон боковых сторон русла сглаживает этот процесс.

Таблица 10-6

Опытные лабораторные данные о кинематическом эффекте в руслах с односторонней поймой

h см	$\frac{h_п}{h_р}$	Прямоугольное русло			Трапецеидальное русло		
		$b_{в.п}$ см	$\frac{\Delta E_п}{\Delta E_р}$ %	$\frac{v}{v'}$	$b_{в.п}$ см	$\frac{\Delta E_п}{\Delta E_р}$ %	$\frac{v}{v'}$
0,20	0,03	6	0,10	0,97	8	0,10	0,99
0,70	0,10	12	0,34	0,96	12	0,44	0,96
1,20	0,16	19	0,70	0,92	15	2,05	0,93
1,70	0,21	24	1,35	0,86	20	3,43	0,92
2,20	0,26	29	2,44	0,88	24	4,58	0,92
2,70	0,30	32	3,94	0,89	26	7,35	0,93
3,20	0,34	35	5,31	0,90	29	9,33	0,93
3,70	0,37	38	6,46	0,90	31	11,6	0,93
4,20	0,41	39	7,74	0,90	33	13,7	0,94
4,70	0,43	41	9,55	0,91	34	16,2	0,94
5,20	0,45	42	11,6	0,92	36	19,3	0,95
5,70	0,48	42	14,6	0,92	38	21,2	0,95
6,20	0,50	43	17,3	0,93	39	22,0	0,95
6,70	0,52	43	21,4	0,94	40	25,3	0,95

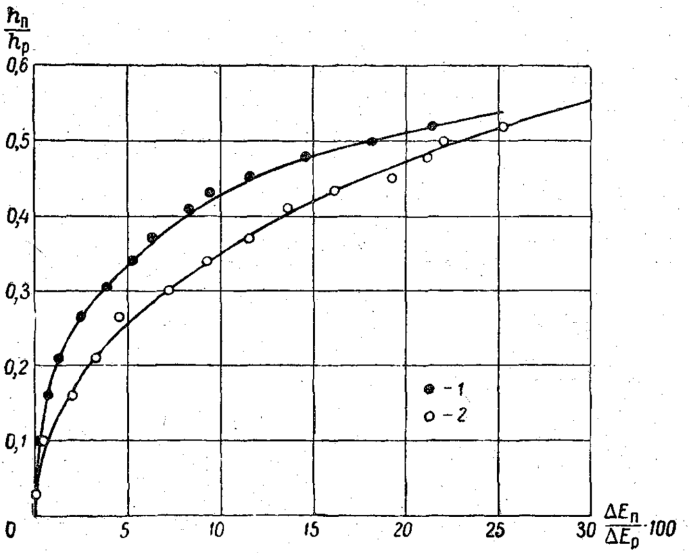


Рис. 10-20. Изменение кинетической энергии, передаваемой русловым потоком пойменному, в зависимости от относительной глубины воды в пойме $\frac{h_п}{h_р}$.

1 — прямоугольное русло; *2* — трапецеидальное русло.

В табл. 10-6 приведены также значения ширины поймы от бровки русла $b_{в.п}$, на которых сказывается взаимодействие руслового и пойменного потоков.

В свете всего изложенного о кинематическом эффекте в руслах с поймами становится очевидным, что средняя скорость всего потока, подсчитанная, как это делалось раньше, т. е.

$$v' = \frac{Q'_р + Q'_п}{\omega_р + \omega_п},$$

будет больше средней скорости потока, подсчитанной с учетом кинематического эффекта

$$v = \frac{Q_р + Q_п}{\omega_р + \omega_п}.$$

В табл. 10-6 приведены значения $\frac{v}{v'}$. Эти результаты следует рассматривать, как предварительные.

Кривые на рис. 10-19 представляют интерес еще и в том отношении, что подтверждается высказанное предположение о возможности экстраполяции $v'_р = v'_р(H)$ по измерениям в русле на область выхода потока на пойму, т. е. получения графически $v'_р = v'_р(H)$ для русла, изолированного от поймы. Разумеется, это может быть сделано в ограниченных пределах глубин в пойме. Но сама постановка такой задачи заслуживает внимания (§ 37).

Явление кинематического эффекта в природных условиях впервые было отмечено Железняковым [67] при односторонней пойме, поэтому этот вопрос рассматривается в данном параграфе. Профиль живого сечения реки и графики изменения средней скорости потока $v_р$ и наибольшей скорости потока в русле $v_{р.max}$ приведены на рис. 10-21. Уменьшение скорости потока началось при ширине его 19 м и $v_{р.max} = 1{,}56$ м/сек. и продолжалось в пределах измерения уровня 1,2 м, а затем скорость стала возрастать. Относительное уменьшение наибольшей скорости составило $\frac{1{,}56 - 1{,}15}{1{,}56} = 0{,}26$, т. е. оно примерно такое же, как и по лабораторным данным, приведенным в работе [1].

Подчеркнем еще раз, что для констатации кинематического эффекта и в особенности в натурных условиях совершенно необходимы данные об изменении кинематики потока в основном русле при выходе его на пойму.

С помощью явления кинематического эффекта, по-видимому, могут быть объяснены некоторые особенности формирования русел речного потока и транспорта наносов. Заслуживает внимания постановка вопроса о причинах образования прирусловых валов на пойме (возвышений у основного русла). Не

исключено, что одной из причин, а быть может и главной, как раз и является кинематический эффект. Но возникнув, прирусловый вал может затем в какой-то мере нейтрализовать взаимодействие руслового и пойменного потоков, способствуя восстановлению пропускной способности основного русла.

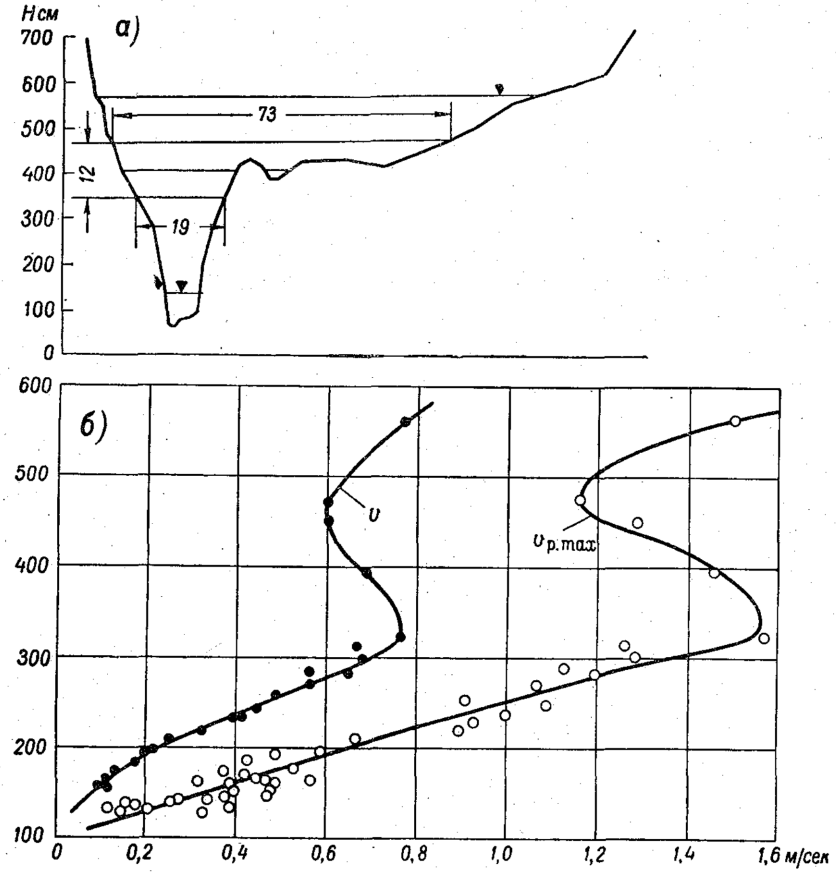


Рис. 10-21. Профиль живого сечения р. Ильдь (*а*) у Спас-Ильда (1948 г.) и кривая средних и наибольших скоростей в основном русле (*б*).

В статье [76] указывается на возможность интенсивного образования прирусловых валов при небольшой глубине пойменного потока. А это как раз и есть зона наибольшего проявления кинематического эффекта, поэтому изучать русловой процесс в паводок, в том числе и на излучинах рек, следует с учетом кинематического эффекта, который, к сожалению, не был рассмотрен в статье [76].

§ 41. О применении гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды при взаимодействии руслового и пойменного потоков

В связи с тем, что при взаимодействии руслового и пойменного потоков существенно перестраивается кинематика потока в основном русле, возникает вопрос, можно ли в таких условиях применять гидравлико-гидрометрический способ определения расходов воды, который изложен в главе IX.

Расход воды всего потока равен

$$Q = Q_р + Q_п, \tag{10-9}$$

где $Q_р$ — расход воды в русле; $Q_п$ — расход воды в пойме.

Расходы $Q_р$ и $Q_п$ имеются в виду фактические, т. е. с учетом взаимодействия. Если измерено только поле скоростей на его свободной поверхности и гидравлические элементы потока, то можно написать

$$Q = K_{1р} Q_{р.ф} + K_{1п} Q_{п.ф}, \tag{10-10}$$

где $K_{1р}$ — коэффициент перехода от средней поверхностной скорости к средней в русле; $Q_{р.ф}$ — фиктивный расход воды в русле; $K_{1п}$ — коэффициент перехода от средней поверхностной скорости к средней в пойме; $Q_{п.ф}$ — фиктивный расход воды в пойме.

Формулу (10-9) можно записать в другом виде, если исходить из того, что в русле была измерена только наибольшая скорость потока $v_{р.max}$, тогда

$$Q = K_{2р} \omega_р v_{р.max} + K_{1п} Q_ф, \tag{10-11}$$

где $K_{2р}$ — коэффициент перехода от наибольшей скорости к средней в русле.

Используя формулы для K_1 и K_2, приведенные в главе IX, по данным экспериментов, содержащимся в монографии [1], были рассчитаны расходы воды по формуле (10-11) и сопоставлены с фактическими. Последние были измерены с помощью водослива с тонкой стенкой. Результаты расчетов приведены в табл. 10-7.

Из данных табл. 10-7 видно, что расхождение в измеренных и рассчитанных расходах получилось в общем допустимое.

Позднее аналогичную работу проделал И. П. Спицын [75] и также пришел к выводу о возможности применения формулы (10-9). При этом ему удалось уточнить числовое значение коэффициента K_1 за счет взаимодействия руслового и пойменного потоков. Остановимся подробнее на результатах этой работы.

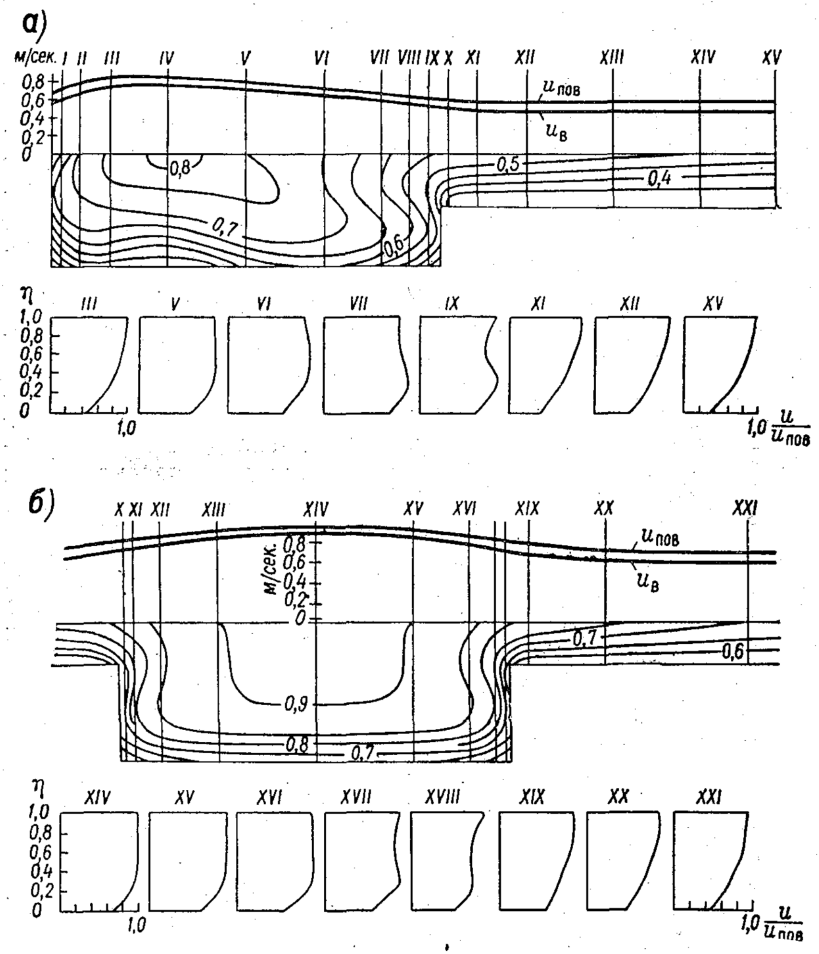
Из самой природы кинематического эффекта в руслах с поймами следует, что в русле скорости течения должны выравниваться. При этом скорости вблизи свободной поверхности

Таблица 10-7

Сопоставление вычисленных расходов по формуле (10-11) с измеренными по опытам на русловой площадке

Шероховатость поймы	H мм	Q л/сек	$Q_р$ л/сек	$Q_п$ л/сек	$Q_р + Q_п$	$\frac{Q_р + Q_п}{Q}$
			$\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{4}$			
Первая	98,0	40,0	12,1	25,6	37,7	0,94
	86,4	20,1	8,4	13,5	21,9	1,09
	78,1	10,0	5,6	5,4	11,0	1,09
Вторая	101,3	40,1	11,6	27,5	39,1	0,98
	98,4	35,0	10,6	23,4	34,0	0,97
	95,4	30,2	9,6	19,8	29,4	0,98
	89,8	25,1	8,8	15,6	24,4	0,97
	84,6	20,0	8,1	10,7	18,8	0,94
	79,7	15,2	6,9	7,9	14,8	0,98
	72,6	10,2	6,1	3,7	9,8	0,96
	69,2	7,9	5,8	2,2	8,0	1,01
			$\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{2}$			
Первая	92,2	20,0	9,7	9,2	18,9	0,94
	81,6	9,9	6,3	3,8	10,1	1,02
	64,4	7,7	7,2	0,4	7,6	0,99
	66,8	7,6	6,8	0,8	7,6	1,00
Вторая	89,8	15,0	7,5	5,9	13,4	0,89
	80,8	10,0	7,1	3,5	10,6	1,06
	71,6	7,9	6,9	1,2	8,1	1,02
			$\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{7,8}$			
Первая	87,6	40,0	9,2	31,8	40,4	1,01
	76,1	19,8	6,8	13,2	20,0	1,01
	69,9	10,1	5,8	5,6	11,4	1,12
Вторая	92,6	40,0	8,2	32,6	40,8	1,02
	89,4	35,0	7,6	28,9	36,5	1,04
	87,0	30,2	7,4	24,9	32,3	1,07
	83,9	25,2	6,8	19,7	26,5	1,05
	80,4	20,9	6,5	15,4	21,9	1,05
	76,6	15,2	5,8	10,3	16,1	1,06
	70,3	10,1	5,3	5,4	10,7	1,05
	68,0	8.5	4,8	4,0	8,8	1,03

будут уменьшаться в большей степени, чем у дна, а также и на всей глубине $h_б$. В работе [75] это подтверждено убедительно. По данным, заимствованным из статьи [75], на рис. 10-22 в



√ Рис. 10-22. Изотахи и профили скоростей в прямоугольном русле с односторонней (*а*) и двухсторонней (*б*) поймами.

виде примера приведены изотахи и безразмерные профили скоростей в прямоугольном русле с односторонней и двухсторонней поймами. На этом же рисунке показано распределение по ширине потока средних на вертикалях скоростей $u_в$ и поверхностных $u_{пов}$. Видно, что скорости на вертикалях, расположенных в основном русле, распределяются довольно сложно,

с явной тенденцией к выравниванию местных скоростей. Точка на вертикали, в которой $u=u_в$, перемещается вниз, иногда на большую величину. В случае же сложного распределения скорости на вертикали можно обнаружить 2—3 такие точки в различных местах вертикали. На вертикалях, расположенных в пойме, профили скоростей имеют обычный вид. Эпюры скоростей $u_в$ и $u_{пов}$ для основного русла сближаются. Иначе говоря, отношение $\frac{u_в}{u_{пов}}$ для русла больше по сравнению с таковым для поймы. В конечном итоге параметр K_1 под влиянием кинематического эффекта возрастает. Чтобы определить, каков размер возрастания K_1, требуются, строго говоря, сопоставления K_1 в условиях взаимодействия руслового и пойменного потоков и в условиях их изоляции. Но можно получить интересные данные, просто сравнивая K_1 для русла и поймы, считая, что изменение K_1 для русла и поймы подчиняется одной зависимости, например, $K_1=K_1(C)$ (§ 34).

Опыты Спицына производились при разнообразных формах основных русел, в числе которых были прямоугольное с односторонней и двухсторонней поймами, трапецеидальные и параболическое с односторонней поймой. В числе трапецеидальных русел, кроме общепринятого симметричного, были два живых сечения с наклонным дном в поперечном направлении. Соотношение коэффициентов шероховатости поймы $n_п$ и русла $n_р$ находилось в пределах 1,00—1,67. Восемь серий опытов с односторонней поймой было проделано при $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{4{,}15}$ и две серии опытов с двухсторонней поймой при $\frac{b_р}{B_п}=\frac{1}{5{,}02}$.

В результате были подсчитаны параметры:

$$K_{1\,р}=\frac{Q_р}{Q_{р.ф}},\quad K_{1\,п}=\frac{Q_п}{Q_{п.ф}}.$$

Затем для каждой серии опытов подсчитывались средние значения этих параметров и средние значения для всех серий опытов. В результате получены величины, приведенные в табл. 10-8. Средние значения K_1 получены из 53 опытов.

Таблица 10-8

Значения $K_{1\,р}$ и $K_{1\,п}$

Параметр	$K_{1\,р}$	$K_{1\,п}$
Предел изменения . . .	0,91—0,99	0,80—0,88
Среднее значение . . .	0,94	0,84

Таким образом, $K_{1\,р}>K_{1\,п}$. Увеличение $K_{1\,р}$ по сравнению с $K_{1\,п}$ существенное (на 0,1, что близко к 10%). В статье [75] от-

мечается, что $K_{1\,р}$ возрастает с уменьшением глубины наполнения поймы, что является косвенным подтверждением формулы (10-4).

Обратимся теперь к рассмотрению этого вопроса по натурным данным.

С самого начала мы хотели бы отметить большую ценность натурных исследований кинематического эффекта в руслах с поймами. Некоторые данные по этому вопросу содержатся в статье [77]. Ясно, что процесс движения воды в реках по сравнению с процессом движения при любой схематизации в лабораторных условиях неизмеримо сложнее. Если бы ограничиться только изучением движения воды в русле реки, то и здесь легко обнаружить ряд специфических особенностей, например, в изменении параметра K_1, по сравнению с лабораторными данными. Так, Спицин получил, что $K_{1\,р}$ почти не зависит от глубины наполнения русла (до бровки). Н. К. Сибирякова обнаружила явную неустойчивость $K_{1\,р}$ (рис. 10-23), что отчетливо видно, если провести огибающие кривые на этом графике. Точки, соответствующие разным годам, обозначены на рис. 10-23 одинаковыми знаками, так как их группировка по годам не обнаруживается. Увеличение $K_{1\,р}$ при $H=$ $=120$ см, возможно, связано с кинематическим эффектом, обусловленным возрастанием гидравлических сопротивлений при этом уровне.

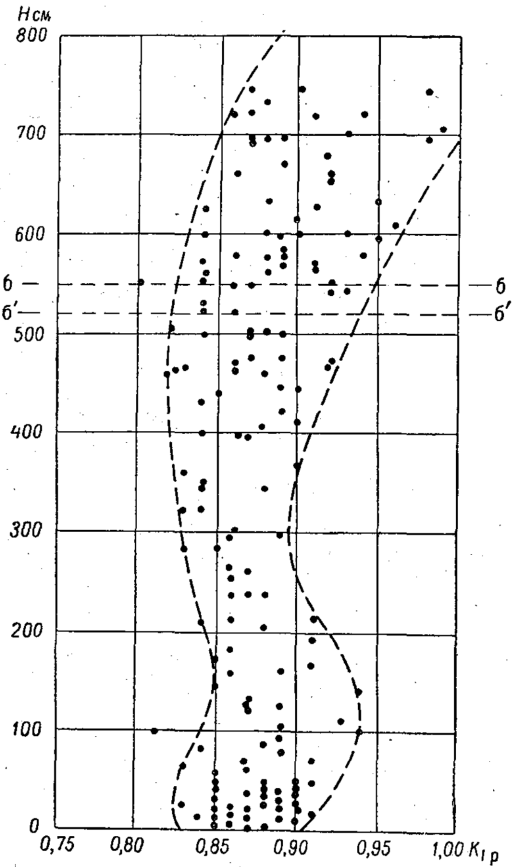


Рис. 10-23. Зависимость $K_{1\,р}$ от уровня H, р. Хопер — хут. Бесплемяновский (главное русло), 1958—1963 гг.

б′—б′ — уровень, соответствующий началу затопления поймы; *б—б* — уровень, соответствующий началу работы поймы.

Хотя на рис. 10-23 имеет место большой разброс точек, по огибающим кривым, все же можно обнаружить при уровнях $H > H_б$ возрастание $K_{1р}$, а не убывание, как по лабораторным данным [75]. Здесь на это мы обратили внимание для того, чтобы в дальнейшем при изучении кинематического эффекта в руслах с поймами моделировались не только схематизированные русла, а реальные участки рек.

Полученные профили скоростей по лабораторным [75] и натурным [77] данным качественно совпадают. На рис. 10-24 приведены безразмерные профили скоростей р. Пьяна при $H \leqslant H_б$ и $H > H_б$. Осреднение координат $\eta = \frac{y}{h}$ и $\frac{u}{u_{пов}}$ сделано с учетом всех имеющихся измерений.

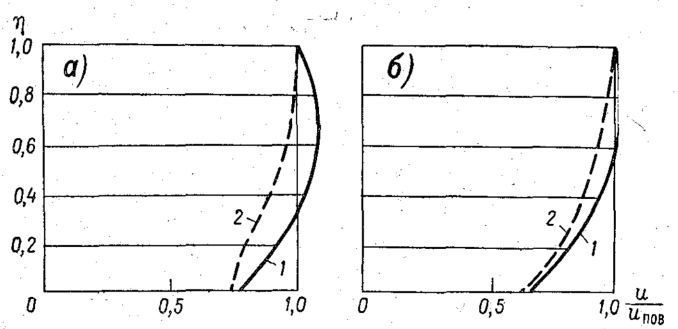


Рис. 10-24. Безразмерные профили скоростей р. Пьяна — с. Камкино (главное русло, нижний створ).

1 — до выхода воды на пойму, *2* — после выхода воды на пойму; *а* — 90 м от постоянного начала, *б* — 105 м от постоянного начала.

