

С. В. ИЗБАШ и Х. Ю. ХАЛДРЕ

ГИДРАВЛИКА ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЕЛ РЕК



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО

Москва

1959

Ленинград

В книге рассматриваются вопросы гидравлической оценки стесняемых и перекрываемых русел, гидравлической сопротивляемости подаваемых в поток материалов, выбора метода и материала перекрытия русла в связи с гидравлическими параметрами водопропускных сооружений гидроузлов. Особое внимание уделяется новым прогрессивным методам перекрытия русел, в том числе использующим фильтрационную способность крупнопористых набросок, а также вопросам гидравлического обоснования технико-экономической эффективности перекрытия.

Книга рассчитана как на инженеров, проектирующих гидроэнергетические узлы, так и на инженеров-гидроэнергостроителей, а также на студентов соответствующих вузов и факультетов.

Редактор *Н. Н. Пашков*

Техн. редактор *Г. Е. Ларионов*

Сдано в пр-во 4/VI 1958 г.

Подписано к печати 2/III 1959 г.

Формат бумаги 84×108^{1/32}

10,66 п. л.

11,4 уч.-изд. л.

Т-02844

Тираж 2500

Цена 6 р. 70 к.

Зак. тип. 317

Типография Связьиздата, Москва-центр, ул. Кирова, 40

ПРЕДИСЛОВИЕ

Перекрытие русла многоводной реки — решающий этап строительства гидроузла.

Технико-экономический эффект перекрытия во многом зависит от предварительной проектной проработки рациональной схемы перекрытия, тесно связанной с компоновкой гидроузла в целом, а также от заблаговременной подготовки материалов и средств производства работ по перекрытию русла. Правильное проектное и производственное решение указанных вопросов возможно только на базе надлежащего выяснения гидравлики перекрытия русла, целиком определяющей возможные этапы перекрытия, условия формирования в потоке заграждения, потребные размеры, веса и объемы материалов перекрытия.

Четверть века назад были созданы гидравлические основы возведения водных заграждений наброской камня в текущую воду [Л. 2]. Этот метод, развитый и дополненный творческой инициативой гидротехников, получил широкое распространение в нашей стране и за рубежом как основа перекрытия русел десятков рек: Нивы, Свири, Туломы, Волги, Сыр-Дарьи, Шексны, Дона, Камы, Наровы, Днестра, Днепра, Иртыша, Ангара, Оби, Роны, Колумбии, Колорадо, Миссури и др. Однако наряду с успешным освоением новой техники перекрытия русел многих рек не всегда уделялось должное внимание вопросам экономичности перекрытия, надлежащему использованию естественных и искусственных материалов, взаимосвязи перекрытия с компоновкой гидроузла в целом и водоотводящей способностью как временных, так и постоянных сооружений гидроузла. Одновременно с ценным анализом данных строительного опыта и бесспорными результатами некоторых систематических лабораторных опытов в отдельных случаях имели место и недостаточно обосно-

ванные рекомендации некоторых не оправдавших затем себя при возведении ГЭС приемов и материалов перекрытия рек.

В связи с этим в порядке расчетно-экспериментального анализа и обобщения данных строительного опыта нами рассмотрены основные направления и методы перекрытия русел рек, предложены новая энергетическая оценка перекрываемого потока и гидравлическая — сопротивляемости материала наброски, приведены современные приемы гидравлического расчета стеснения русла, турбулентной фильтрации сквозь наброску, выявлены особенности и преимущества предложенного нами каркасного метода перекрытия и даны примеры расчетов и сравнения перекрытия русел рек различными методами. Наряду с этим основным и новым содержанием книги в ней кратко приведены (гл. 5) и ранее опубликованные [Л. 9] основы расчета различных конфигураций набросок, дополненные новым приближенным приемом определения объемов наброски камня на 1 пог. м фронта перекрытия.

Гл. 1, 4 и 5 составлены С. В. Избашем, гл. 6 — 8 Х. Ю. Халдре, гл. 3 совместно указанными авторами. Гл. 2 и § 34 написаны канд. техн. наук И. В. Лебедевым, работавшим, так же как и Х. Ю. Халдре, под руководством С. В. Избаша, выполнившего и общее редактирование книги.

Книга написана, главным образом, на базе исследований, проведенных авторами в 1948—1958 гг. в Московском энергетическом институте по заданиям строителств Камской, Цимлянской, Иркутской, Сталинградской, Волжской имени В. И. Ленина и Братской ГЭС, а также по заданиям институтов Гидроэнергопроект, Гидропроект и Оргэнергострой.

Основные положения работы многократно обсуждались на совещаниях и конференциях в Москве, Ленинграде и на местах строительства.

По убеждению авторов, на базе гидравлических расчетов, подобных приведенным в книге, можно объективно сравнивать варианты различных методов перекрытия, обоснованно выбрать тот из них, который в условиях конкретного гидроузла окажется наиболее рациональным и заслуживающим подробной проектно-лабораторной разработки.

Авторы

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
<i>Глава первая. Исходные положения</i>	<i>7</i>
1. Общая характеристика пропуска строительных расходов	7
2. Исходные соображения по вопросам перекрытия русел	14
3. Энергетическая оценка перекрываемого потока	22
4. Расчетные величины удельных мощностей при фронтальном и пионерном методах перекрытия русел	31
<i>Глава вторая. Гидравлический расчет стеснения русла</i>	<i>38</i>
5. Основы расчета водопропускной способности стесненного русла	38
6. Определение перепадов и полпорнов при стеснении русла перемычками и пионерно выдвигаемыми дамбами	48
7. Пример гидравлического расчета стеснения русла	56
<i>Глава третья. Гидравлическая сопротивляемость подаваемого в поток материала</i>	<i>63</i>
8. Типы материалов наброски	63
9. Гидравлическая крупность элементов наброски	68
10. Предельные скорости для элементов наброски	70
11. Критерии гидравлической сопротивляемости элементов наброски	77
<i>Глава четвертая. Общая характеристика различных методов перекрытия русел рек</i>	<i>84</i>
12. Классификация	84
13. Сущность фронтальной наброски однородного материала невлекомой крупности	88
14. Сущность метода каркасной наброски	91
15. Краткая характеристика прочих методов и приемов перекрытия русел	97
<i>Глава пятая. Взаимодействие переливающегося потока и каменной наброски</i>	<i>107</i>
16. Об устойчивости камня в наброске	107
17. О переливе потока через наброску	112
18. Основная задача и расчет первой и второй конфигураций наброски	116

19. Расчет третьей конфигурации наброски	122
20. Расчет четвертой конфигурации наброски	128
21. Дополнительные замечания к расчетам	132
22. Приближенное определение единичного объема каменной наброски распластанного профиля	138
Глава шестая. Турбулентная фильтрация сквозь наброску	142
23. Характеристика режимов фильтрации сквозь материалы наброски	142
24. Определение коэффициентов турбулентной фильтрации крупнопористых материалов и конструкций	147
25. Фильтрация сквозь затопленную наброску треугольного профиля	152
26. Фильтрация сквозь наброску треугольного профиля, вышедшую из воды	160
Глава седьмая. Некоторые особенности каркасной наброски . . .	164
27. Различные способы каркасной наброски	164
28. Каркасная наброска как водослив	171
29. К оценке устойчивости каркасной наброски	173
Глава восьмая. Примеры расчетов перекрытия русла	179
30. Сводка расчетных зависимостей	179
31. Основная задача расчета и ход ее решения	184
32. Пример расчетной оценки активности перекрываемого потока	186
33. Пример расчетной оценки материалов перекрытия фронтальным методом	192
34. Пример сравнения фронтального и пионерного методов перекрытия русла	194
Заключительные замечания	202
Приложение	204
Литература	207

ГЛАВА ПЕРВАЯ

ИСХОДНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОПУСКА СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСХОДОВ

Советская и мировая гидротехническая практика вырабатала определенные методы пропуска строительных расходов.

Метод водоотвода (рис. 1, верхний) — отвод с помощью канала или туннеля строительных, а затем зачастую и эксплуатационных расходов в обход основного русла реки, перекрываемого целиком и обычно в один прием. Этот метод отражает стремление гидростроителей сделать производство работ по бетонным гидросооружениям (отвечающим береговой или пойменной компоновке) независимым от режима реки и судоходства на ней (если оно имеется); иногда это связано с некоторым увеличением объемов работ, а также с коренным (в эксплуатационных условиях) изменением течения реки по сравнению с бытовыми условиями. Заключительным этапом является возведение глухой плотины в русле, перекрываемом тем или иным способом.

Метод водостеснения с пропуском строительных расходов в пределах основного русла отвечает русловой компоновке основных водопропускных сооружений гидроузла. Эта компоновка отражает стремление проектировщиков к уменьшению объемов работ по гидроузлу в целом и возможно меньшему (в условиях эксплуатации узла) нарушению режима нижнего бьефа в сравнении с бытовым режимом реки. Однако в период производства работ здесь возникают весьма резкие деформации потока.

Первая очередь работ обычно связана с боковым стеснением русла перемычками (рис. 1, нижний) и пропуском реки через строительный проток. Живое сечение последнего,

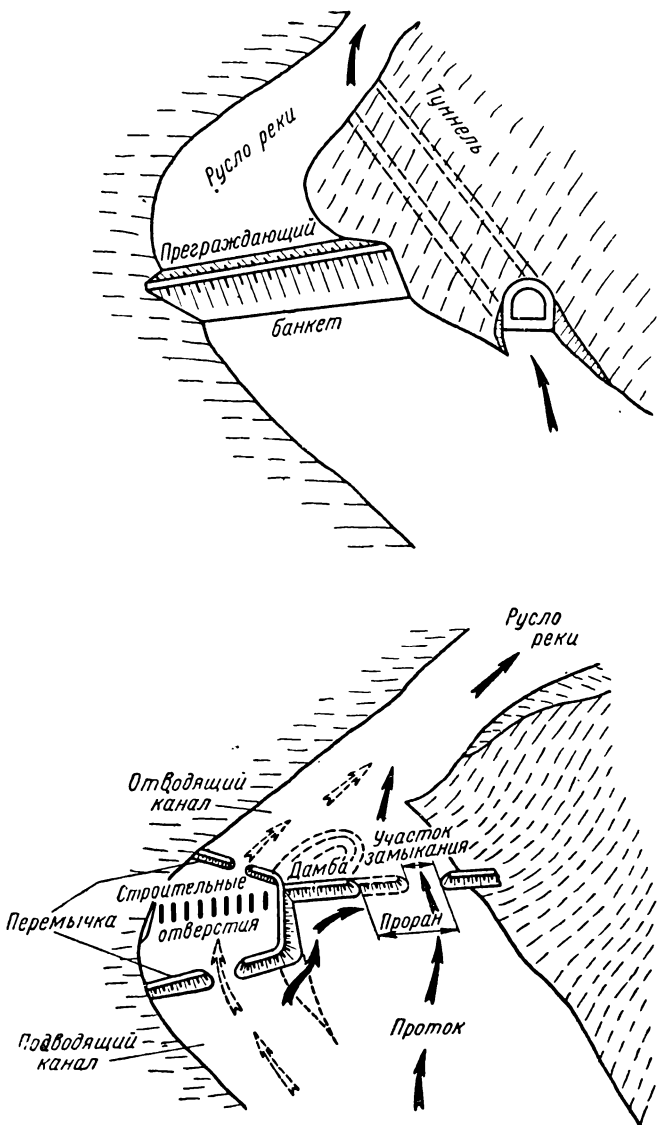


Рис. 1. Схема вариантов пропуска строительных расходов при возведении гидроузлов

часто значительно меньшее живого сечения реки в свободном ее состоянии, должно пропускать паводки, ледоход и обеспечить судоходство.

Во вторую очередь, пользуясь периодом уменьшения расходов в реке, производится дополнительное стеснение потока с помощью дамб с оставлением в них прорана для пропуска относительно малых строительных расходов.

Третья очередь производства работ отвечает полному перекрытию русла в проране, которое осуществляется тем или иным методом.

Таким образом, гидравлика производства работ по возведению сооружений гидроузла в общем случае характеризуется следующими основными стадиями:

стадией бокового стеснения русла перемычками и пионерно выдвигаемыми дамбами и

стадией донного заграждения русла, заканчивающейся его полным перекрытием.

При этом на некотором этапе работ по перекрытию организуется водоотвод или перепуск расхода реки по новому строительному водопропускному тракту.

Последний может состоять (см., например, нижнюю часть рис. 1) из подводящего и отводящего каналов и строительных отверстий в постоянных сооружениях и перемычках; последние разбираются в процессе перекрытия. Частично разобранные перемычки часто нарушают нормальный подход потока к отверстиям в постоянных водопропускных сооружениях и снижают их проектную водопропускную способность (на Каховгэсстрое до 30%). На строительствах Каховской, Горьковской и Волжской ГЭС, по данным П. В. Бородина [Л. 28], потери напора в период производства работ на основных водопропускных сооружениях оказались значительно меньшими гидравлических потерь на прочих участках водосбросного тракта¹.

На рис. 2 приведены кривые связи между отношением отводимого расхода Q_s к расходу реки в бытовых условиях Q_p и перепадом (∇ ГВБ — ∇ ГНБ) в проране z , получен-

¹) По данным того же автора, например, при строительстве Новосибирской ГЭС имело место следующее процентное распределение перепада на различных стадиях перекрытия р. Оби между разными участками строительного водопропускного тракта (суммарный перепад принят за 100%): на верховой перемычке и в верхнем бьефе котлована — 54,8 — 43,5%; на гребенке водосливной плотины — 4,7 — 23,8%; в нижнем бьефе котлована, на низовой перемычке и в отводящем канале — 40,5 — 32,6%.

ные в результате расчетов, лабораторных опытов и натурных измерений для некоторых гидроэнергетических сооружений. Наиболее часто здесь встречается тип вогнутых кривых (см., например, кривые 3, 4 и 7), близких к параболам второй степени, отвечающих затопленным водопропускным отверстиям. При наличии в составе водопропуск-

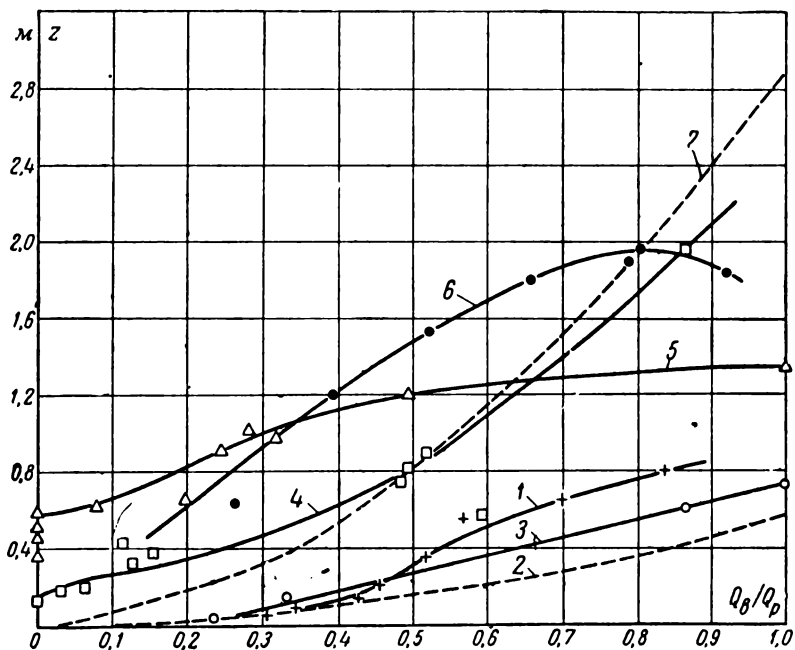


Рис. 2. Кривые, характеризующие пропускную способность водотоков на некоторых отечественных гидростроительствах.