Проанализировав данные по 12 гидрометрическим створам 7 рек, Сибирякова пришла к следующему выводу: под влиянием кинематического эффекта в руслах с поймами $K_{1р}$ возрастает в среднем на 4%; при этом наибольшее увеличение $K_{1р}$ может достигать 8%. Был также рассмотрен вопрос о коэффициентах K_1 для проток (рукавов), глубоко врезанных в пойме. Выяснилось, что K_1 здесь может принимать значение от 0,90 до 1,1. Большие значения $K_1 \approx 1{,}1$ соответствуют случаям пересечения осей рукава и поймы под углом более 60°.

Отметим, что в лабораторных условиях кинематический эффект при непараллельности осей русла и поймы почти не изучен.

На основании работ [75, 77] можно сделать вывод о применимости гидравлико-гидрометрического способа определения расходов воды в реках и каналах при взаимодействии руслового и пойменного потоков. Однако основное уравнение (10-10) следует писать в более общем виде, а именно,

$$Q = (K_{1р} + K_{к.э}) Q_{р.ф} + K_{1п} Q_{п.ф}, \qquad (10\text{-}12)$$

где $K_{к.э}$ — поправка к коэффициенту $K_{1р}$ за счет кинематического эффекта в руслах.

Желательны исследования для определения $K_{к.э}$ в зависимости от $\frac{h_п}{h_р}$, $\frac{b_р}{B_п}$, $\frac{n_п}{n_р}$ и других параметров.

Формулу (10-12) с учетом формул § 34 можно записать в виде

$$Q=\left(1-\frac{\beta_{*р}C_{*р}}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I_р}{\mathrm{Fr}_{1р}}}+K_{к.э}\right)Q_{р.ф}+$$

$$+\left(1-\frac{\beta_{*п}C_{*п}}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{I_п}{\mathrm{Fr}_{1п}}}\right)Q_{п.ф}. \quad (10\text{-}13)$$

Структура этой формулы может быть и другой в зависимости от методики применения гидравлико-гидрометрического способа (§ 34).

§ 42. Пропускная способность основного русла при выходе потока на пойму

Изучение кинематического эффекта безнапорного потока позволяет подойти к решению одного из важных вопросов речной гидравлики и гидрометрии — определению пропускной способности русел с поймами и вообще русел с резким изменением гидравлических сопротивлений по ширине потока.

К вопросу о движении воды в руслах и поймах, если понимать его в широком смысле, относится движение воды в обвалованных реках и в руслах составного профиля. Пропускной способностью обвалованных участков рек обусловлены размеры (высота) продольных сооружений — оградительных дамб для защиты территории от затопления. Завышение пропускной способности обвалованных рек вызывает переливы воды через гребень дамб, что создает угрожающее положение для самих дамб и прилегающей территории. На основе работ [1, 67] было отмечено, что формула Шези может дать неправильные значения расходов воды обвалованных русел составного профиля, вследствие этого расчетные расходы воды могут проходить при больших отметках поверхности воды по сравнению с проектными отметками.

В настоящее время уже имеются некоторые данные, позволяющие составить представление о влиянии кинематического эффекта на характер изменения пропускной способности русел с поймами. Способ анализа исходных данных с этой целью и типичная картина изменения пропускной способности русел с поймами даны в статье [67]. По данным опытов на русловой площадке [1, 67] сделаны соответствующие расчеты, приводимые в табл. 10-9.

Таблица 10-9

Пропускная способность основного русла при выходе потока на пойму (по опытам на русловой площадке)

Шероховатость поймы	$\frac{b_р}{B_п}$	H мм	$\frac{h_п}{h_{б.\ max}}$	Q л/сек.	$Q_р$ л/сек.	$\frac{Q_р}{Q_б}$
Первая	$\frac{1}{2}$	66,8	0,11	7,6	6,8	0,95
	$\frac{1}{2}$	64,1	0,07	7,7	7,2	1,00
	$\frac{1}{2}$	81,6	0,36	9,9	6,3	0,88
	$\frac{1}{2}$	92,2	0,53	20,0	9,7	1,35
Вторая	$\frac{1}{2}$	71,6	0,19	7,9	6,9	0,96
	$\frac{1}{2}$	80,8	0,35	10,0	7,1	0,98
	$\frac{1}{2}$	89,8	0,50	15,0	7,5	1,04
Первая	$\frac{1}{4}$	78,1	0,30	10,0	5,6	0,78
	$\frac{1}{4}$	86,4	0,44	20,1	8,4	1,17
	$\frac{1}{4}$	98,0	0,63	40,1	12,1	1,68
Вторая	$\frac{1}{4}$	69,2	0,15	7,9	5,8	0,80
	$\frac{1}{4}$	72,6	0,21	10,2	6,1	0,85
	$\frac{1}{4}$	79,7	0,33	15,2	6,9	0,96
	$\frac{1}{4}$	84,6	0,41	20,0	8,1	1,12
	$\frac{1}{4}$	89,8	0,50	25,1	8,8	1,22
	$\frac{1}{4}$	95,4	0,59	30,2	9,6	1,34
	$\frac{1}{4}$	98,4	0,64	35,0	10,6	1,48
	$\frac{1}{4}$	101,3	0,69	40,1	11,6	1,61

Продолжение

Шероховатость поймы	$\frac{b_р}{B_п}$	H мм	$\frac{h_п}{h_{б.\,max}}$	Q л/сек.	$Q_р$ л/сек.	$\frac{Q_р}{Q_б}$
Первая	$\frac{1}{7,8}$	69,9	0,16	10,1	5,8	0,81
	$\frac{1}{7,8}$	76,1	0,27	19,8	6,8	0,95
	$\frac{1}{7,8}$	87,6	0,46	40,0	9,2	1,28
Вторая	$\frac{1}{7,8}$	68,0	0,13	8,5	4,8	0,67
	$\frac{1}{7,8}$	70,3	0,17	10,1	5,3	0,74
	$\frac{1}{7,8}$	76,6	0,28	15,2	5,8	0,81
	$\frac{1}{7,8}$	80,4	0,34	20,9	6,5	0,90
	$\frac{1}{7,8}$	83,9	0,40	25,2	6,8	0,95
	$\frac{1}{7,8}$	87,0	0,45	30,2	7,4	1,03
	$\frac{1}{7,8}$	89,4	0,49	35,0	7,6	1,05
	$\frac{1}{7,8}$	92,6	0,54	40,0	8,2	1,14

Методика разделения общего расхода воды (измеренного водосливом) на русловой $Q_р$ и пойменный $Q_п$ изложена в § 41. Поскольку она подтвердилась опытными данными, полагаем, что ее можно использовать.

Введем понятие относительного расхода воды в русле $\frac{Q_р}{Q_б}$ и относительной глубины в пойме $\frac{h_п}{h_{б.\,max}} = \frac{1}{\eta_*}$, где $Q_б$ — расход воды в русле при заполнении его до отметки бровки (в данном случае $Q_б = 7{,}2$ л/сек.), $h_п = H - h_{б.\,max}$ — глубина в пойме. По данным табл. 10-9 довольно четко прослеживается (кроме случая $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{2}$, первая шероховатость поймы) зона относительных глубин в пойме, при которых относительные расходы меньше

единицы. В среднем при $\frac{1}{\eta_*} \approx 0{,}3 \div 0{,}4$ восстанавливается пропускная способность русла до начальной величины $Q_б$, т. е. $\frac{Q_р}{Q_б} \geqslant 1$. При второй шероховатости поймы и $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{4}$ и $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$ хорошо выявляется роль ширины поймы (рис. 10-25). При более широкой

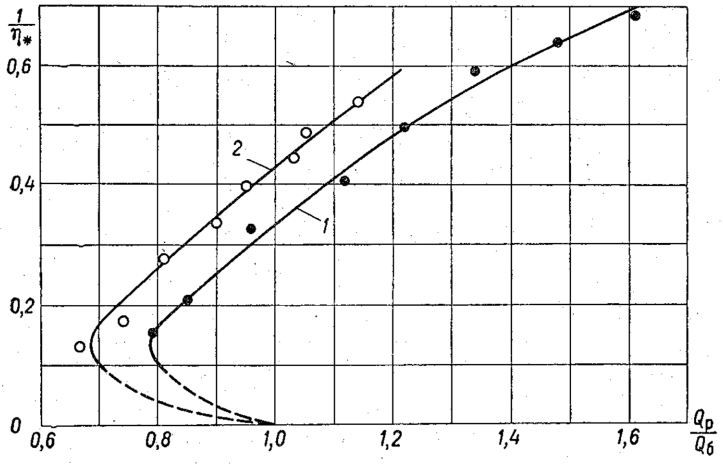


Рис. 10-25. Зависимость относительного расхода воды $\frac{Q_р}{Q_б}$ в основном русле от относительной глубины $\frac{1}{\eta_*}$, по лабораторным данным (при второй шероховатости поймы).

$1 - \frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{4}$; $2 - \frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{7{,}8}$.

пойме для восстановления пропускной способности русла до величины $Q_б$ требуются большие значения относительных глубин $\frac{h_п}{h_{б.\,max}}$.

Отметим, что отношение $\frac{b_р}{B_п} \approx \frac{1}{7}$ соответствует, например, таким рекам: Днепру на участке Черкассы — Днепропетровск, Волге на участке Камское Устье — Саратов. При уменьшении размера реки это отношение, как установлено В. В. Докучаевым, уменьшается, т. е. малые реки по отношению к ширине русла имеют более широкие поймы.

Кривые *1* и *2* на рис. 10-25 при избранной системе безразмерных координат должны начинаться в точке с координатами

$\frac{h_п}{h_{б.\,max}}=0$ и $\frac{Q_р}{Q_б}=1$. Далее, $\frac{Q_р}{Q_б}$ достигает минимального значения, после чего начинается восстановление пропускной способности русла; влияние поймы на $Q_р$ ослабевает. Восстановление расхода $Q_р$ до первоначального значения $Q_б$ соответствует пересечению кривых на рис. 10-25 с вертикальной осью при $\frac{Q_р}{Q_б}=1$. Таким образом, взаимодействие потока в русле и потока в пойме и его влияние на пропускную способность русла может быть с количественной стороны охарактеризовано безразмерными кривыми типа кривых рис. 10-25.

В изложенных расчетах использовались наибольшие глубины потока в русле $h_{б.\,max}$, так как для русла правильной формы связь между $h_{б.\,max}$ и $h_{б.\,ср}$ заранее известна.

Отметим, что используемое здесь понятие безразмерной глубины в пойме $\frac{h_п}{h_{б.\,max}}$ возникло в результате теоретического исследования формы живого сечения, что рассмотрено в § 30. Следовательно, безразмерную глубину воды в пойме можно обозначить $\frac{1}{\eta_*}$. Это понятие используется в настоящее время многими авторами. Для реки, где форма живого сечения очень сложная, предпочтительно принять $\frac{1}{\eta_*}=\frac{h_{п.\,ср}}{h_{б.\,ср}}$, понимая под $h_{п.\,ср}$ среднюю глубину в пойме в пределах ширины $b_{в.\,п}$.

Так как данные о величинах $b_{в.\,п}$ в условиях реки не всегда могут быть известны, то вместо $h_{п.\,ср}$ можно принять глубину воды над бровкой. В случае четко выраженной бровки такая глубина может оказаться даже более характерной, чем $h_{п.\,ср}$.

В свете изложенного о пропускной способности русла с поймой в работах [1, 67] был поставлен вопрос о соответствии формулы Шези случаю выхода потока на пойму. С. И. Агасиева и А. Ш. Барекян рассмотрели этот вопрос по результатам своих экспериментов [73].

В результате ими составлен график (рис. 10-26) в координатах $\frac{1}{1+\eta_*}$ и $\frac{C_р}{C_б}$. Под $C_р$ понимается коэффициент Шези основного русла, рассчитанный по следующей формуле:

$$C_р=\frac{v_р}{\sqrt{R_р I}},$$

где

$$R_р=\frac{\omega_р}{\chi_р+2h_п},$$

где $\chi_р$ — смоченный периметр русла.

По поводу методики вычисления $R_р$ возникает следующий вопрос. Нужно ли включать в длину смоченного периметра длину периметра на границе раздела руслового и пойменного потоков? Во-первых, эту границу надо обоснованно определить, во-вторых, в явлениях, происходящих при обтекании потоком твердых поверхностей и на сопряжениях двух потоков с разными скоростями, немало различий. Более удобно при обработке экспериментальных данных учитывать только длину смоченного периметра в пределах бровок русла. Отсюда появляется величина, занимающая промежуточное положение между средней глубиной потока и гидравлическим радиусом.

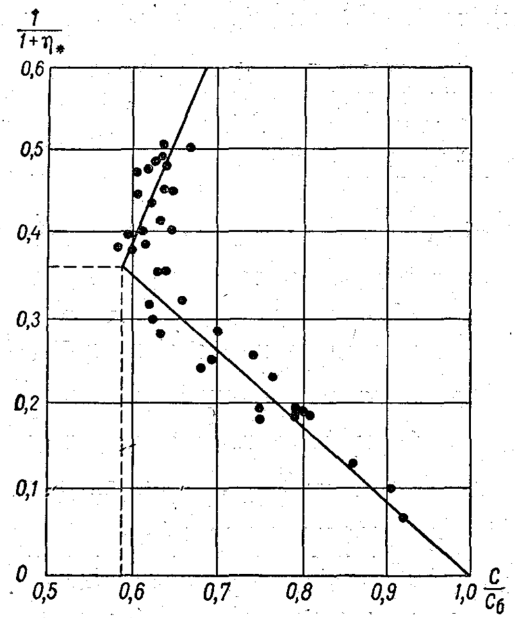


Рис. 10-26. Зависимость относительного коэффициента Шези $\frac{C_р}{C_б}$ от $\frac{1}{1+\eta_*}$, по данным ВНИИГиМ.

Коэффициент Шези $C_б$ вычислен по формуле

$$C_б = \frac{1}{n_{б.р}} R_б^{\frac{1}{6}},$$

где $n_{б.р}$ — коэффициент шероховатости русла при заполнении его до бровок; $R_б$ — гидравлический радиус русла при заполнении его до бровок.

На график (рис. 10-26) нанесены точки, полученные по опытам 1958 г. при $\frac{b_р}{B_п} = \frac{1}{6{,}15}$ и $n_{б.р}$, равных 0,011; 0,013; 0,016, и по опытам 1959 г. при $\frac{b_р}{B_п}$, равных $\frac{1}{3{,}1}$; $\frac{1}{6{,}8}$; $\frac{1}{11{,}2}$; $\frac{1}{15{,}0}$, и $n_{б.р} = 0{,}011$. Поскольку все точки сгруппировались таким образом, что не обнаружилось влияние $\frac{b_р}{B_п}$ и $n_{б.р}$ (в исследованных пределах), на рис. 10-26 все точки обозначены одинаково. Как видно, характер изменения $\frac{C_р}{C_б}$ такой же, как и $\frac{Q_р}{Q_б}$ (рис. 10-25).

При $\frac{1}{1+\eta_*}$, изменяющемся от 0 до 0,36, $\frac{C_р}{C_б}$ уменьшается, а далее увеличивается. Степень наибольшего уменьшения $C_р$ оказалась значительной, а именно, $\frac{C_б - C_{р.min}}{C_б} = 0{,}40$.

В работе [73] предложены следующие уравнения для $C_р$:

при $\frac{h_п}{h_п + h_{б.ср}} \leqslant 0{,}36$

$$C_р = C_б\left(1 - 1{,}15\frac{h_п}{h_п + h_{б.ср}}\right), \qquad (10\text{-}14)$$

при $0{,}50 > \frac{h_п}{h_п + h_{б.ср}} \geqslant 0{,}36$

$$C_р = C_б\left(\frac{0{,}87h_п + 0{,}42h_{б.ср}}{h_п + h_{б.ср}}\right). \qquad (10\text{-}15)$$

Последнюю формулу можно переписать в виде

$$C_р = C_б\left(0{,}42 + 0{,}45\frac{h_п}{h_п + h_{б.ср}}\right).$$

Введя в формулы (10-14) и (10-15) и в пределы их применения параметр η_*, получим:

при $\eta_* \geqslant 1{,}8$

$$C_р = C_б\left(1 - \frac{1{,}15}{1 + \eta_*}\right), \qquad (10\text{-}16)$$

при $1{,}0 < \eta_* \leqslant 1{,}8$

$$C_р = C_б\left(0{,}42 + \frac{0{,}45}{1 + \eta_*}\right). \qquad (10\text{-}17)$$

Итак, лабораторными экспериментами Г. В. Железнякова, а затем С. И. Агасиевой и других авторов со всей убедительностью доказано, что под влиянием кинематического эффекта пропускная способность русла снижается по сравнению с пропускной способностью при глубине $h_{б.ср}$, т. е. до выхода потока на пойму. Снижение продолжается до какого-то значения η'_*, а затем начинается восстановление пропускной способности русла. Отсюда ясно, что экстраполяция $C_р$ по уравнению типа (10-16) за пределы η'_* дала бы заниженные значения $C_р$, что недопустимо. Нельзя недооценивать роли кинематического эффекта в руслах с поймами, но вместе с тем преувеличивать его значение при больших глубинах воды в пойме по сравнению с глубинами в русле не следует с тем, чтобы не допустить необоснованное занижение расходов воды. Это может быть, как уже отмечено, если считать, что кинематический эффект во всем диапазоне η_* влияет на $\frac{C_р}{C_б}$ одинаково, т. е. подчиняется одной зависимости. Фактически приходится иметь дело с двумя зонами изменения $\frac{C_р}{C_б}$ в зависимости от $1/\eta_*$: первой зоне соответствует убывание $\frac{C_р}{C_б}$ с увеличением $\frac{1}{\eta_*}$, второй—возрастание. Отметим, что формулами (10-16) и (10-17) приближенно описывается характер расположения точек на рис. 10-26, так как переход из одной зоны в другую, должен происходить плавно,

что и подтверждается рис. 10-26. Следует иметь в виду, что, согласно экспериментальным данным, формула (10-17) имеет силу при $\frac{h_п}{h_п + h_{б.ср}} < 0{,}5$ (рис. 10-26), т. е. при $\eta_* > 1{,}0$.

Изложенное создало предпосылки для перехода к изучению пропускной способности русел с поймами в естественных условиях. Такие полевые работы были поставлены ГГИ, о результатах которых сообщается в статьях [77, 78].

Придавая исключительно большое значение натурным исследованиям взаимодействия руслового и пойменного потоков и высоко оценивая заслуги сотрудников отдела гидрометрии ГГИ и местных управлений Гидрометслужбы, проделавших сложный комплекс полевых работ на реках, мы с сожалением констатируем, что в статье [78] отсутствует исходный цифровой полевой материал (хотя бы основной). Это лишает возможности авторов, интересующихся данным вопросом, проанализировать полученные гидрометрические материалы. Полевые исследования производились на 7 реках, однако при составлении окончательных выводов Д. Е. Скородумов использовал данные только по 4 рекам, некоторые характеристики которых приводим в табл. 10-10.

Все приведенные данные относятся к наивысшим уровням, при которых производились гидрометрические работы. В статье имеются графики изменения гидравлических элементов потока, в том числе $C_р$ и $v_р$, в зависимости от уровня. Обращает на себя внимание весьма сложный характер изменения гидравлических элементов потока в зависимости от H, чего и следовало ожидать. Можно с уверенностью сказать, что и по более обширным, специально поставленным натурным данным подтверждается кинематический эффект безнапорного потока. В целом это явление в натурных условиях протекает сложнее. Сказывается влияние дополнительных факторов, которые в лабораторных условиях пока еще не рассматривались. Это прежде всего неравномерность движения воды при очень пестром рельефе дна поймы вблизи русла, создающая условия для перетекания воды с поймы в русло, и наоборот. Непараллельность осей русла и поймы и их искривление оказывают большое влияние на характер взаимодействия руслового и пойменного потоков. А если учесть, что выход потока на пойму происходит при неустановившемся движении воды, станет ясным, какой необходим обширный материал, чтобы подойти к формулированию практических рекомендаций по расчету движения воды в руслах с поймами.

Остановимся на наиболее существенных сторонах работы [78]. Выше уже отмечалось, что расширение потока — не единственная причина кинематического эффекта, что и подтвердилось. В работе [78] приведены графики $v_р = v_р(H)$ и $C_р = C_р(H)$,

Таблица 10-10

Данные о гидрометрических створах при изучении кинематического эффекта в натурных условиях (экспедициями ГГИ)

Река, пункт измерений, число гидростворов	$b_б$ м	$h_{б.ср}$ м	$B_п$ при H_{max} м		I %	$Q_р$, м³/сек	$\frac{Q_р}{Q}$	Примечание
			левая	правая				
Луга, Толмачево, 4	91,0	3,30	94,0	—	0,51—0,79	220	0,93	
	74,3	3,93	110	—		204	0,86	
	75,0	3,36	117	—		225	0,95	
	95,0	1,88	—	207		123	0,57	Данные при H_{max} в 1963 г.
Дон, Хованский, 4	264	7,05	1467	—	0,031—0,14	4820	—	В работе [78] данные приведены неполностью
						2730	0,68	
						2911	0,88	
Хопер, Бесплемяновский, 5	150	5,05	976	547	0,057—0,089	590	0,30	Данные 1963 г.
Ока, Калуга, 3	282	6,80	—	226	0,12—0,14	6612	0,90	Данные в работе [78] приведены неполностью (1963 г.)

на которых со всей очевидностью обнаруживается уменьшение $v_р$ и $C_р$ до выхода потока на пойму. Затем может быть возрастание этих величин и новое их уменьшение, но уже при выходе потока на пойму.

Заметим, что кинематический эффект в руслах до выхода потока на пойму по лабораторным данным не был констатирован. В этом заключается одно из возможных различий в кинематическом эффекте в лабораторных и натурных данных.

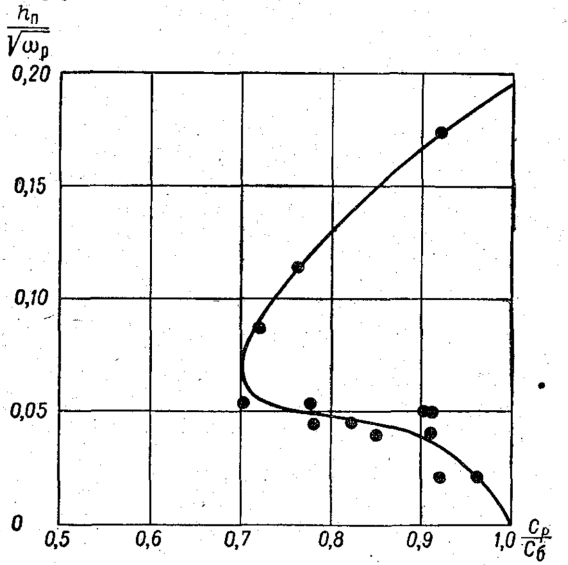


Рис. 10-27. Зависимость $\frac{C_р}{C_б}$ от $\frac{h_п}{\sqrt{\omega_р}}$, по натурным данным ГГИ (реки и гидростворы указаны в табл. 10-10).

Уменьшение $v_р$ до выхода потока на пойму подметил Л. Года [71] на четыре года раньше автора статьи [78].

Теперь мы обратимся к главному вопросу. Как же изменяется $\frac{C}{C_б}$ по данным натурных исследований при выходе потока на пойму? Приводим соответствующий график, заимствованный из статьи [78], но с более удобным расположением осей координат (рис. 10-27). По вертикальной оси этого графика вместо общепринятого отношения глубины воды в пойме $h_п$ к глубине $h_{б.ср}$, т. е. $\frac{1}{\eta_*}$ или $\frac{1}{1+\eta_*}$, отложено $\frac{h_п}{\sqrt{\omega_р}}$.