1 — Горьковская ГЭС (действительная); 2 — то же (проектная);
3 — Каховская ГЭС; 4 — Н.-Свибская ГЭС; 5 — Камская ГЭС;
6 — Куйбышевская ГЭС (действительная); 7 — то же (проектная).

ного тракта неподтопленных водосливных отверстий соответствующая кривая становится обращенной выпуклостью вверх (кривая 5). Перегиб верхней части кривой 6 связан с работами по уборке остатков перемычек.

Исходя из графика на рис. 2, можно получить представленный на рис. 3 безразмерный график связи относительного перепада $z/z_{\text{макс}}$ ($z_{\text{макс}}$ — максимальный, z — переменный перепад в проране) и относительного удельного расхода

в проране $\frac{q}{q_{\max}} \left(q = \frac{Q_p - Q_a}{B} \right)$, где B — ширина прорана;
 $q_{\max}$ — максимальный удельный расход).

Из графика на рис. 3 видно, что в большинстве практических случаев $z/z_{\max} \leq 0,5$ при $q/q_{\max} \approx 0,5$.

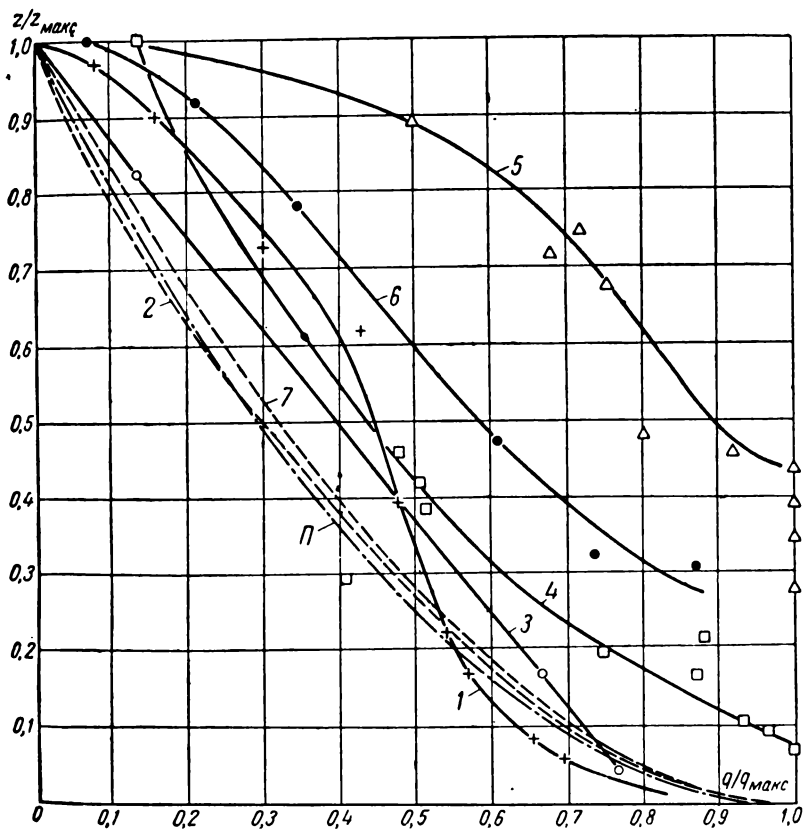


Рис. 3. Кривые зависимости относительного перепада $z/z_{\max}$ от относительного расхода $q/q_{\max}$ (для иллюстрации общего характера кривых приведена кривая П — парабола второго порядка).

Некоторое уменьшение величины расхода в проране может дать в соответствующих случаях учет аккумулирующей способности верхнего бьефа. По данным П. В. Бородина [Л. 28], при перекрытии Днепра на Каховгэсстрое аккумуля-

ляция в верхнем бьефе достигла 16% всего расхода, на строительствах Горьковской и Волжской ГЭС — соответственно 18 и 14—17%. Вопрос учета аккумулирующей способности верхнего бьефа теоретически разработан канд. техн. наук, доц. Б.Т. Емцевым [Л. 32 и 36].

На выбор метода маневрирования строительными расходами реки и связанных с этим стадий производства работ влияет сложный комплекс природных условий и технических показателей, характерных для каждого конкретного гидроузла.

Из природных характеристик речного русла в створе гидроузла для гидравлики производства работ наибольшее значение имеют: гидрология (водность, ледовый и наносный режим), морфология (рельеф русла, ширина створа и, в частности, аккумулирующая способность верхнего бьефа) и геология (главным образом размываемость и несущая способность грунтов, слагающих русло). Например, тяжелый ледоход, большие паводки в относительно узком размываемом русле и скальный грунт в береге могут явиться определяющими показателями в пользу водоотвода и береговой компоновки водопропускных сооружений (Нивская, Туломская, Майкопская, Верхотурская, Нарвская и другие ГЭС).

Из технических показателей гидроузлов на гидравлику производства работ влияют: комплексность решения водохозяйственных проблем и каскадность использования реки (например, энерготранспортное ее значение, возможность аккумуляции расходов вышележащей ГЭС в стадии перекрытия и т. п.), оптимальная в эксплуатационном отношении схема компоновки, размеры (по напору и фронту) и тип основных сооружений, календарные сроки возведения их очередей, наличие местных строительных материалов и техническая оснащенность строительства. Последняя часто должна быть большей при русловой компоновке в сравнении с береговой.

Следует отметить, что в отдельности как метод водоотвода, так и метод водостеснения оказываются вполне целесообразными в определенных, типичных для них условиях.

При отсутствии этих условий или когда они выражены нерезко, возможны как комбинированный метод маневрирования строительными расходами (например, имевший место при возведении Волжской ГЭС), так и рав-

ноценные в некоторых случаях методы водоотвода и водостеснения. Пример последнего рода дает проектирование вариантов Братской ГЭС, где выбор способа пропуска паводков и ледоходов р. Ангары во многом определял и выбор типа плотины (бетонной, гравитационной или каменнонабросной).

Первым основным фактором при вариантном сравнении различных методов пропуска строительных расходов в связи с компоновкой гидроузла является его стоимость в целом (в отношении единовременных затрат и ежегодных эксплуатационных расходов), затем — в пределах выбранной схемы — стоимость отдельных временных и постоянных сооружений гидроузла. Отметим, что наблюдается общая тенденция к повышению отметок основания постоянных водопропускных сооружений и строительных подводящих и отводящих каналов, а также к уменьшению их габаритных размеров. Связанное с этим уменьшение объемов работ в ряде случаев может быть достигнуто путем повышения отметок перекрывающего русло заграждения (банкета) и увеличения создаваемого им перепада или выбора для перекрытия периода с наименьшими и устойчивыми расходами реки.

Вторым фактором являются условия производства работ в отношении одновременного возведения возможно большего числа сооружений, входящих в состав гидроузла, а также применения наиболее высокопроизводительных методов производства гидротехнических работ. С этим связаны прежде всего уменьшение числа очередей работ, секций перемычек и увеличение степени стеснения ими русла реки, затем — возрастающее влияние со стороны наиболее прогрессивных, индустриально-поточных средств производства работ (автосамосвалы с боковым опрокидыванием и большой грузоподъемностью, средства гидромеханизации с проточной частью механизмов, допускающей пропуск галечно-булыжных категорий материалов, металлический шпунт, полигоны по изготовлению сборных конструкций и т. п.)

Как видно из всего изложенного, в общем случае могут совмещаться методы водоотвода и водостеснения, а стадии гидравлики производства работ могут в различной последовательности и сочетании включать стеснение и заграждение русла. При этом полное перекрытие русла и отвод реки по новому тракту, подготовленному в процессе возведения основных сооружений, являются важнейшим этапом борьбы строителей с водной стихией и во многом определяют успех строительства узла в целом.

2. ИСХОДНЫЕ СООБРАЖЕНИЯ ПО ВОПРОСАМ ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЕЛ

В последнюю четверть века в СССР и за рубежом основным способом перекрытия русел рек явилась подача в поток (наброской, отсыпкой, намывом и т. п.) грунтовых материалов (каменных, галечно-песчаных, глинистых и др.), а также искусственных монолитов (бетонных кубов, тетраэдров, железобетонных каркасов и др.).

Так, в СССР указанный способ был применен при возведении плотин: Беломорско-Балтийского канала (1930 г.), Нижне-Свирской ГЭС (1934 г.), Туломской (1935 г.), Угличской (1939 г.), Чирчикской (1939 г.), Рыбинской (1940 г.), Фархадской (1944 г.), Усть-Каменогорской (1950 г.), Верхне-Свирской (1951 г.), Цимлянкой (1951 г.), Камской (1953 г.), Нарвской (1954 г.), Каховской ГЭС, Горьковской, Волжской (1955 г.), Иркутской и Новосибирской ГЭС (1956 г.), Бухтарминской (1957 г.) и др.

За рубежом — при строительстве плотин: Болдер (США, 1930 г.), Форт-Пек (США, 1937 г.), Жениссия (Франция, 1937 — 1940 гг.), Дэвис (США, 1948 г.), Мак-Нэри (США, 1950 г.), Форт-Рэндол (США, 1952 г.), Джозеф (США, 1954 г.), Даллес (США, 1956 г.) и др.

Гидравлические условия, технические средства, материалы наброски и схемы перекрытия различных рек во многом были весьма различны. Предстоят еще более крупные работы, например: по перекрытию Ангара в створе Братской ГЭС, Амура, Хуан-Хэ, Нила, Конго и других рек.

Из всего сказанного следует, что перекрытие русла следует рассматривать, во-первых, как специальный комплекс вспомогательных (рис. 1), стесняющих, преграждающих, водопропускных и мостовых сооружений (дамбы, banquet, строительные отверстия и каналы, наплавные мосты и др.), тесно связанный с компоновкой, размерами и отметками многих основных сооружений гидроузла (водосбросов, судоходных шлюзов и других сооружений). Во-вторых, перекрытие представляет собой гидравлический процесс взаимодействия потока с подаваемым в него материалом. Наконец, в-третьих, перекрытие русла может рассматриваться с точки зрения организации и механизации соответствующих строительных и транспортных работ.

Гидравлика перекрытия данного русла, т. е. процесс формирования в нем заграждения (его конфигурация, структура и размеры), зависит от совокупности следующих трех

основных факторов: характера подачи материалов, свойств подаваемого материала и параметров перекрываемого потока¹.

Характер подачи материалов любыми механическими и транспортными средствами (автомашинами по наплавному мосту, по канатной дороге, транспортерами, гидромеханизацией и т. п.) должен быть с гидравлической точки зрения рассмотрен и обоснован в зависимости от распределения материалов в пространстве и во времени.

В пространстве мы должны различать следующие два основных типа подачи:

а) сосредоточенную подачу материала, например путем пионерного выдвижения дамб, отсыпаемых самосвалами или торцовым безэстакадным намывом;

б) фронтальную подачу с большей или меньшей степенью неравномерности по фронту наброски (осуществляемой, например, самосвалами с понтонного моста, канатной дорогой, транспортерами и другими средствами), в форме наброски банкета.

Кроме того, возможно видоизменение методов подачи материала как по высоте (ярусам), так и в направлении течения (например, при использовании гидромеханизации для заполнения грунтом одной части прсфиля, возведении другой части набросочной камня).

Во времени процесс перекрытия русла связан прежде всего с периодом перекрытия (летним, осенне-зимним), а в его пределах — с интенсивностью подачи материала. От интенсивности подачи зависят как возможность загрузки потока материалом сверх его транспортирующей способности, так и использование аккумулирующей способности верхнего бьефа для снижения расходов перекрываемого потока. В конечном счете временными факторами определяется срок перекрытия.

Во времени может изменяться также подача материалов различных типоразмеров (камень разной крупности, массивы разных размеров), которая может быть как последовательной, так и параллельной (одновременной).

Характер подачи материала в сочетании с его свойствами (см. гл. 3) и параметрами перекрываемого потока (см. § 3) определяют возможные основные методы перекрытия русла, которые будут подробно рассмотрены в гл. 4.

¹ Отметим в связи с этим, что указания, например, одних только средств транспорта материала («намывной метод») совершенно недостаточно для того, чтобы надлежащим образом предвидеть возникающие при перекрытии явления и на этой основе управлять ими (см. гл. 4).

Здесь же мы ограничимся некоторыми предварительными замечаниями.

Технико-экономический эффект перекрытия русла в определенных гидравлических условиях по гидроузлу в целом будет в конечном счете тем большим, чем больше величина и темп роста перепада и чем меньше затраты на перекрытие. В условиях определенной компоновки гидроузла требуемая конечная максимальная величина перепада определяется пропускной способностью водоотвода и может быть создана различными путями.

При боковом стеснении русла подпор создается вследствие уменьшения пропускной способности русла в сравнении с бытовыми условиями. Здесь возникает отрывное в плане обтекание сооружений, выдвинутых в поток, (рис. 4, верхний) его стжим от торцов дамб, концентрация скоростей в проране, и максимальное сжатие за ним. Пока проран в гидравлическом отношении является подтопленным со стороны нижнего бьефа отверстием, основными гидравлическими сопротивлениями являются внезапное расширение потока за стеснением и отчасти гидравлическое трение на длине растекания потока. Сжатие потока при его входе в проран и потери в пределах стесняющих сооружений, обычно относительно малые при плавно очерченной и узкой дамбе, могут стать существенными при резких очертаниях входной части и значительной ширине дамбы (рис. 39,б).

Сжатый поток оказывает сильное размывающее воздействие на дно стесненного русла, в том числе на границе, отделяющей (в плане, рис. 4) транзитную часть потока от водоворотных областей; в пределах последних наблюдается тенденция к отложению поступивших в них грунтовых материалов. Возможен и сбой потока в плане.

При донном заграждении русла (по его высоте) и компактном очертании наброски из материалов соответствующей крупности (рис. 4) наброска представляет собой в гидравлическом отношении фильтрующий водослив, чаще всего с поверхностным режимом сопряжения бьефов; в низовом водовороте под струей могут откладываться мелкие фракции. Наброска-водослив в процессе своего роста может перейти из затопленного состояния в незатопленное, если это допускает крупность образующего ее материала (§ 18).

Исследованиями Х. Ю. Халдре, подтвержденными затем работой Б. Т. Емцева, условия затопления выражаются следующими зависимостями (см. также рис. 5 и 6 и соответствующие на них обозначения).

Наброска-водослив не затоплен при

$$\frac{z_{вод}}{H} > 0,5 \text{ или } \frac{h_{п}}{H} < 0,5. \quad (1)$$

Наброска-водослив затоплен при

$$\frac{z_{вод}}{H} < 0,5 \text{ или } \frac{h_{п}}{H} > 0,5. \quad (1')$$

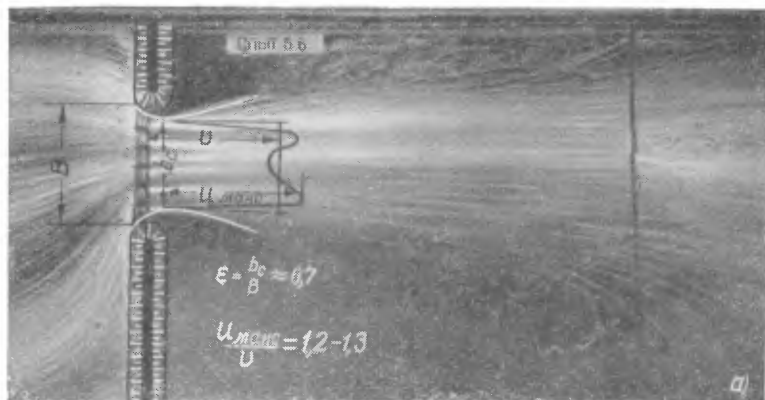


Рис. 4. Общий характер отрывного обтекания дамб, стесняющих русло (наверху) и наброски-водослива (внизу).