Параметр $\frac{1}{\eta_*}$ лучше характеризует взаимодействие руслового и пойменного потоков, что ясно, например, из опытов

И. П. Спицына. Но учитывая, что в реках с размываемым руслом между глубиной и шириной устанавливается определенное соотношение, можно считать, что $\sqrt{\omega_р}$ пропорционально средней глубине потока. Поэтому графики, построенные в координатах $\left(\frac{C_р}{C_б}, \frac{1}{\eta_*}\right)$ и $\left(\frac{C_р}{C_б}, \frac{h_п}{\sqrt{\omega_р}}\right)$, вообще сопоставимы с оговоркой, что для неразмываемых русел второй график рекомендовать не следует.

У параметра $\frac{1}{\eta_*}$ есть еще одно преимущество — он косвенно выражает и различия в скоростях русла и поймы, так как скорости пропорциональны глубинам.

На рис. 10-27 опытные точки обозначены одинаковыми знаками, так как не обнаруживаются какие-нибудь особенности в их группировке, если не считать того, что для створа ГМС на р. Луге получилось сравнительно низкое значение $\frac{C_р}{C_б} \approx 0{,}44$.

Если провести кривую (рис. 10-27) так, чтобы опытные точки группировались около нее, получим полное подтверждение по натурным данным установленного в работах [67 и 73] характера изменения пропускной способности русла с поймой.

Степень наибольшего уменьшения $C_р$ составляет

$$\frac{C_б - C_{р.\,min}}{C_б} \approx 0{,}30.$$

Напомним, что, по опытам ВНИИГиМ (рис. 10-26), получилось число 0,40, т. е. сходимость лабораторных и натурных данных удовлетворительная.

Рассматривая рис. 2-25, видим, что наибольшая степень уменьшения расходов, по опытам Г. В. Железнякова, составляет 0,32. Следовательно, по наибольшей степени уменьшения пропускной способности русла с поймой под влиянием кинематического эффекта обнаруживается удовлетворительная сходимость.

Все изложенное позволяет сделать вывод о необходимости при разработке способа расчета русел с поймами исходить из существования двух указанных выше зон изменения $\frac{C_р}{C_б}$. Возникает вопрос, а может ли вообще взаимодействие руслового и пойменного потоков протекать только по зависимости, характерной для первой зоны. Элементарные рассуждения и опыты отвечают на этот вопрос утвердительно, т. е. можно себе представить такой случай, когда не будет происходить восстановление пропускной способности русла. Это наблюдается, когда русло небольшое, а пойма большая и их оси пересекаются. С возрастанием угла их пересечения пропускная способность русла уменьшается.

В виде иллюстрации приводим результаты измерений автора статьи [79] на р. Луге. Оси русла и поймы, если смотреть по течению, пересекались под углом от 20 до 80° в зависимости от уровня воды. На рис. 10-28 приведен график в обычных координатах: $h_{п.б}$ — средняя глубина над бровками, $h_р$ — средняя глубина в русле. На этом рисунке видно, что в данном случае пропускная способность русла не восстанавливается.

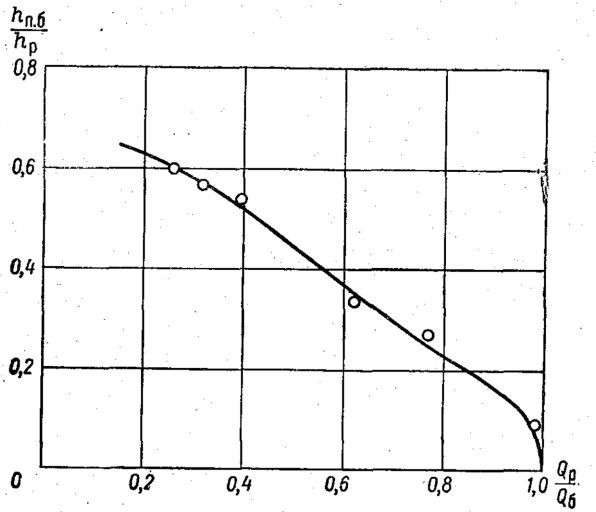


Рис. 10-28. Зависимость $\frac{Q_р}{Q_б}$ от $\frac{h_{п.б}}{h_р}$ для р. Луга — пос. Толмачево при пересечении осей поймы и русла, 1966 г.

Заканчивая на этом анализ опубликованных данных по изучению кинематического эффекта в руслах с поймами, отметим некоторые желательные направления дальнейших исследований: изучение пульсаций скоростей и давлений; влияние деформаций дна потока на кинематический эффект и влияние кинематического эффекта на транспорт наносов; образование кинематического эффекта при неравномерном и неустановившемся движении воды; влияние непараллельности и искривления осей русла и поймы.

Особый интерес может представлять изучение кинематического эффекта в условиях сжатия потока сооружениями мостового перехода, на что обращено внимание в работе [1]. При этом возникают следующие вопросы. Как изменяется пропускная способность подмостового русла при взаимодействии руслового и сжатого пойменного потоков? Если уменьшение пропускной способности русла окажется существенным, то какого следует

ожидать дополнительного увеличения подпора перед мостом? Очевидно, изменится и характер общего, сосредоточенного и местного размывов подмостовых русел в зоне влияния кинематического эффекта.

§ 43. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на транспорт донных наносов

Поскольку при взаимодействии руслового и пойменного потоков происходит перестройка их кинематики, это не может не повлиять на движение наносов. Поэтому еще в 1951 г., учитывая результаты работы [1], на Всесоюзном совещании работников русловых партий признано необходимым изучать влияние кинематического эффекта на режим наносов на гребнях перекатов, что нашло отражение в руководстве [80].

Для исследования влияния кинематического эффекта потока на транспорт донных наносов Г. В. Железняковым и В. С. Алтуниным в 1963—1965 гг. были поставлены на русловой площадке соответствующие эксперименты при размываемом русле [81]. С этой целью были построены две пространственные модели устойчивых участков реки.

Размеры моделей следующие: общая длина 21,4 м, длина рабочей части 10,0 м, ширина модельной реки с поймой $B=3{,}5$ м, ширина основного русла $b_р=0{,}3$ м. Форма русла прямоугольная. Глубина русла до бровок 0,12 м. Уклон дна русла и поймы $I=0{,}0012$. Пойма неразмываемая: бетонная для первой модели и из зацементированной гальки средним диаметром $d_{ср}=5{,}2$ мм для второй модели. Русло из люберецкого песка ($d_{ср}=0{,}24$ мм). Подача наносов в русло модельной реки производилась с мостика в начале русловой площадки мерным цилиндром через каждые 30 мин. опыта. В результате проведения нескольких опытов с одинаковым расходом воды устанавливался бытовой расход донных наносов (наблюдалось только грядовое движение). При этом соблюдался баланс, т. е. количество наносов, подаваемых в русло, в начале модели было равно количеству улавливаемых наносов в песколовке русловой площадки (средние отметки дна русла не изменялись). Измерения глубин и распределения скоростей показали, что на рабочем участке длиной 10 м наблюдалось равномерное движение воды. На середине этого участка изучалось распределение скоростей при выходе потока на пойму.

В результате проведения серии экспериментов были установлены гидравлические характеристики лабораторной реки. В табл. 10-11 приведены основные исходные данные.

При выходе потока на пойму средняя скорость потока в русле уменьшилась, т. е. наблюдался кинематический эффект, хотя и сравнительно с небольшим уменьшением скорости

Таблица 10-11

Расходы воды, глубины, средние скорости и расходы донных наносов в русле модельной реки

Расход воды, л/сек.			Глубина потока, см			Средняя скорость, см/сек.			Расход донных наносов в русле $G_р \cdot 10^4$ дм³/сек.
общий Q	в русле $Q_р$	на поймах $Q_п$	общая $h_{ср}$	в русле $h_{р.ср}$	на поймах $h_п$	общая v	в русле $v_р$	на поймах $v_п$	
Поток воды в русле до бровок									
3	3	—	4,8	4,8	—	21,2	21,2	—	0,56
5	5	—	6,6	6,6	—	25,6	25,6	—	0,83
10	10	—	10,4	10,0	—	32,5	32,5	—	1,67
12	12	—	12,2	12,2	—	35,2	35,2	—	2,50
Выход потока на бетонную пойму (первая модель)									
20	13,0	7,0	1,9	13,1	0,9	29,7	34,3	24,3	2,22
30	14,4	15,6	2,8	14,0	1,8	30,2	34,7	27,1	2,50
40	15,8	24,2	3,4	14,6	2,4	33,5	36,8	31,5	2,78
50	17,2	32,8	4,0	15,2	3,0	35,5	38,2	34,2	3,61
60	18,6	41,4	4,4	15,6	3,4	38,9	39,8	38,0	4,17
70	20,0	50,0	4,8	16,0	3,8	41,4	42,3	41,1	5,00
80	21,4	58,6	5,2	16,4	4,2	43,8	44,6	43,6	6,67
90	22,8	67,2	5,5	16,7	4,5	46,5	46,5	46,6	10,00
100	24,2	75,8	5,9	17,1	4,9	48,2	48,1	48,3	15,55
110	25,6	84,4	6,2	17,3	5,1	51,1	49,8	51,7	20,00
120	27,0	93,0	6,4	17,5	5,3	54,0	52,0	54,7	23,86
Выход потока на зацементированную с галькой пойму (вторая модель)									
13	12,8	0,2	1,4	12,8	0,6	25,7	33,9	1,0	2,22
20	14,5	5,5	3,0	14,2	2,0	19,0	34,6	8,6	2,22
30	15,4	14,6	3,7	14,9	2,7	23,2	35,1	16,9	2,50
40	16,3	23,7	4,4	15,6	3,4	26,0	35,4	21,8	2,78
50	17,3	32,7	5,1	16,3	4,1	28,1	35,9	25,1	3,33
60	18,1	41,9	5,7	16,9	4,7	29,8	36,2	27,8	3,89
70	19,0	51,0	6,4	17,6	5,4	31,1	36,5	29,5	4,72
80	19,9	60,1	7,1	18,3	6,1	32,1	36,9	30,8	5,83
90	20,8	69,2	7,8	19,0	6,8	32,8	37,2	31,8	7,22
100	21,7	78,3	8,4	19,6	7,4	33,9	37,4	33,0	8,33
110	22,6	87,4	9,2	20,3	8,1	34,5	37,6	33,7	10,00
120	23,5	96,5	9,9	21,0	8,8	34,9	37,9	34,1	13,88

(рис. 10-29). Здесь, как и в других опытах, при выходе потока на пойму образуется характерное для кинематического эффекта искривление кривой изменения средней скорости потока в русле в зависимости от отметки поверхности воды H.

Аналогичная по форме кривая получается и для расхода донных наносов в размываемом русле (рис. 10-29). При протекании потока воды в русле до бровок, т. е. при $Q=Q_б$, расход донных наносов $G_б \cdot 10^4=2{,}5$ дм³/сек., а при выходе потока на

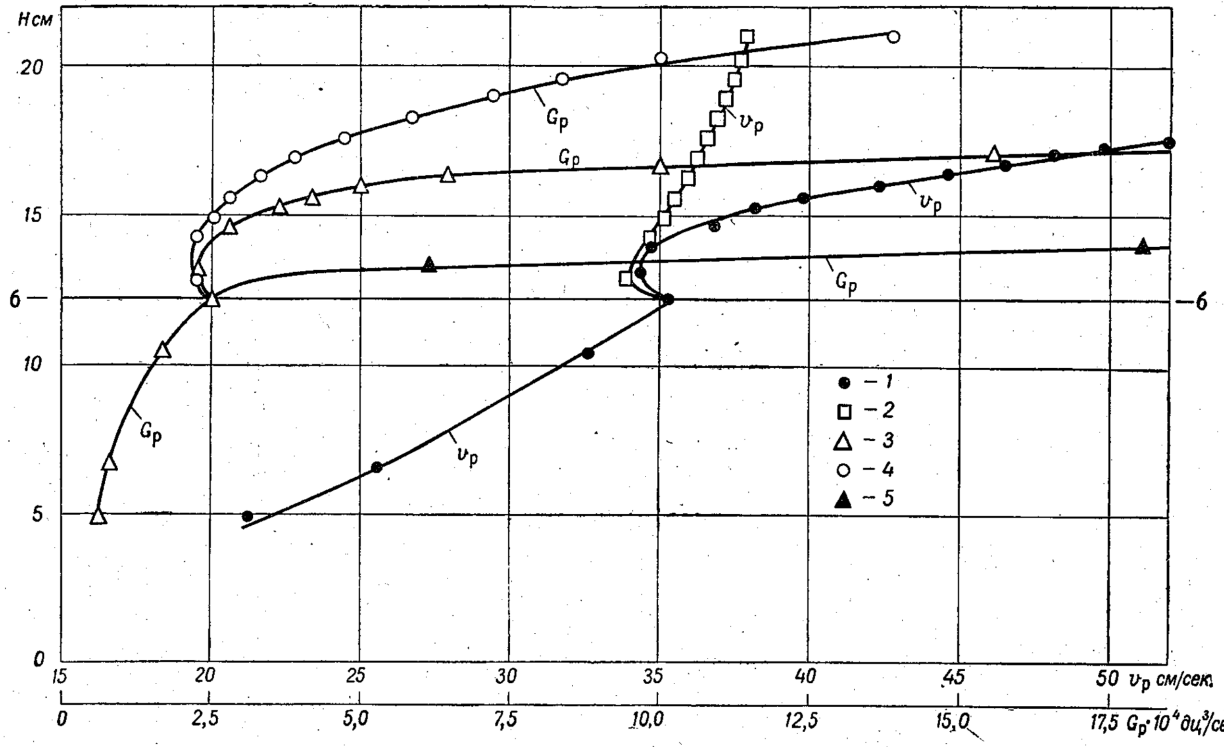


Рис. 10-29. Зависимость средней скорости потока в русле и расхода донных наносов G_p в русле от отметки поверхности воды H.

1 — первая модель; *2* — вторая модель; *3* — первая модель; *4* — вторая модель; *5* — плоский лоток.

первую и вторую модели поймы соответственно при $Q=13{,}0$ л/сек. и $Q=12{,}8$ л/сек. $G_р \cdot 10^4 = 2{,}22$ дм³/сек. Следовательно, происходит уменьшение расхода донных наносов соответственно уменьшению средней скорости потока в русле.

Интересно отметить, что кривая $G_р = G_р(H)$ для первой модели при $G_р \cdot 10^4 > 3{,}0$ дм³/сек. становится параллельной кривой расхода донных наносов $G_р$, если бы поток не выходил на пойму. Последняя кривая получена на основе отдельных опытов в гидравлическом лотке шириной 0,5 м и общей длиной 10 м; длина рабочей части 6 м. Дно лотка было сформировано из люберецкого песка с таким же уклоном, как и на русловой площадке, т. е. $I=0{,}0012$. В результате проведения нескольких опытов в лотке с глубинами, примерно равными глубинам $h_{р.\,ср}$ на пространственной модели (с поймами), и соблюдения баланса наносов определена зависимость расхода донных наносов $G_р$ от отметки поверхности воды H (рис. 10-29). Следовательно, получены $G_р$ в русле в условиях изоляции его от поймы, при этом $G_р$ пересчитывался с учетом ширины лотка 0,5 м на ширину русла $b_р=0{,}3$ м. Опыты с изоляцией руслового потока без наносов от пойменного описаны в § 40, в которых на бровках русла устанавливались стеклянные перегородки. В экспериментах с учетом транспорта наносов оказалось удобным по техническим причинам поставить измерения как изложено.

Для модели с менее шероховатой поймой транспортирующая способность потока в русле больше, чем для модели с более шероховатой поймой, что объясняется большей перестройкой поля скоростей и более интенсивным вихреобразованием во втором случае.

Для характеристики кинематического эффекта и его влияния на пропускную способность потока в русле в условиях его взаимодействия с пойменным потоком по данным настоящих опытов на рис. 10-30 построены кривые в координатах $\frac{h_п}{h_{р.\,ср}}$ и $\frac{v_р}{v_б}$.

Изменение транспортирующей способности потока под влиянием кинематического эффекта характеризуется безразмерными кривыми (рис. 10-31). Соответствующие данные приведены в табл. 10-12.

На основании проведенных экспериментальных исследований можно сделать следующие новые выводы.

При выходе потока на пойму может наблюдаться кинематический эффект потока и в размываемом русле.

В результате взаимодействия потоков русла и поймы уменьшается транспортирующая способность потока, что также подтверждается исследованиями Н. Б. Барышникова.

Таблица 10-12

Безразмерные: глубины в пойме, средние скорости в русле и расходы донных наносов в русле

Первая модель			Вторая модель		
$\frac{h_п}{h_{р.ср}}$	$\frac{v_р}{v_б}$	$\frac{G_р}{G_б}$	$\frac{h_п}{h_{р.ср}}$	$\frac{v_р}{v_б}$	$\frac{G_р}{G_б}$
0,07	0,98	0,89	0,05	0,96	0,89
0,13	0,98	1,00	0,14	0,98	0,89
0,16	1,04	1,11	0,18	0,99	1,00
0,20	1,08	1,44	0,22	1,00	1,11
0,22	1,13	1,67	0,26	1,02	1,33
0,24	1,20	2,00	0,28	1,03	1,56
0,26	1,27	2,67	0,31	1,04	1,89
0,27	1,32	4,00	0,33	1,05	2,33
0,28	1,36	6,22	0,36	1,06	2,89
0,29	1,42	8,00	0,38	1,06	3,33
0,30	1,48	9,55	0,40	1,07	4,00
			0,42	1,08	5,56

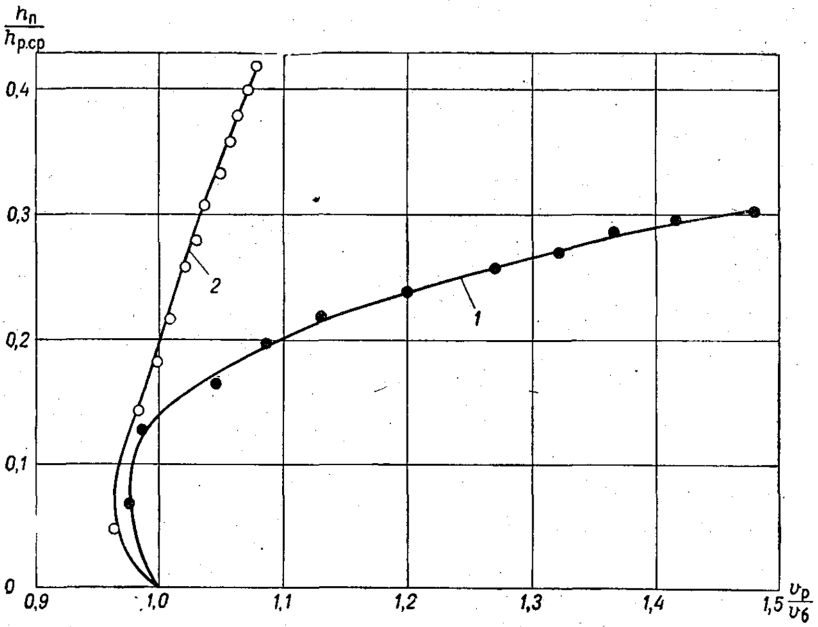


Рис. 10-30. Изменение средней относительной скорости потока в русле $\frac{v_р}{v_б}$ в зависимости от относительной глубины в пойме $\frac{h_п}{h_{р.ср}}$.

1 — первая модель; *2* — вторая модель.

По данным лабораторных экспериментов оказалось, что при $\frac{h_п}{h_{р.ср}} = 0{,}07$ для первой модели и $\frac{h_п}{h_{р.ср}} = 0{,}12$ для второй модели относительный расход донных наносов $\frac{G_р}{G_б}$ принимает ми-

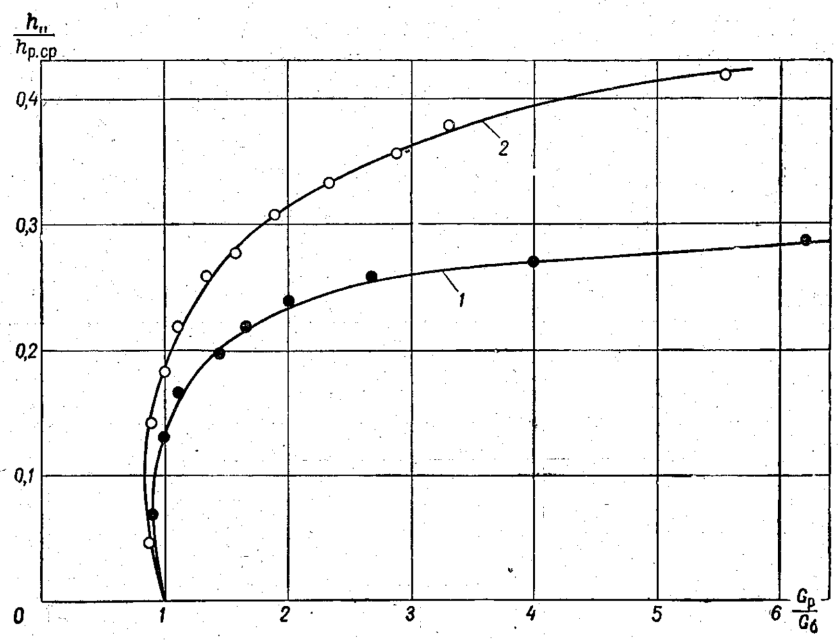


Рис. 10-31. Связь относительного расхода донных наносов $\frac{G_р}{G_б}$ с относительной глубиной в пойме $\frac{h_п}{h_{р.ср}}$.

1 — первая модель; *2* — вторая модель.

нимальное значение 0,9. При $\frac{h_п}{h_{р.ср}} = 0{,}13$ для первой модели и $\frac{h_п}{h_{р.ср}} = 0{,}18$ для второй модели $\frac{G_р}{G_б} = 1$, т. е. произошло восстановление расхода донных наносов до его значения перед выходом потока на пойму.

Изложенный опыт определения влияния кинематического эффекта на транспорт донных наносов должен быть продолжен и развит при других формах движения наносов (гладких фазах, образовании барханного рельефа дна и др. [82]).

§ 44. Влияние поймы на скорость движения паводочных волн

В речной гидравлике скорость движения паводочных волн $C_п$ необходима для расчета неустановившегося движения воды. В гидрометрии величины $C_п$ используются при построении графиков соответственных уровней, применяемых при переносе кривых расходов воды в расчетные створы, в гидрологических прогнозах и проч.

В ряде литературных источников справедливо констатируется возможность уменьшения скорости движения паводочных волн при выходе потока на пойму. Степень такого уменьшения изучена в работе [67]. При рассмотрении этого вопроса мы будем исходить из формулы для скорости распространения гребня волны паводка [83, 84].

В соответствии с определением неустановившегося движения жидкости имеем $Q=Q(L, t)$, откуда

$$dQ=\frac{\partial Q}{\partial L}dL+\frac{\partial Q}{\partial t}dt, \tag{10-18}$$

где L — длина потока; t — время.

Вводя обозначение $\frac{dL}{dt}=C_п$, последнее выражение перепишем в виде

$$\frac{dQ}{dt}=\frac{\partial Q}{\partial L}C_п+\frac{\partial Q}{\partial t}. \tag{10-19}$$

Если рассматривать наибольшую ординату гидрографа $Q=Q(t)$ в данном створе, чему соответствует наибольшая высота волны, имеем $\frac{dQ}{dt}=0$. Учитывая это, из выражения (10-19) найдем

$$C_п=\frac{-\frac{\partial Q}{\partial t}}{\frac{\partial Q}{\partial L}}. \tag{10-20}$$

Последнее уравнение преобразуем, используя дифференциальное уравнение неразрывности

$$\frac{\partial \omega}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial L}=0.$$

Из этого уравнения найдем

$$\frac{B\,\partial H}{\partial t}=-\frac{\partial Q}{\partial L}. \tag{10-21}$$

Так как $Q=Q(H)$, можно написать

$$\frac{\partial Q}{\partial t}=\frac{\partial Q}{\partial H}\cdot\frac{\partial H}{\partial t}. \tag{10-22}$$

Учитывая формулы (10-21) и (10-22), выражение (10-20) приводим к виду

$$C_{\text{п}} = \frac{-\frac{\partial Q}{\partial H}\cdot\frac{\partial H}{\partial t}}{-\frac{B}{\partial t}\frac{\partial H}{}} = \frac{\partial Q}{B\,\partial H} = \frac{\partial Q}{\partial \omega}. \qquad (10\text{-}23)$$

Производная $\frac{\partial Q}{\partial \omega}$ иногда называется быстротой расхода воды.

Учитывая, что $Q = v\omega$, из выражения (10-23) получим

$$C_{\text{п}} = v + \omega\frac{\partial v}{\partial \omega}. \qquad (10\text{-}24)$$

Удобный формой записи выражения (10-24) для его анализа является

$$K_{\text{п}} = \frac{C_{\text{п}}}{v} = 1 + \frac{\frac{\partial v}{B\,\partial H}}{\frac{v}{\omega}}. \qquad (10\text{-}25)$$

Из этого уравнения видно, что при

$$\frac{\partial v}{\partial H} = 0 \quad K_{\text{п}} = 1,$$

$$\frac{\partial v}{\partial H} > 0 \quad K_{\text{п}} > 1,$$

$$\frac{\partial v}{\partial H} < 0 \quad K_{\text{п}} < 1.$$

Последний случай соответствует выходу потока на пойму, что хорошо иллюстрируется рис. 10-32. В соответствии с этим, а также допуская $\frac{\partial v}{\partial H} = \frac{\Delta v}{\Delta H}$, уравнение (10-25) запишем в виде

$$K_{\text{п}} = 1 - \frac{\frac{\Delta v}{v}}{\frac{\Delta H}{h_{\text{ср}}}}, \qquad (10\text{-}26)$$

где $\frac{\Delta v}{v}$ — относительное изменение скорости v; $\frac{\Delta H}{h_{\text{ср}}}$ — относительное изменение уровня H; $h_{\text{ср}} = \frac{\omega}{B}$ — средняя глубина при уровне H.

Имея кривые изменения средних скоростей от уровня, можно рассчитать значения $K_{\text{п}}$ при разных уровнях. С практической точки зрения важно знать среднее значение $K_{\text{п}}$ для всего интервала уровней, отвечающих выходу потока на пойму. Методика расчета $K_{\text{п}}$ иллюстрируется рис. 10-32. Приращения ΔH и Δv определяются по точкам перегиба (при $K_{\text{п}} = 1$) на кривой средних скоростей.

Для вычисления относительного изменения скорости $\frac{\Delta v}{v}$ величина v отсчитывается по кривой средних скоростей на середине интервала Δv, т. е. в точке перегиба кривой (рис. 10-32). Аналогичным образом находится H, а затем ω и B при уровне H из профиля живого сечения. Расчет коэффициентов $K_п$ по натурным данным приведен в табл. 10-13. К сожалению, детальные натурные гидрометрические данные при выходе потока на пойму крайне немногочисленны, что объясняется трудностями производства работ в поймах рек.

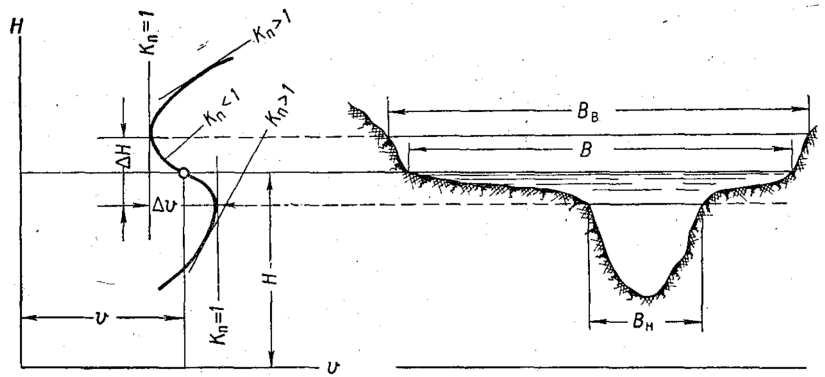


Рис. 10-32. Схема изменения $K_п$ в зависимости от уровня H при выходе потока на пойму.

Для характеристики степени изменения ширины русла в пределах амплитуды уровня ΔH подсчитаны отношения $\frac{B_н}{B_в}$ (табл. 10-13). Ширины $B_н$ и $B_в$ показаны на рис. 10-32. Среднее значение $K_п \approx 0{,}5$. Таким образом, скорость распространения волны половодья при выходе потока на пойму может быть существенно меньше средней скорости потока.

В дальнейших исследованиях желательно установить зависимость коэффициента $K_п$ от факторов, на него влияющих. Среднему значению $K_п \approx 0{,}5$ соответствует приблизительно среднее значение $\frac{B_н}{B_в} \approx 0{,}3$, однако этот вопрос, а также и вопрос о колебаниях $K_п$ нуждается в изучении на основе специально поставленных полевых исследований.

При рассмотрении натурных данных обращает на себя внимание факт несовпадения отметки, при которой $\frac{dv}{dH} = 0$ (при выходе потока на пойму), с отметкой бровки русла, что в первую очередь объясняется неравномерностью движения воды в реках. В связи с этим следует, по-видимому, различать геометрическую

Таблица 10-13

Расчет $K_п$ при выходе потока на пойму

Река	Гидрометрический створ	Год	H см над «0» графика	Δv м/сек.	v м/сек.	$\frac{\Delta v}{v}$	ω м²	B м	$h_{ср}$ м	ΔH м	$\frac{\Delta H}{h_{ср}}$	$\frac{\frac{\Delta v}{v}}{\frac{\Delta H}{h_{ср}}}$	$K_п$	$B_н$ м	$B_в$ м	$\frac{B_н}{B_в}$
Шоша	Хлопово-Городище	1952	350	0,32	0,53	0,61	47,9	34,0	1,41	2,40	0,70	0,87	0,13	14,0	63,0	0,22
Ильдь	Спас-Ильдь	1948	400	0,18	0,66	0,27	43,6	31,5	1,39	1,20	0,86	0,32	0,68	19,0	73,0	0,26
Ока	Кашира	1941	700	0,14	0,94	0,15	3329	700	4,76	1,50	0,32	0,47	0,53	380	1080	0,35
Упа	Орлово	1952	930	0,25	0,87	0,29	817	296	2,76	3,20	1,16	0,25	0,75	84	360	0,23
Пустынка	Молохово	1947	510	0,08	0,46	0,17	64,8	50,0	1,30	0,40	0,31	0,55	0,45	42	68	0,62
Москва	Звенигород	1929	710	0,14	0,96	0,15	1125	640	1,76	0,80	0,46	0,33	0,67	175	740	0,24
Москва	Павшино	1926	730	0,20	1,20	0,17	1079	670	1,61	0,50	0,31	0,55	0,45	160	705	0,23
Сура	Кодышево	1947	950	0,62	0,68	0,91	1840	1270	1,45	2,00	1,38	0,66	0,34	610	1480	0,41

бровку русла и гидравлическую, т. е. отметку, при которой $\frac{dv}{dH} = 0$.

Поставленный в статье [67] вопрос получил интересное развитие в исследовании Н. Н. Федорова [85]. Автор воспользовался весьма обстоятельными натурными данными ГГИ по изучению попускных волн на р. Тверце [30]. Отметим, что данные, приведенные в статье [67], относятся к естественным половодьям, а данные, приведенные в статье [85], — к искусственным паводкам. Использованные Федоровым материалы приведены в табл. 10-14.

Таблица 10-14

Характеристики попусков на участках р. Тверцы с развитыми поймами

№ попуска	Расход, м³/сек.	Продолжительность попуска, час.	Данные о затоплении поймы и особенностях попусков
4	110	7	Попуск по опорожненной пойме
5	120	3	Попуск по почти опорожненной пойме с предшествующим $Q = 20$ м³/сек. при длительности более суток
8	120	более 2 суток	Увеличение Q началось с 30 м³/сек. Гидрограф ступенчатый
9	110	7	Попуск по пойме, не успевшей опорожниться

Нумерация попусков соответствует их описанию в работе [30].

В результате были подсчитаны $K_п = \frac{C_п}{v}$ и осредненные по длине участков реки характеристики русла и поймы, приведенные в табл. 10-15.

Таблица 10-15

Значения $K_п$ и характеристики участков р. Тверцы во время попусков на участках с развитыми поймами

Участок между створами	% попуска	$K_п = \frac{C_п}{v}$	$B_р$ м	B м	$h_{р.\,max}$ м	$h_п$ м	$\frac{h_{р.\,max}}{h_п}$	$\frac{B_р}{B}$
III—IV	4	1,29	44	180	3,50	0,59	5,9	0,24
	5	0,92	44	146	3,20	0,34	9,4	0,30
	8	2,15	44	332	4,20	1,20	3,5	0,13
	9	1,90	44	278	3,80	0,85	4,5	0,16
IV—V	4	0,83	43	76	2,80	0,34	8,2	0,57
	5	1,10	43	59	2,50	0,15	16,7	0,73
	9	1,37	43	199	3,25	0,64	5,1	0,22
V—VI	4	0,76	42,5	88,5	3,10	0,26	11,9	0,48
	5	1,04	42,5	65,5	2,80	0,12	23,3	0,65
	9	0,84	42,5	169,5	3,50	0,64	5,5	0,25

Параметры $K_п$ подсчитаны так же, как в работе [83], т. е. скорость $C_п$ определялась по времени пробега гребня волны и расстоянию между створами. За средние скорости потока на участках v принимались полусуммы средних скоростей в живых сечениях, ограничивающих участок.

Обнаружилось, что кривая $K_п = K_п\left(\frac{B_р}{B}\right)$ имеет явно выраженный минимум при $\frac{B_р}{B} = 0{,}4 \div 0{,}5$. Хотя данные Железнякова относятся к рекам с очень большим диапазоном их размеров и иначе подсчитаны $K_п$, они качественно совпадают с достаточно точными данными Федорова. Здесь мы имеем в виду характер изменения $K_п$ от $\frac{B_р}{B}$. Обнаруживается также минимум и на кривой $K_п = K_п\left(\frac{h_{р.\,max}}{h_п}\right)$, но менее выраженный при $\frac{h_{р.\,max}}{h_п} = 4 \div 7$.

Н. Н. Федоров отмечает, что наличие минимума на указанных кривых, с физической точки зрения, представляется не вполне ясным. Но теперь уже известно, насколько сложен процесс взаимодействия руслового и пойменного потоков при установившемся движении воды, чему были посвящены § 37—43. Мы думаем, что изучение кинематического эффекта в руслах с поймами при неустановившемся движении воды может дать важный материал для определения природы изменения $K_п$ при выходе потока на пойму.

§ 45. Пропускная способность поймы как естественного водосброса

В предыдущих параграфах рассматривалось взаимодействие руслового и пойменного потоков при отсутствии каких-нибудь сооружений, могущих изменить указанное взаимодействие. Сооружения могут быть расположены в поперечном, продольном или косом направлениях по отношению к потоку. Типичным случаем продольных сооружений являются дамбы обвалования. Они изменяют соотношение $\frac{b_р}{B_п}$. При рассмотрении кинематического эффекта влияние $\frac{b_р}{B_п}$ на него учитывалось. Поперечные сооружения могут быть расположены таким образом, что вся или значительная часть поймы перекрывается и весь поток пропускается через основное русло или русло и часть поймы. Это типичный случай расположения сооружений мостовых переходов. Возникающие при этом явления отчасти рассмотрены в статьях [86, 87].

Поперечные сооружения могут полностью перекрывать русло. Тогда весь поток проходит по пойме. Следовательно, пойма

в этом случае играет роль естественного водосброса. Именно этот случай и будет рассмотрен в настоящем параграфе по следующим причинам. Изучая кинематический эффект в руслах с поймами, мы видели, что наличие больших градиентов скоростей в поперечном направлении в общем приводит к уменьшению пропускной способности русла. Причиной больших градиентов скоростей был выход потока на пойму и в отдельных

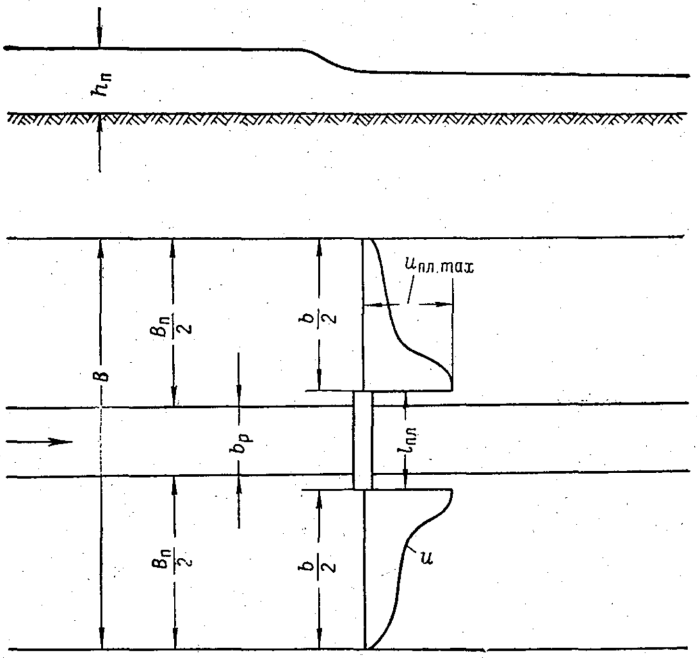


Рис. 10-33. Схема работы поймы как естественного водосброса.

случаях резкое изменение шероховатости дна потока (при относительно небольшом увеличении ширины потока).

Возникает вопрос, а изменяется ли пропускная способность живого сечения потока, если большие градиенты скоростей в направлении его ширины были вызваны искусственным путем. Одним из возможных достаточно типичных случаев как раз и является случай пропуска всего потока через пойменное русло (рис. 10-33). При этом основное русло перекрыто глухой плотиной, длина которой $l_{пл} \geqslant b_р$. За счет сжатия потока нарушается естественное распределение скоростей в пойме. Вблизи плотины скорости достигают наибольших значений $u_{пл.max}$, уменьшаясь постепенно, как показано схематически на рис. 10-33. Главным дополнительным фактором движения воды в рассматриваемом случае является наличие подпора.

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 $h_{ср}^{3/2}$; это также вытекает из уравнения Шези.

Записывая уравнение для расхода воды, как в случае движения воды над водосливом, легко подметить пропорциональность Q величине $h_{п}^{3/2}$. Из этого следует, что основным фактором, влияющим на удельный расход воды $q = \frac{Q}{b}$ в двух указанных крайних случаях, является $h_{ср}^{3/2}(h_{п}^{3/2})$. Общее выражение для q можно написать в виде

$$q = Mh_{п}^{3/2}, \qquad (11\text{-}27)$$

где по отношению к первому случаю (равномерное движение в открытом русле)

$$M = M(n,\ h_{п},\ I) = C\sqrt{I},$$

ко второму (движение воды над водосливом с широким порогом при нулевой высоте порога)

$$M = \sqrt{2g}\,M(h_{п},\ b,\ B) = m_0\sqrt{2g},$$

где C — коэффициент Шези; m_0 — коэффициент расхода водослива.

В качестве расчетной формулы принимаем

$$Q = m_0 b\sqrt{2g}\,h_{п}^{3/2}, \qquad (10\text{-}28)$$

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 влияют шероховатость поймы и уклон I. С увеличением шероховатости m_0 уменьшается; с ростом уклона I m_0

увеличивается. Поэтому коэффициенту m_0, в отличие от коэффициента расхода водослива, было присвоено название коэффициента расхода естественного водосброса [4].

С целью изучения этих коэффициентов Железняковым были поставлены эксперименты на той же русловой площадке и при тех же параметрах потока, что и при изучении кинематического эффекта в руслах с поймами (§ 38). Основное русло перекрывалось плотинами двух типов: шпунтовой и с откосами в девяти различных вариантах исполнения. Отношение длины плотины $l_{пл}$ к ширине русла $b_р$ было различным (от 1,0 до 1,5).

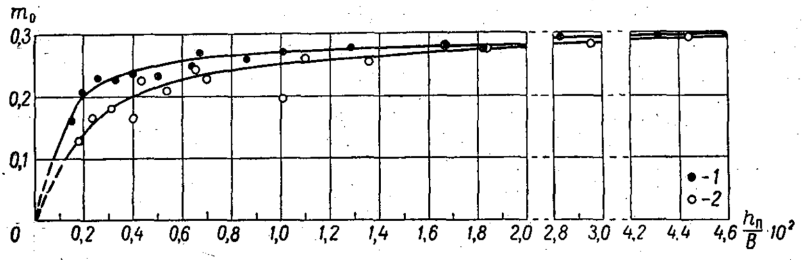


Рис. 10-34. Зависимость коэффициента расхода естественного водосброса от $\frac{h_п}{B}$ (плотина с откосами).

1 — первая шероховатость поймы при $I=0{,}001$; *2* — вторая шероховатость поймы при $I=0{,}001$.

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 $\frac{h_п}{B}$, т. е. отношение глубины воды в пойме к ширине потока B в верхнем бьефе (рис. 10-33). Влияние этого параметра на m_0 наиболее ощутимо при $\frac{h_п}{B} < 0{,}02$. Пример зависимости m_0 от $\frac{h_п}{B}$ приведен на рис. 10-34.

При $\frac{h_п}{B} < 0{,}02$ m_0 уменьшается, приближаясь к нулевому значению, следовательно, удельный расход воды q при $\frac{h_п}{B} < 0{,}02$ уменьшается не только за счет снижения глубины $h_п$, но и под влиянием других факторов, к числу которых относится относительная шероховатость, увеличивающаяся с уменьшением глубины $h_п$.

Обращают на себя внимание существенно меньшие (в среднем на 20%) значения m_0 $\left(\text{при } \frac{b_р}{B_п} > 0{,}02\right)$ по сравнению с водосливом для широкого порога.

2. Чем больше шероховатость поймы, тем меньше m_0, что и понятно. Это видно из расположения графиков на рис. 10-34.

3. Чем больше уклон I, тем больше m_0.

Принимая в качестве основных зависимости m_0 от $\frac{h_п}{B_п}$ при второй шероховатости поймы, получены следующие формулы: для поймы со шпунтовой плотиной в русле

$$m_0 = \frac{1}{3{,}58 + \frac{0{,}0013}{\left(\frac{h_п}{B}\right)^{1{,}3}}}, \qquad (10\text{-}29)$$

для поймы с плотиной (с откосами) в русле

$$m_0 = \frac{1}{3{,}50 + \left(\frac{0{,}0012}{\frac{h_п}{B}}\right)^{1{,}3}}. \qquad (10\text{-}30)$$

Практически можно считать, что при $\frac{h_п}{B} \geqslant 0{.}03$ $m_0 = 0{,}28$.

Рассмотрим теперь некоторые особенности распределения скоростей в пойме. С этой целью подсчитаны относительные наибольшие скорости в пойме (рис. 10-33)

$$\varphi = \frac{u_{пл.\,max}}{v_в},$$

где

$$v_в = \frac{Q}{h_п b}.$$

Анализ величин φ позволил установить, что φ зависит от безразмерного параметра $\frac{b^2}{h_п B}$. В виде примера на рис. 10-35 приведена такая связь. Как видно, φ могут достигать больших значений, т. е. имеет место большая неравномерность в распределении скоростей. В общем виде рассматриваемая зависимость может быть выражена в виде формулы

$$\frac{u_{пл.\,max}}{v_в} = \frac{A_1 + A_2\left(\frac{b^2}{h_п B}\right)^{1{,}2}}{A_1 + (A_2 - 1)\left(\frac{b^2}{h_п B}\right)^{1{,}2}}, \qquad (10\text{-}31)$$

где $A_2 = 1{,}63$; $A_1 = 100$ для шпунтовой плотины и $A_1 = 21$ для плотины с откосами.

Поскольку величина φ характеризует неравномерность распределения скоростей в пойме (в створе плотины), представляет интерес рассмотрение вопроса о влиянии φ на коэффициент m_0.

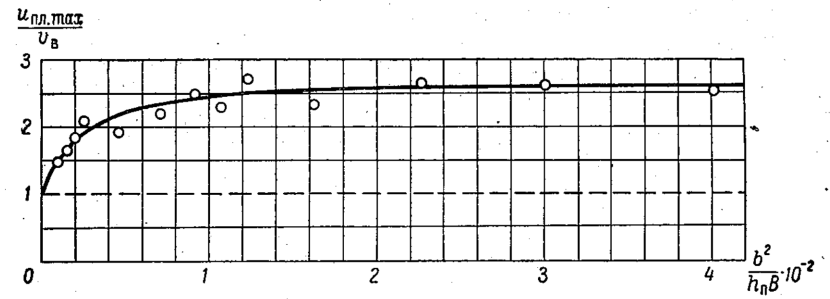


Рис. 10-35. Зависимость φ от $\frac{b^2}{h_п B}$ для поймы с плотиной в русле (вторая шероховатость поймы, плотина с откосами).

С этой целью на рис. 10-36 построен график функции $m_0 = m_0(\varphi)$. С увеличением φ m_0 уменьшается. Следовательно, чем больше

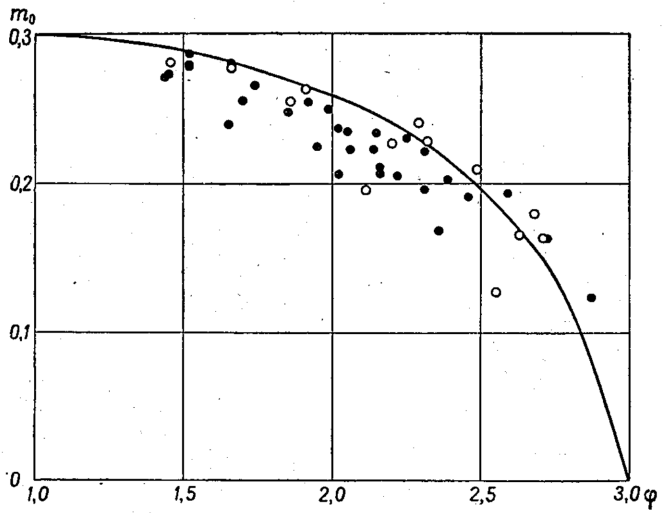


Рис. 10-36. График связи $m_0 = m_0(\varphi)$.