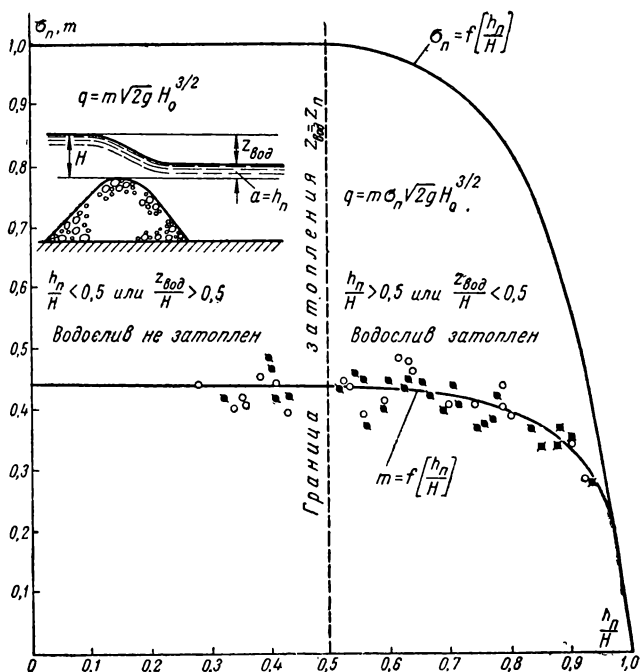


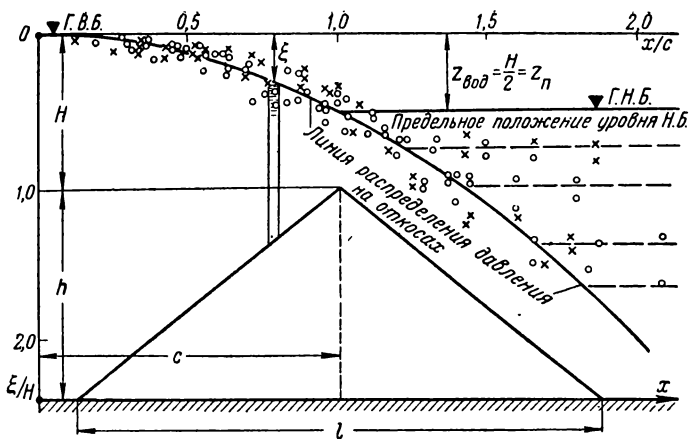
Рис. 5. Изменение пропускной способности наброски-водослива при переходе из затопленного его состояния в незатопленное

Таким образом, в предельном состоянии глубина погружения гребня наброски под уровень нижнего бьефа

$$a = h_{\Pi} = \frac{H}{2} = z_{\Pi}; \quad (2)$$

при этом кривая $\sigma_{\Pi} = f(h_{\Pi}/H)$ получена здесь простым пересчетом с опытного графика коэффициента расхода наброски-водослива.

Помимо проверки водопрпускной способности водосливов (рис. 5), приведенные условия затопления подтверждаются также результатом исследования влияния перепада $z_{вод}$ на распределение давлений по верховому и низовому откосам наброски, выполненной из каркасов, в том числе заполненных камнем. До достижения указанного выше предела изменение уровня нижнего бьефа при незатопленном водосливе не влияет на распределение давлений по верховому откосу (рис. 6).



Обозначения: * Каркасная наброска

○ Каркасная наброска, заполненная камнем
при разных отметках Н.Б. ниже предельного

Рис. 6. Распределение давления по граням наброски-водослива при изменениях уровня нижнего бьефа, не вызывающих затопления водослива.

Приведенные условия имеют большое практическое значение, так как при переходе наброски-водослива из затопленного в незатопленное состояние, как показывают расчеты и опыт, на ее гребне возникают максимальные скорости.

Наиболее просто это можно показать для частной схем наброски-водослива с широким порогом.

При затопленном состоянии этого водослива скорость на его гребне приблизительно определяется формулой (см. так же § 3)

$$v \approx \varphi \sqrt{2gz_{\text{вод}}},$$

согласно которой величина скорости растёт с ростом перепада на водосливе $z_{\text{вод}}$.

Если для незатопленного водослива с широким порогом принять глубину на пороге, равной критической, то скорость на пороге при расходе Q в проране

$$v = \frac{Q}{B h_{\text{кр}}} = \frac{Q}{B \sqrt{\frac{Q^2}{B^2 g}}} = \sqrt[3]{\frac{Qg}{B}}.$$

В процессе перекрытия расход Q в проране уменьшается так как

$$Q = Q_p - Q_v,$$

где отводимый расход $Q_v = f(z_{вод})$.

Таким образом,

$$v = \sqrt[3]{\frac{g}{B} (Q_p - Q_v)}.$$

Поскольку величина отводимого расхода Q_v увеличивается с ростом $z_{вод}$, определяемая последним выражением скорость на незатопленном пороге будет уменьшаться с ростом $z_{вод}$.

Таким образом, переход водослива из затопленного в незатопленное состояние сопровождается сначала увеличением скорости до некоторой максимальной его величины, а затем уменьшением этой скорости.

Вопрос об определении предельных условий перехода водосливов из затопленного в незатопленное состояние в связи с крупностью материала наброски рассмотрен в гл. 5.

В том случае, когда крупность материала наброски такова, что она под воздействием потока принимает растянутые по течению очертания, помимо перепада $z_{вод}$, на водосливном ее участке или в проране пионерно перекрываемого русла возникает дополнительно перепад $z_{бис}$ в результате потерь напора на преодоление гидравлического трения по длине наброски-быстротока (рис. 44). Таким образом, в этом случае разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов

$$z = z_{вод} + z_{бис}.$$

Следует отметить также, что перекрытие русла осуществляется большей частью крупнопористым материалом, и потому на определенных стадиях перекрытия расходы, переливающиеся через наброску и фильтрующие сквозь ее тело, могут оказаться соизмеримыми.

Если учесть, кроме того, возможность сочетания перечисленных явлений, а также переменность многих параметров, характеризующих перекрытие (например, ширины програна, высоты заграждения, переливающегося через него расхода, величины перепадов и т. п.), подвижность и часто предельное состояние равновесия элементов наброски, то представляется очевидной необходимость разработки специальных методов решения основных задач гидравлики перекрытия русла.

При этом ранней стадии проектирования компоновки узла и схемы перекрытия должны отвечать методы ориентировочных расчетов лишь главных параметров перекрытия, стадии технического и рабочего проектирования — уточненные методы расчета процесса перекрытия в целом. Подробное изложение энергетических основ предварительного расчета дается в следующих параграфах (§ 3 и 4). Здесь же отметим только, что первой частью обоснования перекрытия должен явиться гидравлический анализ параметров собственно перекрываемого потока в связи с задаваемыми формами и размерами как водоотводящих, так и преграждающих поток сооружений без рассмотрения на этом этапе характеристик материалов наброски, необходимых для перекрытия русла.

Лишь после установления основных характеристик стесняемого (см. гл. 2) и перекрываемого потоков можно приступить к оценке гидравлической сопротивляемости подаваемых в данных условиях в поток материалов (гл. 3) и выбрать наиболее рациональные типоразмеры элементов этого материала. При окончательном выборе того или иного метода перекрытия необходимо учитывать их особенности (гл. 4).