степень неравномерности распределения скоростей в пойме, тем меньше ее пропускная способность.

Зависимость m_0 от φ выразим в форме эллипса. Соответствующее расчетное уравнение имеет вид

$$m_0 = 0{,}3\sqrt{1 - \frac{(\varphi - 1)^2}{4}}. \qquad (10\text{-}32)$$

Параметры этого уравнения подобраны таким образом, что кривая на рис. 10-36 является приблизительно огибающей по отношению к опытным точкам. Это дает возможность производить расчет $u_{\text{пл. max}}$ и пропускной способности поймы с некоторым запасом.

Итак, мы имеем возможность констатировать, 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.

Глава XI

ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ЗАВИСИМОСТИ УРОВНЕЙ ОТ РАСХОДОВ ВОДЫ РЕЧНОГО ПОТОКА

Вопрос о гидравлическом обосновании методов гидрометрии, как известно, широко поставлен в работе [1]. С момента опубликования работы [1] прошло уже немало времени. Полезность такого подхода при решении различных задач гидрометрии теперь считается бесспорной.

В настоящей главе рассматривается гидравлическое обоснование методов определения связи между уровнями и расходами воды речного потока. При этом мы не будем излагать различные приемы построения $Q=Q(H)$, хорошо освещенные в литературе по гидрометрии. Здесь рассматривается основное уравнение движения воды в открытых руслах, которое может быть использовано во всех методиках построения и экстраполяции $Q=Q(H)$. Затем приводятся формулы для коэффициента Шези речного потока. В конце главы дано развитие способов линеаризации $Q=Q(H)$, что необходимо для экстраполяции этой зависимости до высоких и проектных уровней воды.

§ 46. Обобщенное уравнение расхода воды

Наиболее сложная форма движения воды (неустановившееся движение) наблюдается в реках. Уравнение неустановившегося движения имеет вид

$$I=\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial L}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right)+\frac{Q^2}{K^2}, \qquad (11\text{-}1)$$

где I — уклон свободной поверхности воды; $K=C\omega\sqrt{R}$ — расходная характеристика.

Заменяя гидравлический радиус R на среднюю глубину потока $h_{ср}$ и вводя в уравнение параметр формы β_*, из выражения (11-1) найдем

$$Q=\beta_* C\omega\sqrt{h_{ср}\left[I-\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}-\frac{\partial}{\partial L}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right)\right]}. \qquad (11\text{-}2)$$

Это и есть наиболее общее уравнение расхода воды. Ввиду малости локальной производной скорости $\frac{\partial v}{\partial t}$ уравнение (11-2) можно записать в виде

$$Q = \beta_* C\omega \sqrt{h_{\text{ср}}\left[I - \frac{\partial}{\partial L}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right)\right]}. \qquad (11\text{-}3)$$

Если не учитывать и конвективную производную скорости $\frac{\partial v}{\partial L}$, уравнение (11-3) превращается в уравнение равномерного движения жидкости

$$Q = \beta_* C\omega \sqrt{h_{\text{ср}} I}. \qquad (11\text{-}4)$$

Особенностью приведенных уравнений расхода воды является учет с помощью параметра β_* неравномерности распределения глубин по ширине потока [1, 22, 28].

Представляется целесообразным ввести в уравнение расхода аналогичный параметр формы, учитывающий неравномерность распределения глубин и по длине потока. С этой целью запишем уравнение установившегося неравномерного плавноизменяющегося движения воды в конечных разностях

$$\Delta z = Q^2\left[\frac{1}{2g}\left(\frac{\alpha_{m+1}}{\omega_{m+1}^2} - \frac{\alpha_m}{\omega_m^2}\right) + \frac{L}{\overline{K}^2}\right], \qquad (11\text{-}5)$$

где Δz — падение уровня воды на длине потока L; α_{m+1} и α_m — коэффициенты Кориолиса соответственно в живых сечениях ω_{m+1} (ниже по течению) и ω_m; $\overline{K}$ — осредненное значение расходной характеристики в пределах данного участка.

Если принять $\alpha_{m+1} = \alpha_m = \alpha$, получим из формулы (11-5)

$$\Delta z = Q^2\left[\frac{\alpha}{2g}\left(\frac{1}{\omega_{m+1}^2} - \frac{1}{\omega_m^2}\right) + \frac{L}{\overline{K}^2}\right]. \qquad (11\text{-}6)$$

Пренебрегая членами, учитывающими скоростной напор, из выражения (11-6) получим

$$\Delta z = Q^2 \frac{L}{\overline{K}^2}. \qquad (11\text{-}7)$$

Это упрощенное уравнение неравномерного движения широко используется в речной гидравлике, поэтому можно принять его и для решения гидрометрических задач.

В соответствии с предложением Н. Н. Павловского

$$\frac{L}{\overline{K}^2} = \int_{L_1}^{L_2} \frac{dl}{K_l^2},$$

или иначе

$$\frac{L}{\overline{K}^2}=\sum_1^N\frac{l_i}{C_i^2\omega_i^2R_i},\qquad(11\text{-}8)$$

где

$$C_i=\frac{1}{n}R_i^y,$$

N — число сечений на участке реки.

Параметр формы, учитывающий неравномерность распределения глубин по длине потока (изменчивость поперечных сечений), обозначим через β'_*.

Формула для β'_*, по предложению С. Ф. Аверьянова [89], может быть выведена следующим образом. Запишем уравнение для расхода воды с учетом осредненных элементов движения и по длине

$$Q=\beta_*\beta'_*\overline{C}\overline{\omega}\sqrt{\overline{h}_{\text{ср}}I}.\qquad(11\text{-}9)$$

С. Ф. Аверьянов ввел в рассмотрение следующие безразмерные элементы потока:

$$\lambda_i=\frac{l_i}{L},\quad \varphi_i=\frac{\overline{\omega}}{\omega_i},\quad \eta_i=\frac{\overline{h}_{\text{ср}}}{h_{\text{ср}.i}}.$$

При этом выполняется $\sum_1^N\lambda_i=1$.

Считая, что коэффициенты шероховатости n имеют одинаковые значения для любого на участке сечения и для осредненного сечения и что $R\approx h_{\text{ср}}$, получим

$$\frac{C_i}{\overline{C}}=\frac{h_{\text{ср}.i}^y}{\overline{h}_{\text{ср}}^y}=\frac{1}{\eta_i^y},$$

откуда

$$C_i^2=\frac{\overline{C}^2}{\eta_i^{2y}}.$$

Формулу (11-8) теперь можно записать в таком виде:

$$\frac{1}{\overline{K}^2}=\sum_1^N\frac{\lambda_i\eta_i^{1+2y}\varphi_i^2}{\overline{C}^2\overline{\omega}^2\overline{h}_{\text{ср}}}.\qquad(11\text{-}10)$$

Сравнивая формулы (10-9) и (11-10), найдем

$$\beta'_*=\frac{1}{\sqrt{\sum_1^N\lambda_i\eta_i^{1+2y}\varphi_i^2}}.\qquad(10\text{-}11)$$

При $y=\frac{1}{6}$ получим

$$\beta_*'=\frac{1}{\sqrt{\sum_1^N \lambda_i \eta_i^{4/3}\varphi_i^2}}. \qquad (11\text{-}12)$$

Если принять одинаковые расстояния между сечениями, то $l_i=\frac{L}{N}$ и формула (11-12) принимает вид

$$\beta_*'=\sqrt{\frac{N}{\sum_1^N \eta_i^{4/3}\varphi_i^2}}. \qquad (11\text{-}13)$$

Для призматических русел $\lambda_i=1$, $\varphi_i=1$, $\eta_i=1$ и $\beta_*'=1$. Осредненная площадь живого сечения ω, строго говоря, есть отношение объема воды на участке к площади зеркала воды, а $\bar{h}_{ср}$ — отношение $\bar{\omega}$ к средней ширине $\bar{B}$. Последняя величина представляет собой отношение площади зеркала воды к длине участка L.

Приближенно можно считать $\bar{\omega}=\frac{1}{N}\sum_1^N \omega_i$ и $\bar{h}_{ср}=\frac{1}{N}\sum_1^N h_{ср.\,i}$.

§ 47. Формулы для определения коэффициента Шези речного потока

Трудно перечислить все многочисленные исследования, связанные с разработкой вопроса о формуле для коэффициента Шези. Их очень много. Однако подавляющая часть формул составлена на основе лабораторных экспериментов с напорными потоками (что проще в методическом отношении). Имеется немало формул для коэффициента Дарси λ, которые явились результатом различного алгебраического оформления формул, составленных на основе одних и тех же исходных опытных данных. Для коэффициента Шези наиболее популярна формула Н. Н. Павловского. Уже давно ее стали применять в самых различных случаях, выходя за пределы элементов потока, которые и не предусматривались ее автором. Структура формулы Павловского удобна при решении подавляющего большинства задач, где требуется выразить скорость или расход в функции глубины.

Как это не удивительно, но вот уже на протяжении около четверти века почти не уделяется внимания разработке шкал коэффициентов шероховатости n. Недостаточно используются гидрометрические данные, относящиеся к рекам и каналам, для

разработки формул коэффициента C. Но с точки зрения речной гидравлики и гидрометрии, это один из важных вопросов.

В настоящем параграфе рассматриваются только те наиболее новые работы, в которых авторы пользуются натурными гидрометрическими данными.

Логарифмические формулы для коэффициента Шези. Как известно, полуэмпирические теории турбулентности для квадратичной области сопротивления позволяют формулу для коэффициента Дарси λ привести к виду [90]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{1}{k\sqrt{8}} \ln \frac{aR}{\Delta},$$

или

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{2{,}3}{k\sqrt{8}} \lg \frac{aR}{\Delta}. \qquad (11\text{-}14)$$

Специфика шероховатости стенок учитывается величиной $\frac{a}{\Delta}$, где с помощью Δ отражается абсолютная шероховатость, а величиной a — форма шероховатости.

Учитывая, что из формулы (2-37) $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{C}{\sqrt{8g}}$, формулу (11-14) запишем в виде

$$C = \frac{2{,}3\sqrt{g}}{k} \lg \frac{aR}{\Delta}. \qquad (11\text{-}15)$$

Считая надежными существующие шкалы коэффициентов шероховатости n, И. И. Агроскин предложил ввести в эту формулу коэффициент шероховатости n следующим образом.

Если обозначить $\lg \frac{a}{\Delta} = k_{гл}$ (параметр гладкости русла), формула (11-15) принимает вид

$$C = \frac{2{,}3\sqrt{g}\,k_{гл}}{k} + \frac{2{,}3\sqrt{g}}{k} \lg R. \qquad (11\text{-}16)$$

Далее подставляя $R=1$ м в эту формулу и в формулу Павловского $C = \frac{1}{n} R^y$, получим

$$\frac{2{,}3\sqrt{g}\,k_{гл}}{k} = \frac{1}{n},$$

следовательно, можно написать

$$C = \frac{1}{n} + \frac{2{,}3\sqrt{g}}{k} \lg R.$$

Считая $k \approx 0{,}4$ постоянной величиной, И. И. Агроскин в 1949 г. предложил формулу

$$C = \frac{1}{n} + 17{,}7 \lg R, \qquad (11\text{-}17)$$

которая была им рекомендована для расчета равномерного движения воды в каналах. Вопрос о применении этой формулы к речному потоку не ставился. В свете того, что теперь уже известно о параметре профиля скоростей k (§ 7), число перед $\lg R$ в формуле (11-17) должно иметь смысл переменной величины.

Первая попытка улучшить формулу (11-17), исходя из переменного значения k, принадлежит В. Ф. Талмазу [91]. В результате он в 1964 г. предложил формулу

$$C = \frac{1}{n} + (21 - 100n)\lg h_{ср}. \qquad (11\text{-}18)$$

Поскольку при выводе этой формулы использовались результаты определения k главным образом для рек и каналов, то вполне возможна постановка вопроса о распространении логарифмических формул для C и на речные потоки.

В 1965 г. сделана еще одна попытка [92] уточнить формулу (11-17), приведя ее к следующему виду:

$$C = \frac{1}{n} + (27{,}5 - 300n)\lg R. \qquad (11\text{-}19)$$

Структура этой формулы такая же, как и формулы (11-18), однако путь ее получения был совершенно другим. Авторы статьи [92] формулу (11-17) записали в виде

$$C = A + B\lg R$$

и подсчитали коэффициенты A и B исходя исключительно из данных Н. Н. Павловского.

Методика вычислений была следующей. В соответствии с указанием Павловского о границах, в пределах которых он обрабатывал опытные данные, значения C для каждого коэффициента шероховатости ($0{,}017 \leqslant n \leqslant 0{,}035$) были разбиты на группы:

$$0{,}1 \leqslant R \leqslant 0{,}3 \text{ м};$$
$$0{,}3 \leqslant R \leqslant 1{,}0 \text{ м};$$
$$1{,}0 \leqslant R \leqslant 3{,}0 \text{ м}.$$

Всего таких групп было 18.

Считая, что полная формула Павловского обобщает обширные опытные данные, для каждой группы принимался ряд значений коэффициента C по формуле Павловского. Далее, попарно решая на электронной вычислительной машине все возможные системы уравнений с двумя неизвестными, найдены параметры A и B (табл. 11-1).

Видно, что $A = \frac{1}{n}$. Для B составлено уравнение $B = 27{,}5 - 300\ n$. Изменчивость B объясняется непостоянством k,

Оказалось, что опытным данным Павловского соответствуют значения k, изменяющиеся от 0,309 до 0,428.

Таким образом, на основании анализа данных Павловского можно сделать следующие выводы.

Косвенно подтверждено непостоянство параметра k, что, как известно, было впервые обнаружено непосредственно автором монографии [1].

Полная формула Павловского (с переменным показателем y) является и в настоящее время прогрессивной, так как ее структурой предусматривается переменность параметра k. Ее недостатком можно считать то, что она учитывает весьма малый диапазон значений k. Разница в величинах B в формулах (11-18) и (11-19) существенная, в особенности при больших значениях n. Как и следовало ожидать, формулой (11-18) предусматривается больший диапазон n (до 0,21), чем формулой (11-19) (до 0,091).

Таблица 11-1

Значения A и B в формуле $(C = A + B \lg R)$ в зависимости от n

n	$\frac{1}{n}$	A	B
0,017	58,8	59,5	23,1
0,020	50,0	49,6	20,8
0,025	40,0	39,7	19,7
0,0275	36,4	36,0	19,3
0,030	33,3	33,1	18,3
0,035	28,4	28,3	17,1

Выведем теперь логарифмическую формулу для C с учетом формул (2-73) и (3-19), предусматривающих изменение k, а следовательно, и n в широких пределах. Подставляя в выражение (11-16) $k = \frac{\sqrt{g}}{C_*}$, получим

$$C = 2{,}3C_* k_{гл} + 2{,}3C_* \lg R. \qquad (11\text{-}20)$$

При $R = 1$ м $C = 2{,}3C_* k_{гл}$. Поэтому

$$k_{гл} = \frac{1}{2{,}3C_* n}. \qquad (11\text{-}21)$$

Так как $C_* = C_*(C)$, то, строго говоря, пересчет шкалы n на шкалу $k_{гл}$ осложняется тем, что связь между n и $k_{гл}$ оказывается зависящей от C.

Учитывая выражения (11-21) и (3-19), формулу (11-20) запишем в виде

$$C = \frac{1}{n} + 2{,}3\frac{\sqrt{g} + C}{2{,}3 + 0{,}3\frac{C}{\sqrt{g}}} \lg R,$$

или

$$C = \frac{1}{n} + \frac{\sqrt{g} + C}{1 + 0{,}13\frac{C}{\sqrt{g}}} \lg R. \qquad (11\text{-}22)$$

После преобразований это уравнение запишем так:

$$C=\frac{\frac{1}{n}+\sqrt{g}\lg R}{1-\lg R+\frac{0{,}13}{\sqrt{g}}\left(C-\frac{1}{n}\right)}.$$

Решим это квадратное уравнение относительно C, для чего запишем его в виде

$$C^2+\left(\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}-\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}\lg R-\frac{1}{n}\right)C-\left(\frac{\sqrt{g}}{0{,}13n}+\frac{g\lg R}{0{,}13}\right)=0.$$

Так как коэффициент C — величина существенно положительная, то при решении последнего уравнения необходимо перед квадратным корнем поставить знак плюс. В результате получим

$$C=\frac{1}{2}\left[\frac{1}{n}-\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}(1-\lg R)\right]+$$
$$+\sqrt{\frac{1}{4}\left[\frac{1}{n}-\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}(1-\lg R)\right]^2+\frac{\sqrt{g}}{0{,}13}\left(\frac{1}{n}+\sqrt{g}\lg R\right)}. \qquad (11\text{-}23)$$

Ввиду сложного вида этой формулы необходимо пользоваться табл. 11-2 для определения C в зависимости от n и R. Достоинство формулы (11-23) состоит в том, что она может применяться при любых значениях n и R. Считаем, что формулой (11-23) можно пользоваться и для речных потоков, при этом можно принять $R=h_{ср}$.

О формулах для коэффициента Шези равнинных рек. Уже на протяжении длительного времени поднимается вопрос о возможности составления для речных потоков формулы для C, не содержащей коэффициента шероховатости. Такая постановка вопроса вполне уместна, так как при взаимодействии потока и деформируемого русла абсолютная шероховатость дна перестает быть параметром, не зависящим от гидравлических элементов потока.

Р. А. Шестакова [94] проанализировала гидрометрические данные для рек в целях составления формулы для C. Во многих работах по речной гидравлике в качестве абсолютной шероховатости принимается средний диаметр донных отложений (фракций) d. Заметим, что Шестаковой для равнинных рек не удалось обнаружить влияние d на C, что, по-видимому, объясняется не только недостаточной точностью исходных данных. На основе ее работы, пожалуй, скорее можно сделать вывод о возможности составления формулы для C без коэффициента шероховатости. Эта задача, конечно, сложна, и рассмотреть ее в отрыве от учета формы движения донных наносов нельзя. Фактически в речном потоке надо иметь дело с двумя типами шероховатостей: 1) микрошероховатостью (крупностью фракций), 2) макрошероховатостью (песчаными волнами).

Таблица 11-2

Коэффициенты Шези C по формуле Г. В. Железнякова (11—23)

$R\,(h_{ср})_м$	n									
	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,040	0,050	0,080	0,10	0,20
0,1	80,7	49,2	34,5	26,0	20,5	14,1	10,5	5,47	3,92	1,01
0,2	86,3	54,3	38,7	29,7	23,8	16,8	12,7	7,00	5,20	1,79
0,3	89,7	57,3	41,4	32,1	26,0	18,6	14,3	8,09	6,13	2,37
0,4	92,1	59,5	43,4	33,9	27,6	20,0	15,5	8,98	6,89	2,86
0,5	94,0	61,2	44,9	35,3	28,9	21,1	16,5	9,73	7,54	3,29
0,6	95,6	62,6	46,2	36,5	30,0	22,7	17,4	10,4	8,12	3,68
0,7	96,9	63,8	47,4	37,6	31,0	22,9	18,1	11,0	8,65	4,04
0,8	98,0	64,9	48,3	38,4	31,8	23,7	18,8	11,5	9,13	4,38
0,9	99,1	65,8	49,2	39,3	32,6	24,4	19,4	12,0	9,58	4,69
1,0	100,0	66,7	50,0	40,0	33,3	25,0	20,0	12,5	10,0	5,00
1,2	101,6	68,2	51,4	41,3	34,5	26,1	21,0	13,3	10,8	5,56
1,4	103,0	69,4	52,6	42,4	35,6	27,1	21,9	14,1	11,4	6,07
1,6	104,1	70,5	53,6	43,4	36,5	27,9	22,7	14,8	12,1	6,55
1,8	105,2	71,5	54,5	44,3	37,4	28,7	23,4	15,4	12,6	7,00
2,0	106,1	72,4	55,4	45,1	38,1	29,4	24,1	16,0	13,2	7,43
2,5	108,1	74,3	57,1	46,8	39,8	31,0	25,6	17,2	14,4	8,41
3,0	109,7	75,8	58,6	48,2	41,1	32,2	26,8	18,3	15,4	9,28
3,5	111,1	77,1	59,9	49,4	42,3	33,3	27,8	19,3	16,3	10,1
4,0	112,3	78,3	61,0	50,5	43,3	34,3	28,8	20,2	17,1	10,8
4,5	113,4	79,3	61,9	51,4	44,2	35,2	29,6	20,9	17,9	11,5
5,0	114,3	80,2	62,8	52,2	45,1	36,0	30,4	21,6	18,6	12,1
5,5	115,2	81,0	63,6	53,0	45,8	36,7	31,1	22,3	19,2	12,7
6,0	116,0	81,8	64,4	53,7	46,5	37,4	31,7	22,9	19,8	13,2
6,5	116,7	82,5	65,0	54,4	47,2	38,0	32,3	23,5	20,4	13,8
7,0	117,4	83,1	65,6	55,0	47,8	38,6	32,9	24,0	21,0	14,2
7,5	118,0	83,7	66,2	55,6	48,3	39,1	33,4	24,5	21,4	14,7
8,0	118,6	84,3	66,8	56,1	48,8	39,6	33,9	25,0	21,0	15,2
8,5	119,2	84,8	67,3	56,6	49,4	40,1	34,4	25,4	22,3	15,6
9,0	119,7	85,4	67,8	57,1	49,8	40,6	34,8	25,9	22,7	16,0
9,5	120,2	85,8	68,3	57,6	50,3	41,0	35,3	26,3	23,1	16,4
10,0	120,7	86,3	68,7	58,0	50,7	41,4	35,7	26,7	23,5	16,8
11	121,6	87,1	69,5	58,8	51,5	42,2	36,4	27,4	24,2	17,5
12	122,4	87,9	70,3	59,5	52,2	42,9	37,2	28,1	24,9	18,1
13	123,1	88,6	71,0	60,2	52,9	43,6	37,8	28,7	25,5	18,7
14	123,8	89,3	71,6	60,9	53,5	44,2	38,4	29,3	26,1	19,3
15	124,4	89,9	72,2	61,5	54,1	44,8	39,0	29,9	26,7	19,8
16	125,0	90,5	72,8	62,0	54,6	45,3	39,5	30,4	27,2	20,4
17	125,6	91,0	73,3	62,5	55,2	45,8	40,0	30,9	27,7	20,8
18	126,1	91,6	73,8	63,0	55,7	46,3	40,5	31,4	28,2	21,3
19	126,2	92,0	74,3	63,5	56,1	46,8	40,9	31,8	28,6	21,8
20	127,1	92,5	74,8	64,0	56,6	47,2	41,4	32,2	29,0	22,2

Р. А. Шестаковой удалось подтвердить для рек зависимость C от уклона поверхности воды I, подмеченную ранее А. А. Труфановым [95]. Предложенные ею формулы имеют следующий вид (C м^{0,5}/сек.): при $B>100$ м

$$C = 18{,}5I^{-0{,}10} \qquad (11\text{-}24)$$

при $B<100$ м

$$C=22I^{-0,07}, \tag{11-25}$$

при $B<50$ м

$$C=7,2I^{-0,25}. \tag{11-26}$$

Следовательно, чем больше уклон I, тем меньше коэффициент C.

Формула для коэффициента Шези горных рек. Сравнительно детальной, основанной на гидрометрических данных по горным рекам, является работа Л. А. Морозова [96], выполненная при консультации И. Ф. Бурлая. Использованные им данные по рекам Кавказа и Средней Азии охарактеризованы в табл. 11-3.

Таблица 11-3

Пределы изменения гидравлических элементов горных рек, данные по которым использованы для составления формулы коэффициента Шези

Предел	$h_{ср}$ м	I‰	v м/сек.	Q м³/сек.
Нижний	0,17	1	0,22	2,32
Верхний	3,00	15	3,40	680

Видно, что гидравлические элементы потока изменялись в больших пределах. При первоначальной обработке гидрометрических материалов были подсчитаны C и построены графики $C=C(Q)$. Обнаружилось, что на этих графиках имеется точка перегиба, которой соответствует наибольшее значение $C_к$ (рис. 11-1) (а следовательно, наименьшее значение коэффициента шероховатости $n_к$) и расход $Q_к$. Эта очень важная особенность изменения $n_к$ в зависимости от Q ранее была констатирована по натурным данным М. С. Вызго и др. [97].

На рис. 11-1 можно выделить две области гидравлических сопротивлений:

1) при $Q<Q_к$ C возрастает с увеличением Q;
2) при $Q>Q_к$ C убывает с увеличением Q.

Переход из одной области в другую связывается с началом движения донных наносов [97]. Если бы это подтвердилось и другими исследованиями, то это было бы весьма важным постулатом, позволяющим косвенно определять начало движения наносов таким простейшим гидравлическим способом.

По данным Л. А. Морозова, $Q_к$ лежит в пределах 80—120 м³/сек., соответствующая скорость — 1,8—2,4. Во всяком случае построенные кривые функции $C=C(Q)$ дали возможность

классифицировать исходные гидрометрические данные по величине $\frac{Q}{Q_к}$. В дальнейшем рассматривается область сопротивлений при $Q > Q_к$. Для этой области было получено уравнение

$$C = 25\left(\lg\frac{1}{\tau} - 1\right), \qquad (11\text{-}27)$$

где $\tau = \gamma h_{ср} I$ — касательное напряжение.

При этом допущено равенство удельных весов чистой воды и воды с наносами, т. е. гидросмеси. Как видим, эта первоначальная формула не содержит характеристик шероховатости дна потока. Средняя ошибка C по этой формуле оказалась равной 10%, наибольшее отклонение 40%.

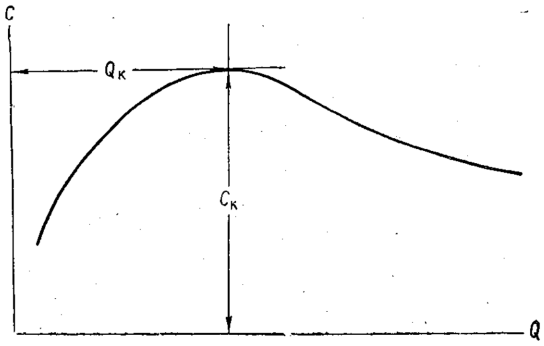


Рис. 11-1. Схематический график изменения коэффициента Шези C в зависимости от расхода воды Q.

Далее автор попытался учесть влияние на C среднего размера (диаметра d) фракций донных отложений. Не имея достаточных данных, задача решалась косвенным путем на основе известного уравнения по И. В. Егиазарову,

$$\tau_к = f_0(\gamma_н - \gamma)d, \qquad (11\text{-}28)$$

где $\tau_к$ — касательное напряжение при $Q_к$; f_0 — коэффициент сопротивления подвижного русла (в условиях трогания); $\gamma_н$ — удельный вес наносов.

Считая $f_0 = 0{,}06$ и $\gamma_н = 2{,}65$ т/м^3, формула (11-28) принимает вид

$$\tau_к = 0{,}10d. \qquad (11\text{-}29)$$

Откуда были найдены d, изменяющиеся от 0,018 до 0,182 м, т. е. крупность донных отложений была значительной. Соответ-

ственно относительная гладкость $\frac{h_{ср}}{d}$ изменялась от 10 до 97. В результате предложена формула

$$C = 11 \lg \frac{h_{ср}}{d} + 16 \lg \frac{1}{\tau} - 22, \qquad (11\text{-}30)$$

справедливая при τ от 0,0018 до 0,034 т/м^2. Средняя ошибка оказалась равной 5%, наибольшая ошибка 16%.

Таким образом, учет шероховатости в условиях крупных фракций донных отложений, находящихся в состоянии транспорта, оказался необходимым. На рис. 11-2 приведен график,

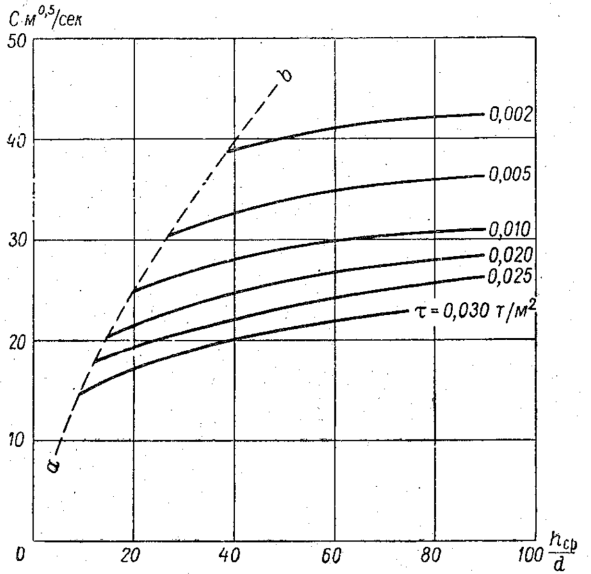


Рис. 11-2. Зависимость коэффициента Шези C от τ и $\frac{h_{ср}}{d}$ по формуле (11-30).

составленный по формуле (11-30). Кривая a—b ограничивает область его применения. Уравнение этой кривой имеет вид

$$C = 2{,}6 \left(\frac{h_{ср}}{d} \right)^{3/4}. \qquad (11\text{-}31)$$

Формула (11-30) относится только к области, расположенной правее этой кривой. Недостатком формулы (11-30) является то, что входящий в нее средний диаметр донных отложений найден косвенным путем. Достоинство формулы в том, что в нее не входит коэффициент шероховатости, определяемый по таблицам в известной мере субъективно, поскольку приходится использовать чисто качественные характеристики русла.

Изложенное показывает, что на речных гидрологических станциях следует больше уделять внимания изучению донных отложений.

§ 48. Об экстраполяции зависимости уровней от расходов воды

Основные способы экстраполяции зависимости уровней от расходов воды изложены в работе [24]. Краткий обзор их развития содержится в статье [100].

Как известно, способы экстраполяции $Q=Q(H)$ отличаются друг от друга главным образом видом функции гидравлических элементов потока, с помощью которой удается линеаризировать связь между уровнем воды (или глубиной) и этой функцией. Заслуживает большого внимания предложение В. Г. Глушкова, основанное на гидравлической аналогии [24], но работ, посвященных этому способу, крайне мало [99].

В последнее время появилось несколько статей М. П. Сасорова [98], в которых рассматривается возможность использования для экстраполяции связи между средней скоростью потока v и средней глубиной $h_{ср}$. При этом делается акцент на линейность функции $v=v(h_{ср})$ для речного потока.

Большая работа проделана Р. А. Шестаковой [94], в которой она фактически подтвердила применимость способа экстраполяции $Q=Q(H)$ по числу Фруда, который, как известно, был предложен Г. В. Железняковым в 1950 г. [1].

В работе [94], в отличие от работы [1], вместо числа $\mathrm{Fr}=\frac{v^2}{gh_{ср}}$ использовалось число $\sqrt{\mathrm{Fr}}$, считая условно ускорение силы тяжести равным единице, поскольку это равносильно изменению на графике масштаба $\sqrt{\mathrm{Fr}}$. Несколько раньше, чем Р. А. Шестакова [94], изучением способа экстраполяции $Q=Q(H)$ по числу Fr занималась Т. А. Неговская [99].

Можно отметить, что в настоящее время наиболее распространены экстраполяции по способу Дж. Стивенса и по числу $\sqrt{\mathrm{Fr}}$. В связи с этим мы дадим интерпретацию этим способам с учетом изложенного в § 46.

Обращаясь к уравнению (11-9), видим, что линеаризующей функцией в способе Дж. Стивенса, развитом М. А. Великановым, должна быть

$$\beta_*\beta'_*\bar{\omega}\sqrt{\bar{h}_{ср}},$$

а с учетом поправки П. А. Козловского

$$\beta_*\beta'_*\bar{\omega}\sqrt{\bar{h}_{ср}}\left(1-\frac{\bar{\omega}_0}{\bar{\omega}}\right)^{3/2},$$

где $\bar{\omega}_0$ — площадь сечения потока с нулевыми скоростями.

В способе экстраполяции $Q=Q(H)$ по числу Фруда линеаризирующей функцией, учитывающей неравномерность распределения глубин по ширине и длине потока, может быть

$$\frac{\beta_* \beta'_* \overline{v}}{\sqrt{g \overline{h}_{\text{ср}}}},$$

где $\overline{h}_{\text{ср}}$ и $\overline{v}$ — соответственно осредненные значения $h_{\text{ср}}$ и v в пределах данного (расчетного) участка реки.

В заключение автор книги хотел бы еще раз подчеркнуть важность теоретической разработки задач, стоящих перед гидрометрией вообще и в особенности перед речной гидрометрией, которая имеет самое непосредственное отношение к важнейшей проблеме современности — проблеме воды на земном шаре [101, 102].

ЛИТЕРАТУРА

1. Железняков Г. В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. Изд. АН СССР, М., 1950.
2. Железняков Г. В. Исследование работы гидрометрических приборов. Изд. АН СССР, М., 1952.
3. Железняков Г. В. О распределении скоростей в речном потоке. Изв. АН СССР, ОТН, № 8, 1947.
4. Железняков Г. В. Гидравлические исследования обтекаемых плотин. Изд. ВИА, М., 1955.
5. Железняков Г. В. О применении стереофотограмметрии и фотограмметрии к исследованию движения воды. Сб. «Новые методы измерений и приборы для гидравлических исследований». Изд. АН СССР, М., 1961.
6. Федоров Н. Н. Опыт применения стереофотограмметрии к экспериментальному изучению скоростной структуры водных потоков. Тр. ГГИ, вып. 28, 1951.
7. Павловский Н. Н. Собрание сочинений. Т. II. Изд. АН СССР, М., 1956.
8. Железняков Г. В., Васильев А. В. Опыт применения гидростатических профилографов в натурных условиях. Сб. «Новые методы измерений и приборы для гидравлических исследований». Изд. АН СССР, М., 1961.
9. Железняков Г. В., Данилевич Б. Б. Точность гидрологических измерений и расчетов. Гидрометеоиздат, Л., 1966.
10. Монин А. С., Яглом А. М. Статистическая гидромеханика. Часть I. Изд. «Наука», М., 1965.
11. Никитин И. К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области. Изд. АН УССР, Киев, 1963.
12. Синотин В. И., Генкин З. А. К вопросу о гидравлическом расчете русел, покрытых льдом. Изв. Всесоюз. науч.-исслед. ин-та гидротехники им. Б. Е. Веденеева, т. 80, 1966.
13. Башкиров Г. С. О распределении скоростей по вертикали турбулентного потока. Сб. «Гидравлика и гидротехника», № 4. Изд. «Техника», Киев, 1966.
14. Розовский И. Л., Еременко Е. В., Базилевич В. А. Неустановившееся движение водного потока ниже гидроэлектростанций и его влияние на русло. Изд. «Научная мысль», Киев, 1967.
15. Талмаза В. Ф. О распределении скоростей потока по вертикали. «Вопросы водного хозяйства и гидрохимии», вып. 1, Фрунзе, 1964.
16. Шевелев Ф. А. Исследование основных гидравлических закономерностей турбулентного движения в трубах. Госстройиздат, М., 1953.
17. Zheleznyakov G. V. Relative Deficit of Mean Velocity of Unstable River Flow, Kinematic Effect in River Beds with Flood Plains. International Association for Hydraulic Research XI Congress, vol. III, 1965.
18. Железняков Г. В. О расчете удельной кинетической энергии речного потока. Изв. АН СССР, «Энергетика и транспорт», № 5, 1965.

19. Kolupaila S. Hydrometrija, II tomas, Kaunas, 1940.
20. Железняков Г. В. О положении средней скорости на вертикали безнапорного водного потока. «Измерительная техника», № 6, 1959.
21. Ле Тхак-Кан. О положении средней скорости в потоке. Изв. ТСХА, № 1, 1963.
22. Железняков Г. В. Гидравлико-гидрометрический способ определения расходов воды в открытых руслах. Тр. III Всесоюз. гидрол. съезда, т. VIII, 1959.
23. Глушков В. Г. Вопросы теории и методы гидрологических исследований. Изд. АН СССР, 1961.
24. Железняков Г. В. Гидрометрия. Изд. «Колос», 1964.
25. Павловский Н. Н. Собрание сочинений. Том I. Изд. АН СССР, 1955.
26. Морозов Л. А. О коэффициентах кинетической энергии естественных водотоков. «Гидротехническое строительство», № 7, 1964.
27. Гринвальд Д. И. Некоторые закономерности крупномасштабной турбулентности естественных русловых потоков и их связь с русловым процессом. Тр. УкрНИГМИ, вып. 59, 1966.
28. Железняков Г. В., Аннаев С. А. Формирование русла Каракумского канала. «Вестник сельскохозяйственной науки», № 5, 1967.
29. Железняков Г. В. Относительный дефицит средней скорости неустановившегося открытого потока. Тр. МИИТ, вып. 176, 1963.
30. Исследование неустановившегося движения воды на реках Тверце и Оредеж. Под ред. Н. Е. Кондратьева и В. А. Урываева. Гидрометеоиздат, Л., 1961.
31. Великанов М. А. Русловой процесс. Физматгиз, М., 1958.
32. Железняков Г. В., Иванчук А. П. О расчете донных скоростей речных потоков. Тр. МИИТ, вып. 288, 1968.
33. Железняков Г. В. Зависимость кинематических параметров открытого потока от гидравлических сопротивлений. Тр. МИИТ, вып. 242, 1967.
34. Мирцхулава Ц. Е. Размыв русла и методика оценки его устойчивости. Изд. «Колос», М., 1967.
35. Крылов А. Н. О равновесии шаровой мины на течении. Изв. по минному делу, вып. 44, Спб., 1909.
36. Раткович Д. Я. Исследование относа гидрометрических приборов в открытом потоке. Тр. Гидропроекта, сб. 4, 1960.
37. Основные проблемы сопротивления судов движению воды. ЛКИ. Оборонгиз, 1939.
38. Сысоев Н. Н. О применении гидрометрического оборудования с учетом его буксировочного сопротивления. Метеорология и гидрология, № 2, 1951.
39. Зворыкин К. А. Начальная скорость и чувствительность гидрометрической вертушки. Тр. ЛГМИ, вып. 5—6, 1956.
40. Сабинин Г. Х. Зависимость показаний анемометров от структуры потока. Журнал геофизики, т. VII, вып. 2—3, 1937.
41. Торочков В. Ю. О законе движения вращающихся приемников скорости воздушного потока. Тр. НИИГМП, вып. 11, 1963.
42. Бурцев П. Н. Влияние момента инерции лопастного винта на показания гидрометрической вертушки. Тр. ГГИ, вып. 70, 1958.
43. Liddell W. A. Stream Gaging. New York, 1927.
44. Бочков Н. М. Гидрометрическая вертушка. Госстройиздат, М., 1934.
45. Близняк Е. В., Железняков Г. В. Измерение малых скоростей течения воды в открытых руслах. Метеорология и гидрология, № 4, 1940.
46. Железняков Г. В. Измерение малых скоростей течения воды по методу регулярного режима охлаждения. Метеорология и гидрология, № 4, 1939.
47. Лосиевский А. И. Лабораторное исследование процессов образования перекатов. Гострансиздат, 1934.

48. Ахутин А. Н., Железняков Г. В. Гидравлика. Изд. ВИА, 1951.
49. Зедгинидзе А. С. Гидрометрическая трубка со стационарным индикатором для измерения малых скоростей в потоке. Сб. «Новые методы и аппаратура для исследования русловых процессов». Изд. АН СССР, 1959.
50. Железняков Г. В., Анохин Ю. С. Интеграционный электронно-механический способ измерения кинематических элементов потока. Метеорология и гидрология, № 3, 1967.
51 Анохин Ю. С. Измерение и запись мгновенных значений давления внутри потока жидкости. Метеорология и гидрология, № 12, 1965.
52. Бобохидзе М. С., Одиловадзе Т. В. Прибор БО-I для измерения давления и скорости пульсационных составляющих в потоке жидкости. Сб. «Контрольно-измерительные приборы и средства автоматизации в гидромеханизации», Тбилиси, 1964.
53. Зворыкин К. А. Перспективы применения тензометров для измерения скорости течения. Тр. ГГИ, вып. 77, 1960.
54. Федоров Н. Н. Использование водослива с широким порогом в качестве измерителя расхода воды. Тр. ГГИ, вып. 131, 1966.
55. Железняков Г. В. Расчет пропорционального водослива. «Гидротехническое строительство», № 2, 1949.
56. Железняков Г. В. Трапецеидальный суживающийся кверху водослив. Докл. ТСХА, вып. 82, 1962.
57. Железняков Г. В. О влиянии морфометрических характеристик русла на безнапорное движение жидкости. Науч. зап. Московского ин-та инженеров водного хозяйства, т. XXI, 1959.
58. Павловский Н. Н. Гидравлический справочник. ОНТИ, 1937.
59. Железняков Г. В. Про зв'язок кінематичних і морфометричних характеристик річкового потоку. Сб. «Комплексне використання водних ресурсів України», 1959.
60. Близняк Е. В. Водные исследования. Речиздат, М., 1952.
61. Kolupaila Steponas. Bibliography of Hydrometry. Notre Dame, Indiana, 1961.
62. Алтунин В. С. Формулы средней глубины и скорости в подмостовых руслах после стабилизации размыва. Тр. МИИТ, вып. 242, 1967.
63. Железняков Г. В. Обобщенное выражение связи кинематических и морфологических элементов речного потока. Сб. «Исследование поверхностного и подземного стока». Изд. «Наука», 1967.
64. Фролова А. Г. О коэффициентах перехода от поверхностных скоростей к средним. Метеорология и гидрология, № 4, 1967.
65. Железняков Г. В. Интеграционный гидравлико-гидрометрический способ определения расходов воды в реках и каналах. Тр. МИИТ, вып. 242, 1967.
66. Шумков И. Г. Учет влияния ветра при определении поверхностных скоростей течения воды поплавками-льдинами. Тр. ГГИ, вып. 131, 1966.
67. Железняков Г. В. Некоторые особенности движения потока при выходе его на пойму. Сб. «Управление поверхностными и подземными водными ресурсами и их использование». Изд. АН СССР, 1961.
68. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Гидрометеоиздат, Л., 1962.
69. Спицын И. П. О механизме взаимодействия потоков основного русла и поймы. Тр. ЛГМИ, вып. 13, 1962.
70. Sellin R. H. J. A Laboratory Investigation into the Interaction Between the Flow in the Channel of a River and That Over Its Flood Plain. La Houille Blanche, n° 7, 1964.
71. Года Л. О связи расходов и уровней рек с зарастанием русла. Докл. ТСХА, вып. 82, 1962.
72. Спицын И. П. О взаимодействии потоков основного русла и поймы. Метеорология и гидрология, № 10, 1962.

73. Агасиева С. И., Барекян А. Ш. Изменение средних скоростей главного русла и коэффициента Шези при прохождении паводка. Метеорология и гидрология, № 9, 1961.
74. Барекян А. Ш. О пропускной способности отрегулированных русел рек и их пойм при прохождении паводков. «Торфяная промышленность», № 3, 1960.
75. Спицын И. П. Об определении расхода воды в пойменном русле по измеренным поверхностным скоростям. Сб. работ по гидрологии, № 6, 1966.
76. Ярославцев И. Я. *Особенности руслового процесса на излучине реки* в паводок. Тр. ГГИ, вып. 136, 1966.
77. Сибирякова Н. К. О коэффициенте перехода от поверхностных скоростей к средним в условиях пойменных створов. Тр. ГГИ, вып. 131, 1966.
78. Скородумов Д. Е. Вопросы гидравлики пойменных русел в связи с задачами построения и экстраполяции кривых расходов воды. Тр. ГГИ, вып. 128, 1965.
79. Соколов Ю. Н. О взаимодействии руслового и пойменного потоков при непараллельности их динамических осей. Метеорология и гидрология, № 6, 1967.
80. Практическое пособие для производства изыскательских работ на речном транспорте. Русловые исследования. Речиздат, М., 1951.
81. Железняков Г. В., Алтунин В. С. Влияние кинематического эффекта безнапорного потока на транспорт донных наносов. Изв. высших учебных заведений. «Строительство и архитектура», № 6, 1967.
82. Михайлова Н. А. Перенос твердых частиц турбулентными потоками воды. Гидрометеоиздат, Л., 1966.
83. Железняков Г. В. Исследование скорости движения паводочных волн. «Вопросы гидрологии». Изд. МГУ, 1957.
84. Железняков Г. В. Вопросы методики расчета попусковых волн. Тр. МИИТ, вып. 176, 1963.
85. Федоров Н. Н. Скорость распространения гребней волн попусков и влияние на ее величину пойменных участков русла. Тр. ГГИ, вып. 117, 1964.
86. Железняков Г. В., Бегам Л. Г., Алтунин В. С., Волченков Г. Я. *Экспериментальные исследования общего размыва подмостовых русел.* Тр. МИИТ, вып. 242, 1967.
87. Zheleznyakov G. V., Begam L. G., Altunin V. S. Influence of Time and Hydrograph of Floodwater on the Erosion of Artificially Contracted Stream Beds. Proceedings of Twelfth Congress. International Association for Hydraulic Research. Vol. 3, Fort Collins, USA, 1967.
88. Скородумов Д. Е. Гидравлические основы экстраполяции кривых расходов до высоких уровней. Тр. ГГИ, вып. 77, 1960.
89. Аверьянов С. Ф. Приближенное определение пропускной способности рек-водоприемников осушительных систем. «Гидротехника и мелиорация», № 5, 1955.
90. Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика. Изд. «Энергия», 1964.
91. Талмаза В. Ф. Расчетная формула для коэффициента Шези. «Вопросы гидрохимии», Фрунзе, 1964.
92. Агроскин И. И., Штеренлихт Д. В. Уточненная формула для коэффициента Шези. «Гидротехника и мелиорация», № 9, 1965.
93. Железняков Г. В. *К расчету движения воды в открытых руслах при* переменном параметре профиля скоростей. Тр. МИИТ, вып. 288, 1968.
94. Шестакова Р. А. Определение расходов воды при высоких уровнях по уклону водной поверхности и коэффициенту *C* формулы Шези. Тр. ГГИ, вып. 106, 1963.
95. Труфанов А. А. О коэффициенте Шези для равнинных малых рек. «Гидротехническое строительство», № 2, 1950.