В большинстве случаев первоначальной основой перекрытия является наброска в поток рядового камня (гл. 5), которая дополняется в соответствующих случаях наброской более тяжелых и крупнопористых элементов. При этом турбулентная фильтрация сквозь такую наброску (гл. 6) может стать соизмеримой с переливающейся частью перекрываемого потока — обстоятельство, наиболее полно используемое при каркасном методе перекрытия русла (гл. 7).

В каждом конкретном случае окончательное решение вопроса может быть найдено с помощью сравнительных гидравлических и технико-экономических подсчетов (гл. 8).

3. ЭНЕРГЕТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ПЕРЕКРЫВАЕМОГО ПОТОКА

Для обобщения строительного опыта и гидравлического обоснования перекрытия русла как элемента компоновки узла в целом уже на ранней стадии его проектирования необходимо прежде всего приблизительно оценить активность потока, перекрываемого тем или иным методом.

Эта активность в общем случае будет зависеть от величины расхода и характеристики русла реки, размеров участка замыкания и водоотвод-

Рис. 7. Схема донного заграждения русла наброской компактного профиля.

ной способности сооружений строительного периода.

Подвергнем энергетическому рассмотрению одновременно схемы донного заграждения компактного прсфиля (рис. 7) и бокового стеснения (рис.8), пренебрегая в обоих случаях так называемым перепадом восстановления, т. е. полагая, что горизонтальная плоскость уровня нижнего бьефа распространяется со стороны НБ до створа перекрытия.

Отнесенное к единице веса протекающей жидкости применительно к сечениям *I-I* и *II-II* указанных схем уравнение Бернулли дает

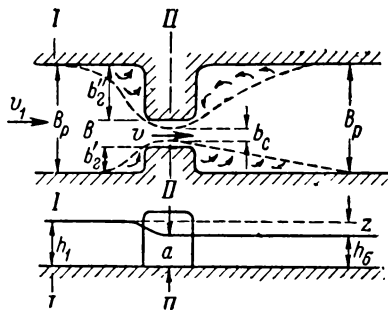


Рис. 8. Схема бокового стеснения русла пионерно выдвигаемыми дамбами.

$$h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = a + h + \frac{\alpha v^2}{2g} + \zeta_{1-2} \frac{\alpha v^2}{2g}, \quad (3)$$

где ζ_{1-2} — коэффициент сопротивления на участке $I-II$, а для схемы стеснения (рис. 8) высота донного заграждения $h = 0$.

Из геометрических соображений разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов, т. е. перепад

$$z = h_1 - a - h.$$

Используем обычное обозначение

$$1 + \epsilon_{1-2} = \frac{1}{\varphi^2},$$

где φ — коэффициент скорости.

Тогда уравнение (3) переписывается в форме:

$$z = \frac{\alpha}{\varphi^2} \cdot \frac{v^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}.$$

Как показывают подсчеты, выполненные для реальных схем перекрытия русел, входящая вторым членом в последнее выражение величина скоростного напора, отвечающая скорости подхода v_1 , в условиях сколько-нибудь значительных перепадов, пренебрежимо мала в сравнении с первым членом, зависящим от большой по величине скорости v и сопротивлений. Учитывая сказанное, практически можно принять:

$$z = \frac{\alpha}{\varphi^2} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Для энергетической оценки всего потока, проходящего в единицу времени через 1 пог. м прорана, мы должны умножить обе части последнего уравнения на величину удельного весового расхода γq_0 :

$$\gamma q_0 z = \gamma q_0 \frac{\alpha v^2}{2g \varphi^2}.$$

Левая часть полученного выражения представляет собой мощность потока, проносающегося в среднем через 1 пог. м фронта перекрытия, т. е. удельную мощность N_0 преграждаемого потока:

$$N_0 = \gamma q_0 z. \quad (4)$$

Учитывая далее, что $\frac{\gamma}{g} = \rho$ (плотность жидкости), а $\rho q_0 = m$ — массе жидкости, проходящей в единицу времени на 1 пог. м ширины прорана, $\frac{\alpha}{\varphi^2} = s$ — величина, несколько большая единицы, мы придем к общей форме зависимости:

$$N_0 = s \frac{mv^2}{2}. \quad (5)$$

Таким образом, удельная мощность потока, возникающая в связи с концентрацией перепада и изменением удельного расхода в перекрываемом русле, отвечает в основном кинетической энергии (живой силе) массы потока, проходящего на единице ширины прорана; как известно, эта энергия равна сумме всех работ, которые может совершить этот поток.

Для любого варианта размеров и компоновки гидросооружений по данным гидравлического расчета (или опыта) всегда можно построить график изменения основных гидравлических элементов перекрываемого потока в связи с переменной высотой h донного заграждения или при боковом стеснении русла — ширины B прорана. При этом с ростом высотного заграждения или степени бокового стеснения русла перепад z будет увеличиваться, а величина расхода в проране — уменьшаться в связи со вступлением в работу водоотвода. Поэтому величина удельной мощности должна в общем случае характеризоваться максимальным, критическим значением $N_{кр}$.

На рис. 9 применительно к равномерному донному заграждению русла наброской компактного профиля и возрастающей высоты h показаны кривые изменения перепада z , удельного расхода, переливающегося через наброску q , а также v — средних скоростей над гребнем наброски и удельной мощности N .

Как видно из графика (рис. 9), максимум величины N близко отвечает высоте отсыпи h , при которой в большинстве случаев возникает также максимальная величина средней скорости v переливающегося потока. Таким образом, максимальное значение произведения из удельного весового расхода, переливающегося через наброску, и перепада на ней, т. е. $N_{кр}$, характеризует максимальную активность, работоспособность потока.

На рис. 10 применительно к данным фронтального перекрытия русел при возведении пяти крупных гидроузлов нанесены кривые

$$N = f\left(\frac{z}{z_{\max}}\right), \quad (6)$$

где z — переменная, а $z_{\max}$ — максимальная величина перепада на наброске, создающей донное заграждение русла.

Кривые подобного типа, построенные как для донного, так и для бокового стеснения русла¹, помогают объектив-

¹ См. также § 4 и гл. 2 (рис. 21,б).

но сопоставить гидравлические условия перекрытия русел различных рек, а также учесть при этом роль водопропускной способности самой наброски. Данные рис. 10 показывают, в частности, что практикующаяся оценка гидравлических условий перекрытия только по конечной величине перепадов $z_{\max}$ или первоначальным удельным расходам $q_{\max}$ реки является совершенно недостаточной.

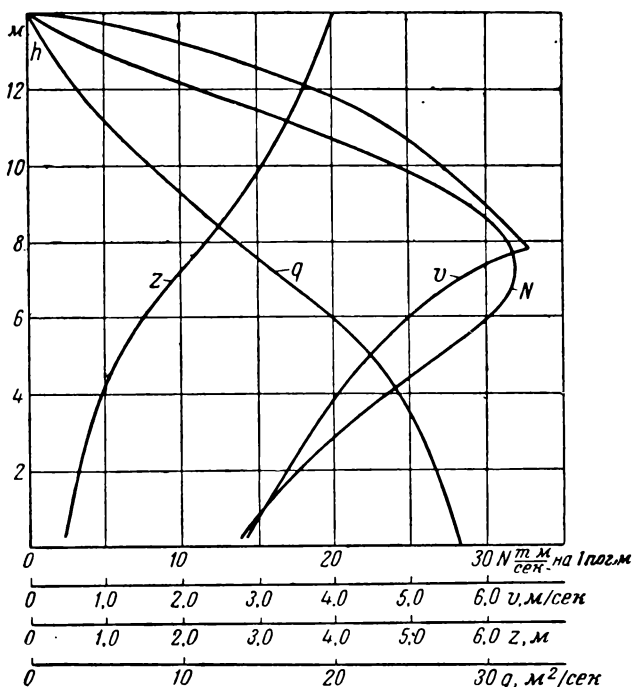


Рис. 9. Характер изменения гидравлических элементов потока с ростом высоты наброски.

Известно, например, что фронтальное перекрытие р. Камы (Камская ГЭС) завершилось при перепаде $z_{\max} = 1,35 \text{ м}$, перекрытие же р. Свири (Нижне-Свирская ГЭС) — при перепаде $z_{\max} = 1,97 \text{ м}$.

Тем не менее первое из названных перекрытий произошло в условиях, значительно более трудных, чем второе. При перекрытии р. Камы для получения компактного профиля оказалось совершенно необходимым на каждый погонный метр фронта набросать до 15 бетонных массивов весом

по 4,2 т. В то время как при фронтальном перекрытии р. Свири хотя и применялась наброска массивов весом 3,6 т. согласно поверочным расчетам они были не нужны и перекрытие могло быть осуществлено одним только камнем при компактных очертаниях наброски. Таким образом,

т.м/сек на 1 пог.м

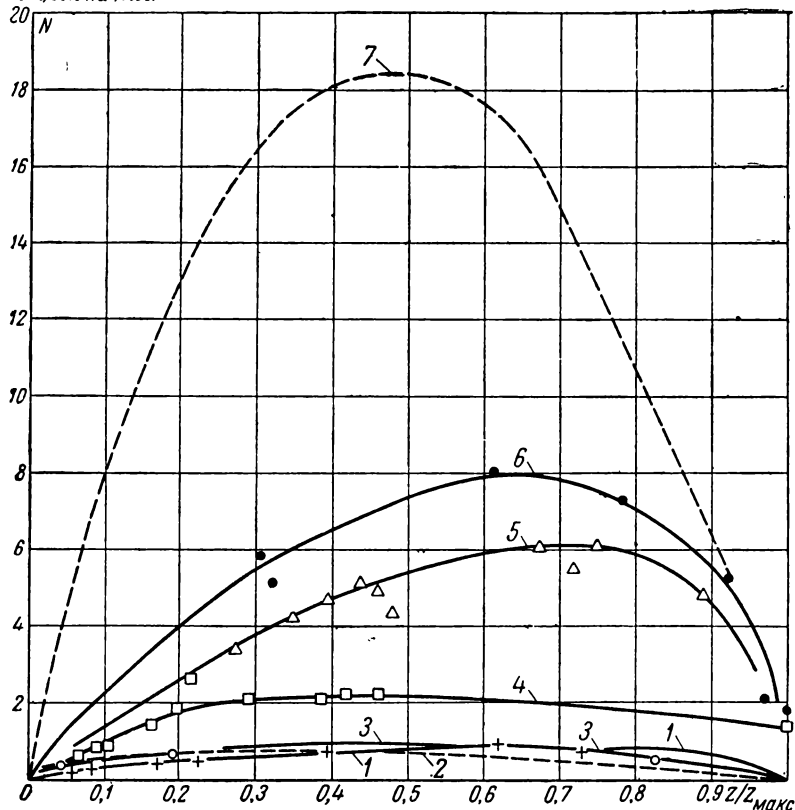
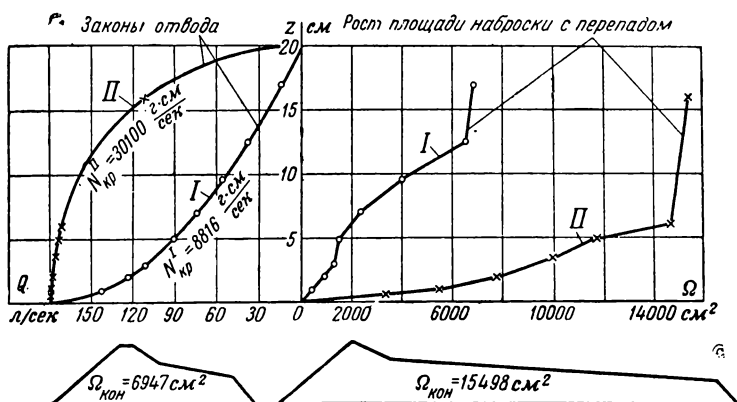


Рис. 10. Кривые зависимости удельных мощностей потока и относительных перепадов для различных объектов

Горьковская ГЭС: $Q_p \approx 1\,300 \text{ м}^3/\text{сек}$; $q_{\text{макс}} = 4,8 \text{ м}^3/\text{сек}$; $z_{\text{макс}} = 0,89 \text{ м}$ (действительная кривая 1, проектная 2);
 Каховская ГЭС: $Q_p = 1\,600 \text{ м}^3/\text{сек}$; $q_{\text{макс}} = 7 \text{ м}^3/\text{сек}$; $z_{\text{макс}} = 0,1 \text{ м}$ (кривая 3);
 Н.-Свирская ГЭС: $Q_p = 600 \text{ м}^3/\text{сек}$; $q_{\text{макс}} = 5,0 \text{ м}^3/\text{сек}$; $z_{\text{макс}} = 1,97 \text{ м}$ (кривая 4);
 Камская ГЭС: $Q_p = 1\,300 \text{ м}^3/\text{сек}$; $q_{\text{макс}} = 8,73 \text{ м}^3/\text{сек}$; $z_{\text{макс}} = 1,35 \text{ м}$ (кривая 5);
 Волжская ГЭС: $Q_p = 3\,800 \text{ м}^3/\text{сек}$; $q_{\text{макс}} = 11 \text{ м}^3/\text{сек}$; $z_{\text{макс}} = 1,93 \text{ м}$
 (действительная кривая 6, проектная 7).

очевидно, что при гидравлической оценке трудности намеченного метода перекрытия следует учитывать в совокупности как переменный удельный расход перекрываемого протока, так и создаваемые при этом перепады; наибольшее произведение указанных величин зависит также от закона отвода расхода через водосбросы.



Для иллюстрации последнего положения приводим опытный график (рис. 11) двух перекрытий. Опыты проводились в остекленном лотке шириной $B_d = 0,6 \text{ м}$; расход $Q_{\text{макс}} = 180 \text{ л/сек}$; перепад $z_{\text{макс}} = 20 \text{ см}$; глубина в НБ $h_6 = 40 \text{ см}$; диаметр камня $d_{cp} = 1,42 \text{ см}$.

В обоих случаях были одинаковые значения $q_{\text{макс}} = \frac{Q_{\text{макс}}}{B_d}$ и $z_{\text{макс}}$; отличались только законы изменения (отвода) расхода (левая часть графика). Несмотря на одинаковость величины $q_{\text{макс}}$ и $z_{\text{макс}}$, площади профилей отсыпаемых банкетов получились совершенно различными: 5 947 и 15 498 см^2 .

Еще более разительные результаты получаются при надлежащем, с учетом особенностей методов, сопоставлении удельных мощностей, отвечающих пионерному и фронтальному перекрытиям русел (см. например, рис. 81, а).

Анализ формирования отсыпи в потоке показывает также, что одним из главных действующих факторов является здесь

переливающаяся через наброску часть потока. Поскольку часть расхода пропускается сквозь тело наброски путем фильтрации, переливающаяся часть расхода, а соответственно и мощность ее уменьшаются. Следовательно, при прочих равных условиях применение для наброски более пористых материалов облегчит условия перекрытия русла.

Для каменной наброски и наброски бетонных массивов, если наброска неоднородна и мелкопориста, роль фильтрующей части расхода незначительна и может быть исключена из рассмотрения. Для крупнопористой наброски глыб, массивов или конструкции специальной формы учет фильтрации существенен. Фильтрационный расход оказывается в этом случае соизмеримым с расходом поверхностным.