96. Морозов Л. А. Гидравлические сопротивления горных рек при транспорте донных наносов. «Гидротехническое строительство», № 1, 1965.
97. Вызго М. С., Никитин Я. А., Шолохов В. Н. О коэффициенте шероховатости предгорных участков рек. «Гидротехническое строительство», № 11, 1951.
98. Сасоров М. П. Построение кривой расходов. «Гидротехническое строительство», № 2, 1948.
99. Неговская Т. А. Экстраполяция кривой расходов воды до проектных отметок. Докл. ТСХА, вып. 56, 1960.
100. Берг Е. В. Экстраполяция и приближенное построение кривой расходов воды. Тр. III Всесоюз. гидрол. съезда, т. VIII, 1959.
101. Аскоченский А. Н. Орошение и обводнение в СССР. Изд. «Колос», М., 1967.
102. Фюрон Р. Проблема воды на земном шаре. Пер. с франц. О. А Спенглера. Гидрометеоиздат, Л., 1966.
103. Исследования динамики потоков и вопросы гидрофизики. Под ред. В. И. Полтавцева. Тр. ЛГМИ, вып. 25, 1967.

ПРИЛОЖЕНИЕ

ПАРАМЕТРЫ a И b В УРАВНЕНИИ $u = an + \sqrt{bn^2 + c}$

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,120	0,107	0,098	0,088	0,077	0,067	0,055	0,044
	0,0002	0,0004	0,0010	0,0017	0,0028	0,0040	0,0054
0,121	0,107	0,099	0,088	0,078	0,067	0,055	0,044
	0,0002	0,0004	0,0010	0,0018	0,0028	0,0041	0,0057
0,122	0,108	0,099	0,0089	0,078	0,067	0,056	0,045
	0,0002	0,0004	0,0010	0,0018	0,0029	0,0042	0,0058
0,123	0,109	0,100	0,090	0,079	0,068	0,056	0,045
	0,0002	0,0005	0,0010	0,0018	0,0029	0,0043	0,0059
0,124	0,110	0,101	0,090	0,079	0,068	0,057	0,046
	0,0002	0,0005	0,0010	0,0019	0,0030	0,0043	0,0060
0,125	0,111	0,102	0,091	0,080	0,069	0,057	0,046
	0,0002	0,0005	0,0010	0,0019	0,0030	0,0044	0,0061
0,126	0,112	0,103	0,092	0,081	0,069	0,058	0,046
	0,0002	0,0005	0,0011	0,0019	0,0031	0,0044	0,0061
0,127	0,112	0,104	0,093	0,081	0,070	0,058	0,047
	0,0002	0,0005	0,0011	0,0020	0,0031	0,0045	0,0062
0,128	0,113	0,104	0,093	0,082	0,070	0,059	0,047
	0,0002	0,0005	0,0011	0,0020	0,032	0,0046	0,0064
0,129	0,114	0 105	0,094	0,083	0,071	0,059	0,047
	0,0002	0,0005	0,0011	0,0020	0,0032	0,0047	0,0064
0,130	0,115	0,106	0,095	0,083	0,072	0,060	0,048
	0,0002	0,0005	0,0011	0,0021	0,0033	0,0048	0,0066

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,131	0,116	0,107	0,096	0,084	0,072	0,060	0,048
	0,0002	0,0005	0,0012	0,0021	0,0033	0,0048	0,0067
0,132	0,117	0,108	0,096	0,084	0,072	0,060	0,048
	0,0002	0,0005	0,0012	0,0021	0,0034	0,0049	0,0068
0,133	0,118	0,108	0,097	0,085	0,073	0,061	0,049
	0,0002	0,0005	0,0012	0,0022	0,0034	0,0050	0,0069
0,134	0,119	0,109	0,098	0,086	0,074	0,061	0,049
	0,0002	0,0006	0,0012	0,0022	0,0035	0,0051	0,0070
0,135	0,120	0,110	0,098	0,086	0,074	0,062	0,050
	0,0002	0,0006	0,0012	0,0022	0,0035	0,0051	0,0071
0,136	0,120	0,111	0,099	0,087	0,075	0,062	0,050
	0,0002	0,0006	0,0012	0,0023	0,0036	0,0052	0,0072
0,137	0,121	0,112	0,100	0,088	0,075	0,063	0,050
	0,0002	0,0006	0,0013	0,0023	0,0036	0,0053	0,0073
0,138	0,122	0,112	0,101	0,088	0,076	0,063	0,051
	0,0002	0,0006	0,0013	0,0023	0,0037	0,0054	0,0074
0,139	0,123	0,113	0,101	0,089	0,076	0,064	0,051
	0,0002	0,0006	0,0013	0,0024	0,0037	0,0055	0,0075
0,140	0,124	0,114	0,102	0,090	0,077	0,064	0,051
	0,0002	0,0006	0,0013	0,0024	0,0038	0,0056	0,0076
0,141	0,125	0,115	0,103	0,090	0,078	0,064	0,052
	0,0002	0,0006	0,0013	0,0024	0,0039	0,0056	0,0077
0,142	0,126	0,116	0,104	0,091	0,078	0,065	0,052
	0,0002	0,0006	0,0014	0,0025	0,0039	0,0057	0,0078
0,143	0,127	0,116	0,104	0,092	0,079	0,065	0,052
	0,0002	0,0006	0,0014	0,0025	0,0040	0,0057	0,0079
0,144	0,128	0,117	0,105	0,092	0,079	0,066	0,053
	0,0002	0,0006	0,0014	0,0025	0,0040	0,0058	0,0080
0,145	0,128	0,118	0,106	0,093	0,080	0,066	0,053
	0,0002	0,0006	0,0014	0,0026	0,0041	0,0059	0,0082

Продолжение

k м	u, м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,146	0,129	0,119	0,106	0,094	0,080	0,067	0,054
	0,0002	0,0006	0,0014	0,0026	0,0041	0,0060	0,0083
0,147	0,130	0,120	0,107	0,094	0,081	0,067	0,054
	0,0002	0,0007	0,0015	0,0026	0,0042	0,0061	0,0084
0,148	0,131	0,121	0,106	0,095	0,081	0,068	0,054
	0,0002	0,0007	0,0015	0,0027	0,0042	0,0062	0,0085
0,149	0,132	0,121	0,109	0,095	0,082	0,068	0,055
	0,0002	0,0007	0,0015	0,0027	0,0043	0,0063	0,0086
0,150	0,133	0,122	0,109	0,096	0,082	0,069	0,055
	0,0002	0,0007	0,0015	0,0027	0,0044	0,0064	0,0087
0,151	0,134	0,123	0,110	0,097	0,083	0,069	0,055
	0,0002	0,0007	0,0015	0,0028	0,0044	0,0064	0,0088
0,152	0,135	0,124	0,111	0,097	0,084	0,070	0,056
	0,0002	0,0007	0,0016	0,0028	0,0045	0,0065	0,0089
0,153	0,136	0,125	0,112	0,098	0,084	0,070	0,056
	0,0002	0,0007	0,0016	0,0028	0,0045	0,0066	0,0090
0,154	0,136	0,126	0,112	0,099	0,085	0,070	0,056
	0,0002	0,0007	0,0016	0,0029	0,0046	0,0067	0,0092
0,155	0,137	0,126	0,113	0,099	0,085	0,071	0,057
	0,0003	0,0007	0,0016	0,0029	0,0046	0,0068	0,0093
0,156	0,138	0,127	0,114	0,100	0,086	0,071	0,057
	0,0003	0,0007	0,0016	0,0030	0,0047	0,0069	0,0095
0,157	0,139	0,128	0,114	0,101	0,086	0,072	0,058
	0,0003	0,0008	0,0017	0,0030	0,0048	0,0070	0,0096
0,158	0,140	0,129	0,115	0,101	0,087	0,072	0,058
	0,0003	0,0008	0,0017	0,0030	0,0048	0,0070	0,0097
0,159	0,141	0,130	0,116	0,102	0,087	0,073	0,058
	0,0003	0,0008	0,0017	0,0031	0,0049	0,0071	0,0098
0,160	0,142	0,130	0,117	0,102	0,088	0,073	0,059
	0,0003	0,0008	0,0017	0,0031	0,0050	0,0072	0,0099

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,230	0,204	0,187	0,168	0,147	0,126	0,105	0,084
	0,0006	0,0016	0,0036	0,0065	0,0103	0,0149	0,0205
0,231	0,204	0,188	0,168	0,148	0,127	0,106	0,085
	0,0006	0,0016	0,0036	0,0065	0,0104	0,0151	0,0207
0,232	0,205	0,189	0,169	0,149	0,128	0,106	0,085
	0,0006	0,0016	0,0036	0,0066	0,0104	0,0152	0,0209
0,233	0,206	0,190	0,170	0,149	0,128	0,107	0,086
	0,0006	0,0017	0,0037	0,0066	0,0105	0,0153	0,0211
0,234	0,207	0,191	0,171	0,150	0,129	0,107	0,086
	0,0006	0,0017	0,0037	0,0067	0,0106	0,0155	0,0212
0,235	0,208	0,192	0,171	0,150	0,129	0,108	0,086
	0,0006	0,0017	0,0037	0,0067	0,0107	0,0156	0,0214
0,236	0,209	0,192	0,172	0,151	0,130	0,108	0,087
	0,0006	0,0017	0,0038	0,0068	0,0108	0,0157	0,0216
0,237	0,210	0,193	0,173	0,152	0,130	0,109	0,087
	0,0006	0,0017	0,0038	0,0069	0,0109	0,0158	0,0218
0,238	0,211	0,194	0,174	0,152	0,131	0,109	0,087
	0,0006	0,0017	0,0038	0,0069	0,0110	0,0160	0,0220
0,239	0,212	0,195	0,174	0,153	0,131	0,110	0,088
	0,0006	0,0017	0,0039	0,0070	0,0111	0,0162	0,0222
0,240	0,212	0,196	0,175	0,154	0,132	0,110	0,088
	0,0006	0,0018	0,0039	0,0070	0,0112	0,0163	0,0224
0,241	0,213	0,196	0,176	0,154	0,132	0,110	0,088
	0,0006	0,0018	0,0039	0,0071	0,0113	0,0164	0,0225
0,242	0,214	0,197	0,177	0,155	0,133	0,111	0,089
	0,0006	0,0018	0,0040	0,0072	0,0114	0,0166	0,0227
0,243	0,215	0,198	0,177	0,156	0,0134	0,111	0,089
	0,0006	0,0018	0,0040	0,0072	0,0114	0,0167	0,0229
0,244	0,216	0,199	0,178	0,156	0,134	0,112	0,090
	0,0006	0,0018	0,0040	0,0073	0,0115	0,0168	0,0231

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,245	0,217	0,200	0,179	0,157	0,135	0,112	0,090
	0,0006	0,0018	0,0041	0,0073	0,0116	0,0170	0,0233
0,246	0,218	0,200	0,180	0,158	0,135	0,113	0,090
	0,0006	0,0018	0,0041	0,0074	0,0117	0,0171	0,0235
0,247	0,219	0,201	0,180	0,158	0,136	0,113	0,091
	0,0007	0,0019	0,0041	0,0074	0,0118	0,0173	0,0237
0,248	0,220	0,202	0,181	0,159	0,136	0,114	0,091
	0,0007	0,0019	0,0042	0,0075	0,0119	0,0174	0,0239
0,249	0,220	0,203	0,182	0,160	0,137	0,114	0,091
	0,0007	0,0019	0,0042	0,0076	0,0120	0,0175	0,0241
0,250	0,221	0,204	0,182	0,160	0,137	0,115	0,092
	0,0007	0,0019	0,0042	0,0076	0,0121	0,0177	0,0242
0,251	0,222	0,204	0,183	0,161	0,138	0,115	0,092
	0,0007	0,0019	0,0042	0,0077	0,0121	0,0178	0,0244
0,252	0,223	0,205	0,184	0,161	0,138	0,116	0,092
	0,0007	0,0019	0,0043	0,0078	0,0123	0,0179	0,0246
0,253	0,224	0,206	0,185	0,163	0,139	0,116	0,093
	0,0007	0,0020	0,0043	0,0078	0,0124	0,0181	0,0248
0,254	0,225	0,207	0,185	0,163	0,140	0,116	0,093
	0,0007	0,0020	0,0044	0,0079	0,0125	0,0182	0,0250
0,255	0,226	0,208	0,186	0,163	0,140	0,117	0,094
	0,0007	0,0020	0,0044	0,0079	0,0126	0,0184	0,0252
0,256	0,227	0,209	0,187	0,164	0,141	0,117	0,094
	0,0007	0,0020	0,0044	0,0080	0,0127	0,0185	0,0254
0,257	0,228	0,209	0,188	0,165	0,141	0,118	0,094
	0,0007	0,0020	0,0045	0,0081	0,0128	0,0186	0,0256
0,258	0,228	0,210	0,188	0,165	0,142	0,118	0,095
	0,0007	0,0020	0,0045	0,0081	0,0129	0,0188	0,0258
0,259	0,229	0,211	0,189	0,166	0,142	0,119	0,095
	0,0007	0,0020	0,0046	0,0082	0,0130	0,0189	0,0259

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,260	0,230	0,212	0,189	0,166	0,143	0,119	0,095
	0,0007	0,0032	0,0046	0,0083	0,0131	0,0191	0,0262
0,261	0,231	0,213	0,190	0,167	0,143	0,120	0,096
	0,0007	0,0021	0,0046	0,0083	0,0132	0,0192	0,0264
0,262	0,232	0,204	0,191	0,168	0,144	0,120	0,096
	0,0007	0,0021	0,0046	0,0084	0,0133	0,0194	0,0266
0,263	0,233	0,214	0,192	0,168	0,144	0,120	0,096
	0,0008	0,0021	0,0047	0,0084	0,0134	0,0195	0,0268
0,264	0,234	0,215	0,193	0,169	0,145	0,121	0,097
	0,0008	0,0021	0,0047	0,0085	0,0135	0,0197	0,0270
0,265	0,235	0,216	0,193	0,170	0,146	0,122	0,097
	0,0008	0,0021	0,0048	0,0086	0,0136	0,0198	0,0272
0,266	0,236	0,217	0,194	0,170	0,146	0,122	0,098
	0,0008	0,0022	0,0048	0,0086	0,0137	0,0200	0,0274
0,267	0,236	0,218	0,195	0,171	0,147	0,122	0,098
	0,0008	0,0022	0,0048	0,0087	0,0138	0,0201	0,0277
0,268	0,237	0,218	0,196	0,172	0,147	0,123	0,098
	0,0008	0,0022	0,0049	0,0088	0,0139	0,0203	0,0279
0,269	0,238	0,219	0,196	0,172	0,148	0,123	0,099
	0,0008	0,0022	0,0049	0,0088	0,0140	0,0204	0,0281
0,270	0,239	0,220	0,197	0,173	0,148	0,124	0,099
	0,0008	0,0022	0,0049	0,0089	0,0141	0,0206	0,0283
0,340	0,301	0,277	0,248	0,218	0,187	0,156	0,125
	0,0013	0,0035	0,0079	0,0142	0,0225	0,0326	0,0449
0,341	0,302	0,278	0,249	0,218	0,187	0,156	0,125
	0,0013	0,0036	0,0079	0,0142	0,0226	0,0328	0,0451
0,342	0,303	0,279	0,250	0,219	0,188	0,157	0,126
	0,0013	0,0036	0,0079	0,0143	0,0227	0,0330	0,0454
0,343	0,304	0,280	0,250	0,220	0,188	0,157	0,126
	0,0013	0,0036	0,0080	0,0144	0,0229	0,0332	0,0456

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,344	0,305	0,280	0,251	0,220	0,189	0,158	0,126
	0,0013	0,0036	0,0080	0,0144	0,0230	0,0334	0,0459
0,345	0,306	0,281	0,251	0,221	0,190	0,158	0,127
	0,0013	0,0036	0,0081	0,0145	0,0231	0,0336	0,0462
0,346	0,306	0,282	0,252	0,222	0,190	0,159	0,127
	0,0013	0,0037	0,0081	0,0147	0,0133	0,0338	0,0465
0,347	0,307	0,283	0,253	0,222	0,191	0,159	0,127
	0,0013	0,0037	0,0081	0,0147	0,0234	0,0340	0,0467
0,348	0,308	0,284	0,254	0,223	0,191	0,160	0,128
	0,0013	0,0037	0,0082	0,0148	0,0235	0,0342	0,0470
0,349	0,309	0,284	0,255	0,224	0,192	0,160	0,128
	0,0013	0,0037	0,0083	0,0149	0,0237	0,0344	0,0472
0,350	0,310	0,285	0,255	0,224	0,192	0,160	0,128
	0,0013	0,0037	0,0083	0,0149	0,0238	0,0346	0,0475
0,351	0,311	0,286	0,256	0,225	0,193	0,161	0,129
	0,0013	0,0038	0,0083	0,0150	0,0239	0,0348	0,0478
0,352	0,312	0,287	0,257	0,225	0,193	0,161	0,129
	0,0014	0,0038	0,0084	0,0152	0,0240	0,0350	0,0481
0,353	0,312	0,288	0,258	0,226	0,194	0,162	0,130
	0,0014	0,0038	0,0085	0,0153	0,0242	0,0352	0,0484
0,354	0,313	0,288	0,258	0,227	0,195	0,162	0,130
	0,0014	0,0038	0,0085	0,0153	0,0243	0,0354	0,0486
0,355	0,314	0,289	0,359	0,227	0,195	0,163	0,130
	0,0014	0,0038	0,0085	0,0154	0,0244	0,0356	0,0489
0,356	0,315	0,290	0,260	0,228	0,196	0,163	0,131
	0,0014	0,0039	0,0086	0,0155	0,0246	0,0358	0,0492
0,357	0,316	0,291	0,260	0,229	0,196	0,164	0,131
	0,0014	0,0039	0,0086	0,0155	0,0247	0,0360	0,0495
0,358	0,317	0,292	0,261	0,229	0,197	0,164	0,131
	0,0014	0,0039	0,0087	0,0157	0,0248	0,0362	0,0497

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,359	0,318	0,293	0,262	0,230	0,197	0,165	0,132
	0,0014	0,0039	0,0087	0,0158	0,0250	0,0364	0,0500
0,360	0,319	0,293	0,263	0,231	0,198	0,165	0,132
	0,0014	0,0040	0,0088	0,0159	0,0252	0,0366	0,0503
0,361	0,320	0,294	0,263	0,231	0,198	0,166	0,132
	0,0014	0,0040	0,0088	0,0159	0,0253	0,0368	0,0506
0,362	0,320	0,295	0,264	0,232	0,199	0,166	0,133
	0,0014	0,0040	0,0089	0,0160	0,0254	0,0370	0,0508
0,363	0,321	0,296	0,265	0,233	0,200	0,166	0,133
	0,0014	0,0040	0,0089	0,0161	0,0256	0,0372	0,0511
0,364	0,322	0,297	0,266	0,233	0,200	0,167	0,134
	0,0014	0,0040	0,0089	0,0161	0,0257	0,0374	0,0514
0,365	0,323	0,298	0,266	0,234	0,201	0,167	0,134
	0,0014	0,0041	0,0090	0,0163	0,0258	0,0376	0,0517
0,366	0,324	0,298	0,267	0,234	0,201	0,168	0,134
	0,0015	0,0041	0,0091	0,0164	0,0260	0,0378	0,0520
0,367	0,325	0,299	0,268	0,235	0,202	0,168	0,135
	0,0015	0,0041	0,0092	0,0165	0,0262	0,0380	0,0523
0,368	0,326	0,300	0,268	0,236	0,202	0,169	0,135
	0,0015	0,0041	0,0092	0,0165	0,0263	0,0382	0,0523
0,369	0,327	0,301	0,269	0,236	0,203	0,169	0,135
	0,0015	0,0042	0,0092	0,0166	0,0264	0,0385	0,0528
0,370	0,328	0,302	0,270	0,237	0,203	0,170	0,136
	0,0015	0,0042	0,0093	0,0167	0,0266	0,0387	0,0531
0,480	0,425	0,391	0,350	0,307	0,264	0,220	0,176
	0,0025	0,0070	0,0156	0,0282	0,0447	0,0651	0,0894
0,481	0,426	0,392	0,351	0,308	0,264	0,220	0,176
	0,0025	0,0071	0,0157	0,0283	0,0449	0,0654	0,0898
0,482	0,427	0,393	0,352	0,309	0,265	0,220	0,177
	0,0025	0,0071	0,0157	0,0284	0,0451	0,0656	0,0902

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,483	0,428	0,394	0,354	0,309	0,265	0,221	0,177
	0,0025	0,0071	0,0158	0,0285	0,0453	0,0659	0,0905
0,484	0,428	0,394	0,353	0,310	0,266	0,221	0,178
	0,0026	0,0072	0,0159	0,0286	0,0454	0,0662	0,0909
0,485	0,429	0,395	0,354	0,311	0,267	0,222	0,178
	0,0026	0,0072	0,0159	0,0287	0,0457	0,0664	0,0913
0,486	0,430	0,396	0,355	0,311	0,267	0,222	0,178
	0,0026	0,0072	0,0160	0,0289	0,0458	0,0667	0,0917
0,487	0,431	0,397	0,355	0,312	0,268	0,223	0,172
	0,0026	0,0072	0,0161	0,0290	0,0460	0,0670	0,0920
0,488	0,432	0,398	0,356	0,313	0,268	0,223	0,179
	0,0026	0,0073	0,0161	0,0291	0,0462	0,0673	0,0924
0,489	0,433	0,398	0,357	0,313	0,269	0,224	0,179
	0,0026	0,0073	0,0162	0,0292	0,0464	0,0676	0,0928
0,490	0,434	0,399	0,358	0,314	0,269	0,224	0,180
	0,0026	0,0073	0,0163	0,0293	0,0466	0,0678	0,0932
0,491	0,435	0,400	0,358	0,314	0,270	0,225	0,180
	0,0026	0,0074	0,0163	0,0295	0,0468	0,0681	0,0936
0,492	0,436	0,401	0,359	0,315	0,270	0,225	0,180
	0,0026	0,0074	0,0164	0,0296	0,0470	0,0684	0,0939
0,493	0,436	0,402	0,360	0,316	0,271	0,226	0,181
	0,0026	0,0074	0,0165	0,0297	0,0471	0,0686	0,0942
0,494	0,437	0,403	0,360	0,316	0,272	0,226	0,181
	0,0026	0,0075	0,0165	0,0298	0,0473	0,0689	0,0947
0,495	0,438	0,403	0,361	0,317	0,272	0,226	0,182
	0,0027	0,0075	0,0166	0,0299	0,0475	0,0692	0,0951
0,496	0,439	0,404	0,362	0,318	0,273	0,227	0,182
	0,0027	0,0075	0,0167	0,0301	0,0477	0,0694	0,0953
0,497	0,440	0,405	0,363	0,318	0,273	0,227	0,182
	0,0027	0,0076	0,0167	0,0302	0,0479	0,0698	0,0958

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,498	0,441	0,406	0,363	0,319	0,274	0,228	0,183
	0,0027	0,0076	0,0168	0,0303	0,0481	0,0700	0,0962
0,499	0,442	0,407	0,364	0,320	0,274	0,228	0,183
	0,0027	0,0076	0,0169	0,0304	0,0483	0,0703	0,0966
0,500	0,443	0,408	0,365	0,320	0,275	0,229	0,184
	0,0027	0,0076	0,0170	0,0306	0,0485	0,0703	0,0970
0,501	0,444	0,408	0,366	0,321	0,275	0,229	0,184
	0,0027	0,0077	0,0170	0,0307	0,0487	0,0708	0,0974
0,502	0,444	0,409	0,366	0,322	0,276	0,230	0,184
	0,0027	0,0077	0,0171	0,0308	0,0489	0,0711	0,0978
0,503	0,445	0,410	0,367	0,322	0,276	0,230	0,185
	0,0028	0,0077	0,0172	0,0309	0,0491	0,0715	0,0982
0,504	0,446	0,411	0,368	0,323	0,277	0,230	0,185
	0,0028	0,0078	0,0172	0,0310	0,0493	0,0718	0,0986
0,505	0,447	0,412	0,368	0,323	0,278	0,231	0,185
	0,0028	0,0078	0,0173	0,0132	0,0495	0,0720	0,0990
0,506	0,448	0,412	0,369	0,324	0,278	0,231	0,186
	0,0028	0,0078	0,0174	0,0313	0,0497	0,0723	0,0994
0,507	0,449	0,413	0,370	0,325	0,279	0,232	0,186
	0,0028	0,0079	0,0174	0,0314	0,0498	0,0726	0,0998
0,508	0,450	0,414	0,371	0,325	0,279	0,232	0,186
	0,0028	0,0079	0,0175	0,0315	0,0501	0,0729	0,1001
0,509	0,451	0,415	0,371	0,326	0,280	0,233	0,187
	0,0028	0,0079	0,0176	0,0317	0,0503	0,0732	0,1005
0,510	0,452	0,416	0,372	0,327	0,280	0,233	0,187
	0,0028	0,0080	0,0176	0,0318	0,0504	0,0735	0,1009
0,511	0,452	0,416	0,373	0,327	0,281	0,234	0,188
	0,0028	0,0080	0,0177	0,0319	0,0506	0,0738	0,1013
0,512	0,453	0,417	0,374	0,328	0,281	0,234	0,188
	0,0028	0,0080	0,0178	0,0320	0,0508	0,0740	0,1017

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,513	0,454	0,418	0,374	0,329	0,282	0,235	0,188
	0,0029	0,0080	0,0178	0,0322	0,0511	0,0743	0,1021
0,514	0,455	0,419	0,375	0,329	0,282	0,285	0,189
	0,0029	0,0081	0,0179	0,0323	0,0512	0,0746	0,1025
0,515	0,456	0,420	0,376	0,330	0,283	0,236	0,189
	0,0029	0,0081	0,0180	0,0324	0,0515	0,0749	0,1029
0,516	0,457	0,420	0,376	0,330	0,284	0,236	0,189
	0,0029	0,0081	0,0180	0,0325	0,0516	0,0752	0,1033
0,517	0,458	0,421	0,377	0,331	0,284	0,236	0,190
	0,0029	0,0082	0,0181	0,0326	0,0518	0,0755	0,1037
0,518	0,459	0,422	0,378	0,332	0,285	0,237	0,190
	0,0029	0,0082	0,0182	0,0328	0,0520	0,0758	0,1041
0,519	0,460	0,423	0,379	0,332	0,285	0,237	0,190
	0,0029	0,0082	0,0182	0,0329	0,0523	0,0761	0,1045
0,520	0,460	0,424	0,379	0,333	0,286	0,238	0,191
	0,0029	0,0083	0,0183	0,0330	0,0525	0,0764	0,1049
0,650	0,576	0,530	0,474	0,416	0,357	0,297	0,238
	0,0046	0,0129	0,0286	0,0516	0,0820	0,1194	0,1640
0,651	0,576	0,531	0,475	0,417	0,358	0,298	0,239
	0,0046	0,0130	0,0287	0,0517	0,0822	0,1197	0,1645
0,652	0,577	0,531	0,476	0,418	0,358	0,298	0,239
	0,0046	0,0130	0,0288	0,0520	0,0825	0,1200	0,1650
0,653	0,578	0,532	0,476	0,418	0,359	0,299	0,240
	0,0046	0,0130	0,0289	0,0521	0,0827	0,1205	0,1655
0,654	0,579	0,533	0,477	0,419	0,359	0,299	0,240
	0,0047	0,0131	0,0290	0,0523	0,0830	0,1208	0,1660
0,655	0,580	0,534	0,478	0,420	0,360	0,300	0,240
	0,0047	0,0131	0,0291	0,0524	0,0832	0,1212	0,1665
0,656	0,581	0,535	0,479	0,420	0,360	0,300	0,241
	0,0047	0,0132	0,0292	0,0526	0,0835	0,1216	0,1670

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,657	0,582	0,535	0,479	0,421	0,361	0,300	0,241
	0,0047	0,0132	0,0293	0,0528	0,0838	0,1219	0,1675
0,658	0,583	0,536	0,480	0,421	0,362	0,301	0,241
	0,0047	0,0132	0,0294	0,0529	0,0840	0,1223	0,1680
0,659	0,584	0,537	0,481	0,422	0,362	0,301	0,242
	0,0047	0,0133	0,0294	0,0531	0,0842	0,1227	0,1685
0,660	0,584	0,538	0,482	0,423	0,363	0,302	0,242
	0,0048	0,0133	0,0296	0,0533	0,0846	0,1230	0,1690
0,661	0,585	0,539	0,482	0,423	0,363	0,302	0,242
	0,0048	0,0134	0,0296	0,0534	0,0848	0,1234	0,1696
0,662	0,586	0,540	0,483	0,424	0,364	0,303	0,243
	0,0048	0,0134	0,0297	0,0535	0,0850	0,1238	0,1701
0,663	0,587	0,540	0,484	0,425	0,364	0,303	0,243
	0,0048	0,0135	0,0298	0,0538	0,0854	0,1242	0,1706
0,664	0,588	0,541	0,484	0,425	0,365	0,304	0,244
	0,0048	0,0135	0,0299	0,0539	0,0856	0,1246	0,1711
0,665	0,589	0,542	0,485	0,426	0,366	0,304	0,244
	0,0048	0,0135	0,0300	0,0540	0,0858	0,1249	0,1716
0,666	0,590	0,543	0,486	0,426	0,366	0,305	0,244
	0,0048	0,0136	0,0301	0,0542	0,0861	0,1253	0,1721
0,667	0,591	0,544	0,487	0,427	0,367	0,305	0,245
	0,0048	0,0136	0,0302	0,0544	0,0863	0,1257	0,1727
0,668	0,591	0,544	0,487	0,428	0,367	0,306	0,245
	0,0049	0,0136	0,0302	0,0545	0,0866	0,1260	0,1732
0,669	0,592	0,545	0,488	0,428	0,368	0,306	0,246
	0,0049	0,0137	0,0304	0,0547	0,0869	0,1264	0,1737
0,670	0,593	0,546	0,489	0,429	0,368	0,306	0,246
	0,0049	0,0137	0,0304	0,0549	0,0871	0,1268	0,1742
0,671	0,594	0,547	0,490	0,430	0,369	0,307	0,246
	0,0049	0,0138	0,0305	0,0550	0,0873	0,1272	0,1747

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,672	0,595	0,548	0,490	0,430	0,369	0,307	0,247
	0,0049	0,0138	0,0306	0,0552	0,0877	0,1276	0,1752
0,673	0,596	0,548	0,491	0,431	0,370	0,308	0,247
	0,0049	0,0139	0,0307	0,0554	0,0879	0,1280	0,1758
0,674	0,597	0,549	0,491	0,432	0,310	0,308	0,247
	0,0049	0,0139	0,0308	0,0555	0,0881	0,1283	0,1763
0,675	0,598	0,550	0,492	0,432	0,371	0,309	0,248
	0,0050	0,0140	0,0309	0,0557	0,0885	0,1287	0,1768
0,676	0,598	0,551	0,493	0,433	0,372	0,309	0,248
	0,0050	0,0140	0,0310	0,0558	0,0886	0,1291	0,1774
0,677	0,599	0,552	0,494	0,434	0,372	0,310	0,248
	0,0050	0,0140	0,0310	0,0560	0,0889	0,1295	0,1779
0,678	0,600	0,553	0,495	0,434	0,373	0,370	0,249
	0,0050	0,0141	0,0312	0,0562	0,0892	0,1299	0,1784
0,679	0,601	0,543	0,495	0,435	0,373	0,311	0,249
	0,0050	0,0141	0,0312	0,0563	0,0894	0,1302	0,1789
0,680	0,602	0,554	0,496	0,436	0,374	0,311	0,250
	0,0050	0,0141	0,0313	0,0565	0,0897	0,1306	0,1794
0,681	0,603	0,555	0,497	0,436	0,379	0,312	0,250
	0,0050	0,0142	0,0314	0,0567	0,0900	0,1310	0,1800
0,682	0,604	0,556	0,498	0,437	0,375	0,312	0,250
	0,0051	0,0142	0,0315	0,0568	0,0902	0,1314	0,1805
0,683	0,605	0,557	0,498	0,438	0,375	0,312	0,251
	0,0051	0,0143	0,0316	0,0570	0,0905	0,1318	0,1810
0,684	0,606	0,558	0,499	0,438	0,376	0,313	0,251
	0,0051	0,0143	0,0317	0,0572	0,0908	0,1322	0,1816
0,685	0,606	0,558	0,500	0,439	0,376	0,313	0,251
	0,0051	0,0144	0,0318	0,0573	0,0910	0,1326	0,1821
0,686	0,607	0,559	0,500	0,439	0,377	0,314	0,252
	0,0051	0,0144	0,0319	0,0575	0,0913	0,1329	0,1826

Продолжение

k м	u^0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,687	0,608	0,560	0,501	0,440	0,378	0,314	0,252
	0,0051	0,0144	0,0320	0,0577	0,0916	0,1333	0,1832
0,688	0,609	0,561	0,502	0,441	0,378	0,315	0,252
	0,0052	0,0145	0,0321	0,0578	0,0919	0,1337	0,1837
0,689	0,610	0,562	0,503	0,441	0,379	0,315	0,253
	0,0052	0,0145	0,0322	0,0580	0,0922	0,1341	0,1842
0,690	0,611	0,562	0,503	0,442	0,379	0,316	0,253
	0,0052	0,0146	0,0323	0,0582	0,0924	0,1345	0,1848
0,691	0,612	0,563	0,504	0,443	0,380	0,316	0,254
	0,0052	0,0146	0,0323	0,0583	0,0926	0,1349	0,1853
0,692	0,613	0,564	0,505	0,443	0,380	0,316	0,254
	0,0052	0,0146	0,0325	0,0585	0,0929	0,1353	0,1858
0,693	0,614	0,565	0,506	0,444	0,381	0,317	0,254
	0,0052	0,0147	0,0325	0,0587	0,0932	0,1357	0,1864
0,694	0,614	0,566	0,506	0,444	0,381	0,317	0,255
	0,0052	0,0147	0,0327	0,0589	0,0934	0,1361	0,1869
0,695	0,615	0,566	0,507	0,445	0,382	0,318	0,255
	0,0053	0,0148	0,0327	0,0590	0,0937	0,1364	0,1875
0,696	0,616	0,567	0,508	0,446	0,382	0,318	0,255
	0,0053	0,0148	0,0328	0,0592	0,0940	0,1368	0,1880
0,697	0,617	0,568	0,508	0,446	0,383	0,319	0,256
	0,0053	0,0149	0,0330	0,0594	0,0943	0,1372	0,1885
0,698	0,618	0,569	0,509	0,447	0,384	0,319	0,256
	0,0053	0,0149	0,0330	0,0595	0,0945	0,1376	0,1890
0,699	0,619	0,570	0,510	0,448	0,384	0,320	0,256
	0,0053	0,0150	0,0332	0,0598	0,0949	0,1380	0,1896
0,700	0,620	0,570	0,511	0,448	0,385	0,320	0,257
	0,0053	0,0150	0,0332	0,0599	0,0951	0,1384	0,1902
0,701	0,621	0,571	0,511	0,449	0,385	0,321	0,257
	0,0054	0,0150	0,0333	0,0600	0,0953	0,1388	0,1907

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,702	0,622	0,572	0,512	0,450	0,386	0,321	0,258
	0,0054	0,0151	0,0334	0,0602	0,0956	0,1392	0,1912
0,703	0,622	0,573	0,513	0,450	0,386	0,322	0,258
	0,0054	0,0151	0,0335	0,0604	0,0959	0,1396	0,1918
0,704	0,623	0,574	0,514	0,451	0,387	0,322	0,258
	0,0054	0,0152	0,0336	0,0606	0,0962	0,1400	0,1923
0,705	0,624	0,575	0,514	0,452	0,388	0,322	0,259
	0,0054	0,0152	0,0337	0,0607	0,0964	0,1404	0,1929
0,706	0,625	0,575	0,515	0,452	0,388	0,323	0,259
	0,0054	0,0152	0,0338	0,0608	0,0967	0,1408	0,1934
0,707	0,626	0,576	0,516	0,453	0,389	0,323	0,259
	0,0054	0,0153	0,0339	0,0611	0,0970	0,1412	0,1940
0,708	0,627	0,577	0,517	0,454	0,389	0,324	0,260
	0,0055	0,0153	0,0340	0,0612	0,0973	0,1416	0,1945
0,709	0,628	0,578	0,517	0,454	0,390	0,324	0,260
	0,0055	0,0154	0,0341	0,0615	0,0976	0,1420	0,1951
0,710	0,629	0,579	0,518	0,455	0,390	0,325	0,260
	0,0055	0,0154	0,0342	0,0616	0,0978	0,1424	0,1956
0,711	0,630	0,580	0,519	0,455	0,301	0,325	0,261
	0,0055	0,0155	0,0343	0,0618	0,0982	0,1428	0,1962
0,712	0,630	0,580	0,520	0,456	0,391	0,326	0,261
	0,0055	0,0155	0,0344	0,0620	0,0984	0,1432	0,1967
0,713	0,631	0,581	0,520	0,457	0,392	0,326	0,262
	0,0055	0,0155	0,0344	0,0621	0,0986	0,1436	0,1978
0,714	0,632	0,582	0,521	0,457	0,392	0,327	0,262
	0,0056	0,0156	0,0346	0,0623	0,0989	0,1440	0,1978
0,715	0,633	0,583	0,522	0,458	0,393	0,327	0,262
	0,0056	0,0156	0,0346	0,0625	0,0992	0,1444	0,1984
0,716	0,634	0,584	0,522	0,459	0,394	0,328	0,263
	0,0056	0,0157	0,0348	0,0627	0,0995	0,1448	0,1990

Продолжение

k м	u_0 м/сек.						
	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
0,717	0,635	0,584	0,523	0,459	0,394	0,328	0,263
	0,0056	0,0157	0,0348	0,0628	0,0997	0,1452	0,1995
0,718	0,636	0,585	0,524	0,460	0,395	0,328	0,264
	0,0056	0,0158	0,0350	0,0630	0,1001	0,1456	0,2001
0,719	0,637	0,586	0,0525	0,460	0,395	0,309	0,264
	0,0056	0,0158	0,0350	0,0632	0,1003	0,1460	0,2006
0,720	0,638	0,587	0,525	0,471	0,396	0,329	0,264
	0,0056	0,0158	0,0351	0,0633	0,1006	0,1464	0,2012

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

H, z — уровень воды (отметка поверхности воды).
y — расстояние, отсчитываемое от дна потока.
r — радиус трубы.
d — диаметр трубы.
h — глубина на вертикали (местная).
$\frac{y}{h}$ — относительная (местная) глубина на вертикали.
$h_{ср}$ — средняя глубина потока.
h_{max} — максимальная глубина потока.
$h_п$ — глубина в пойме на вертикали.
$h_р$ — глубина в русле на вертикали.
$h_б$ — глубина в русле на вертикали при заполнении русла до бровок.
$h_к$ — критическая глубина.
R — гидравлический радиус.
χ — смоченный периметр.
b — расстояние в направлении, нормальном к движению потока.
$b_а$ — расстояние между положениями вертикалей с наибольшей скоростью и наибольшей глубиной.
B — ширина потока.
$B_р$ — ширина русла.
$B_б$ — ширина русла между бровками.
$B_п$ — ширина поймы.
l, L — длина потока.
ω — площадь живого сечения.

$\alpha_п = \frac{h_{ср}}{h_{max}}$ — параметр формы живого сечения.

$\alpha_B = \frac{h_{ср}}{B}$ — параметр формы живого сечения.

$\beta_a = \frac{B_{пр} - B_л}{B}$ — коэффициент асимметрии живого сечения потока.

$\beta_{а.\ к\text{-}м} = \frac{b_а}{B}$ — кинематико-морфометрический параметр живого сечения потока.

$B_{пр}$ — расстояние от правого берега до вертикали с глубиной h_{max}.
$B_л$ — расстояние от левого берега до вертикали с глубиной h_{max}.

$\Gamma = \frac{\sqrt{B}}{h_{ср}}$ — параметр В. Г. Глушкова.

Δ — высота выступов шероховатости (абсолютная шероховатость).

$\frac{\Delta}{h}$, $\frac{\Delta}{d}$ — относительная шероховатость.

β_* — параметр формы живого сечения потока.

T, t, τ — время.

g — ускорение силы тяжести.

γ — удельный вес жидкости.

ρ — плотность жидкости.

μ — динамический коэффициент вязкости.

ν — кинематический коэффициент вязкости.

$I_г$ — гидравлический уклон.

I — уклон поверхности воды.

$I_к$ — критический уклон.

u — местная скорость.

c_u — среднее квадратичное отклонение скорости.

ω_i — частота пульсации скорости.

u_r — местная скорость на расстоянии от центра трубы, равном r.

u_{max} — максимальная скорость на вертикали.

$u_в$ — средняя скорость на вертикали.

u_* — динамическая скорость на вертикали.

$\frac{u_{max}-u}{u_*}$ — относительный недостаток местной скорости u на вертикали.

$\frac{u_{max}-u_в}{u_*}$ — относительный недостаток средней скорости $u_в$ на вертикали.

$u_д$ — донная скорость на вертикали.

v — средняя скорость потока.

$v_п$ — средняя скорость потока в пойме.

$v_р$ — средняя скорость потока в русле.

v_{max} — максимальная скорость потока.

$v_{пов}$ — средняя поверхностная скорость потока.

$v_д$ — средняя донная скорость потока.

v_* — динамическая скорость потока.

$D=\frac{v_{max}-v}{v_*}$ — относительный недостаток средней скорости потока v.

$D_{пов}=\frac{v_{max}-v_{пов}}{v_*}$ — относительный недостаток средней поверхностной скорости потока.

$D_д=\frac{v_{max}-v_д}{v_*}$ — относительный недостаток средней донной скорости потока.

$K_1=\frac{v}{v_{пов}}$ — отношение средней скорости потока к средней поверхностной.

$K_1^*=\frac{1-K_1}{K_1}=\frac{v_{пов}-v}{v}$ — относительный недостаток коэффициента K_1.

$K_2=\frac{v}{v_{max}}$ — отношение средней скорости потока к максимальной.

$K_2^*=\frac{1-K_2}{K_2}=\frac{v_{max}-v}{v}$ — относительный недостаток коэффициента K_2.

$K_3 = \frac{v_д}{v}$ — отношение средней донной скорости к средней скорости потока.

$K_4 = \frac{v_д}{v_{max}}$ — отношение средней донной скорости потока к наибольшей.

k, D, p — параметры потока (безразмерные).

$q = u_в h$ — расход воды на вертикали.

$q_ф = u_{max} h$ — фиктивный расход воды на вертикали.

$q_д = u_д h$ — расход воды на вертикали, подсчитанный с учетом только местной донной скорости $u_д$.

Q — расход воды.

$Q_ф$ — фиктивный расход воды.

$Q_* = \omega v_*$ — динамический расход.

$K = \frac{Q}{\sqrt{I}}$ — расходная характеристика.

n — коэффициент шероховатости.

α — коэффициент Кориолиса.

α' — коэффициент Буссинеска.

λ — коэффициент Дарси.

$C_в$ — коэффициент Шези на вертикали (размерный).

$C_в^* = \frac{C_в}{\sqrt{g}}$ — безразмерный коэффициент Шези на вертикали.

C — коэффициент Шези (размерный).

$C^* = \frac{C}{\sqrt{g}}$ — безразмерный коэффициент Шези.

Re — число Рейнольдса.

$Re_р$ — число Рейнольдса для потока в русле.

$Re_п$ — число Рейнольдса для потока в пойме.

$fr = \frac{u^2}{g(h-y)}$ — локальный параметр кинетичности.

$fr_в = \frac{u_в^2}{gh}$ — параметр кинетичности (число Фруда) на вертикали.

$Fr = \frac{v^2}{gh_{ср}}$ — число Фруда (параметр кинетичности), отнесенное к скорости v.

$Fr_1 = \frac{v_{пов}^2}{gh_{ср}}$ — число Фруда, отнесенное к скорости $v_{пов}$.

$Fr_2 = \frac{v_{max}^2}{gh_{ср}}$ — число Фруда, отнесенное к скорости v_{max}.

$Fr_р$ — число Фруда для потока в русле.

$Fr_п$ — число Фруда для потока в пойме.

$Fr_Г = \frac{v^2 Г^2}{g}$ — параметр кинетичности для размываемых русел.

$\frac{\sigma_и}{\bar{u}} = Be$ — степень (интенсивность) турбулентности.

$St = \frac{\omega h}{u_в}$ — относительная характеристика масштаба турбулентности (число Струхаля).

u — скорость движения тарировочной тележки.

N — число оборотов лопастного винта.

n — число оборотов лопастного винта в единицу времени.

ω — угловая скорость вращения лопастного винта.

k — гидравлический шаг лопастного винта.

u_0 — начальная скорость гидрометрической вертушки.

$M = \frac{n}{u}$ — число оборотов лопастного винта на единицу длины.

$n_к$ — критическое число оборотов лопастного винта.

$u_к$ — скорость (критическая), соответствующая числу оборотов $n_к$.

$l_с$ — путь синхронизации гидрометрической вертушки.

φ — коэффициент скорости.

$h_u = \frac{u^2}{2g}$ — скоростная высота (удельная кинетическая энергия).

m — темп охлаждения гидрокатазонда.

n — коэффициент наклона боковых сторон водослива к его порогу.

m — коэффициент расхода водослива.

H — напор на водосливе.

b, B — ширина отверстия водослива (длина его порога).

$\Theta = \frac{nH}{B}$ — безразмерный параметр водослива.

$h_{в.б}$ — глубина воды в верхнем бьефе.

$h_{н.б}$ — глубина воды в нижнем бьефе.

$p_{в.б}$ — высота порога водослива со стороны верхнего бьефа.

$p_{н.б}$ — высота порога водослива со стороны нижнего бьефа.

$\alpha_п$ — угол переправы лодки (гидрометрического интегратора).

Железняков Георгий Васильевич
ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ГИДРОМЕТРИИ
Отв. редактор В. И. Савельев

Редактор З. М. Кожина
Художник В. М. Морозов
Худож. редактор В. А. Евтихиев
Техн. редактор М. И. Брайнина
Корректоры: М. А. Гальперина и В. С. Игнатова

Сдано в набор 18/XII 1967 г. Подписано к печати 12/V 1968 г. Бумага тип. № 1 $60\times90^{1}/_{16}$. Бум. л. 9,125. Печ. л. 18,25. Уч.-изд. л. 19,03 Тираж 3000 экз. М-21847 Индекс ГЛ-177. Гидрометеорологическое издательство. Ленинград, В-53, 2-я линия, д. № 23. Заказ 1022. Цена 1 руб. 40 к.

Ленинградская типография № 2 имени Евгении Соколовой Главполиграфпрома Комитета по печати при Совете Министров СССР. Измайловский пр., 29.