В данное время еще нет данных детальных исследований, которые позволили бы достаточно точно оценить гидродинамическую обстановку воздействия на элемент наброски со стороны фильтрационного и поверхностного потоков. Тем не менее влияние последнего на устойчивость элемента наброски выявляется как наиболее значительное и в настоящее время в практических расчетах обычно связывается с величиной средней скорости потока, переливающегося через возводимую наброску.

В случае отсыпи компактного очертания этот момент наступает при переходе наброски как водослива из затопленного в незатопленное состояние.

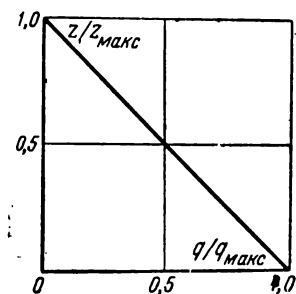


Рис. 12. График линейной связи относительных перепадов и расходов.

При этом в общем случае мощность переливающегося потока достигает своего критического значения не обязательно строго одновременно с максимальными скоростями на гребне наброски (см., например, рис. 9).

В качестве примера рассмотрим некоторый ряд фронтальных перекрытий, при которых расход в проране и перепады над наброской условно связаны линейной¹ зависимостью (рис. 12)

$$\frac{z}{z_{\max}} = 1 - \frac{q}{q_{\max}}. \quad (7)$$

¹ Близкой к линейной указанная связь была, например, в проектных расчетах по перекрытию р. Ангары для строительства Иркутской ГЭС.

При этом допустим, что критическая мощность преграждаемого потока на всех рассматриваемых строительных объектах одинакова, например $N_{кр} = 32 \text{ тм/сек}$ на 1 пог. м.

Поскольку в данном случае (при линейной зависимости) можно, аналитическим путем определяя максимум, показать, что

$$N_{кр} = 0,25 q_{\max} z_{\max},$$

постоянство $N_{кр}$ приведет к уменьшению $q_{\max}$ при увеличении $z_{\max}$, и наоборот.

В основу расчета принимаем, что наброска имеет треугольное очертание и является практически непроницаемой, т. е. в расчетах можно пренебрегать величиной фильтрационного расхода.

Переход водослива из затопленного в незатопленное состояние, как это было указано в § 2, происходит при $H = 2z_{\Pi}$.

Следовательно, перепад z_{Π} , отвечающий переходу из затопленного в незатопленное состояние наброски-водослива (см. также схему водослива на рис. 5),

$$z_{\Pi} = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{q^2}{2g z_{\Pi}^2};$$

отсюда

$$z_{\Pi}^3 = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{q^2}{2g}.$$

В данном случае, заменяя q его значением по (7), получаем для определения z_{Π} кубическое уравнение. Результаты расчета приведены на рис. 13 в виде кривой зависимости z_{Π} от $z_{\max}$ (при приведенных выше начальных условиях).

Оказывается, что в условиях рассматриваемого примера величина z_{Π} сильно зависит от величины $z_{\max}$.

При данном графике связи $q(z)$ критическая мощность потока, как это можно показать аналитически, достигается при

$$z_{кр} = \frac{z_{\max}}{2}.$$

При значениях $z_{\Pi} \neq z_{кр}$ мощность переливающегося потока в этот момент будет меньше критической. Зависимость N_{Π} от $z_{\max}$ приведена также на рис. 13.

Как будет показано ниже (гл. 3 и § 22), между мощностью потока и необходимой величиной элементов и объемов наброс-

ки имеется однозначная связь. Величина $N_{кр}$ определяет максимальные значения указанных величин элементов наброски. В случае $z_{п} \neq z_{кр}$ необходимые крупность и объем наброски будут меньше. Таким образом, при использовании понятия критической мощности расчет производится с некоторым запасом.

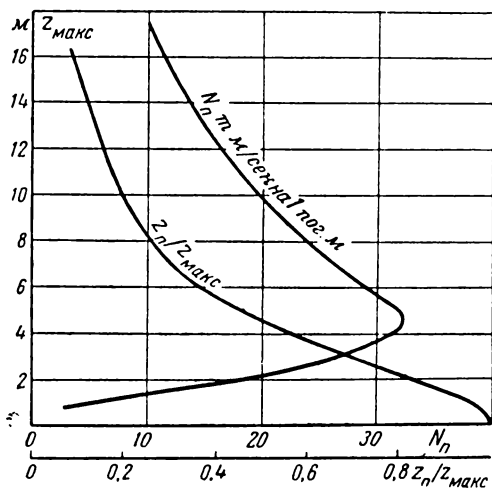


Рис. 13. График удельной мощности потока в момент перехода наброски водослива в незатопленное состояние.

Применительно к практике осуществленных перекрытий русел расчет дает следующие величины перепада $z_{п}$, отвечающего переходу от затопленного к незатопленному состоянию, и перепада $z_{кр}$, отвечающего моменту, когда мощность переливающегося потока достигает своего максимума (табл. 1).

Рассматривая данные табл. 1, можно прийти к выводу, что на всех приведенных объектах сочетание q и z было

Таблица 1

Строительство		$z_{п}$, м	$z_{кр}$, м
Волжская	ГЭС	1,15	1,14
Горьковская	„	0,50	0,55
Камская	„	1,12	1,14
Н. Свирская	„	0,76	0,77
Иркутская	„ (проект) . .	0,78	0,86

наиболее тяжелым, т. е. $z_{\Pi} \approx z_{кр}$. Таким образом, многими практическими случаями подтверждается, что вполне уместно пользоваться в качестве приближенной характеристики трудности перекрытия разъясненным выше понятием удельной критической мощности потока $N_{кр}$.

В первом приближении оценка трудности перекрытия может производиться без учета фильтрации через наброску (допустим, что материал наброски еще не выбран). В таком случае величина удельной критической мощности потока в проране легко определяется при помощи графика связи удельного расхода в проране и перепада над наброской (рис. 2). $N_{кр}$ зависит и от закона отвода (рис. 11).

При ориентировочных проектных разработках, когда известна аналитическая форма указанных кривых, величина $N_{кр}$ может быть получена непосредственно расчетом.

Так, например, в случае кривой, отвечающей параболе второго порядка (кривые 2 и 7 на рис. 3),

$$\frac{z}{z_{\max}} = \left(1 - \frac{q}{q_{\max}}\right)^2,$$

откуда

$$N_{кр} = 0,148 \gamma q_{\max} z_{\max} = 0,148 N_*, \quad (8)$$

$$\text{где } N_* = \gamma q_{\max} z_{\max}.$$

4. РАСЧЕТНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ УДЕЛЬНЫХ МОЩНОСТЕЙ ПРИ ФРОНТАЛЬНОМ И ПИОНЕРНОМ МЕТОДАХ ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЕЛ

При установлении расчетных величин удельных мощностей применительно к конкретным методам перекрытия русла необходимо по возможности учитывать специфические черты и особенности каждого метода в отдельности.

А. Учет неравномерности фронтальной наброски

Для случая фронтального перекрытия все сказанное выше предполагало строго равномерный рост отсыпи по фронту. Только в указанном случае удельные расходы распределены довольно равномерно по всей ширине прорана. В производственной практике обеспечить такую равномерность не всегда удается (рис. 14).

В некоторых местах рост наброски происходит быстрее, чем в других; появляются неровности по высоте гребня отсыпи,

которые сказываются на распределении расхода по фронту наброски. При наброске бетонных массивов больших размеров некоторые массивы удерживаются на гребне отсыпи, другие уносятся на низовой откос наброски. Линейные размеры таких массивов достигают иногда 3 м (например, для Волжской ГЭС), и соответствующую величину по высоте может получить и неравномерность высоты наброски.

Неравномерность высоты отсыпи по фронту достигала, например, на строительстве Нижне-Свирской ГЭС 2,3 м (третий пролет — 19/VIII 1933 г. [Л. 5] — разность между

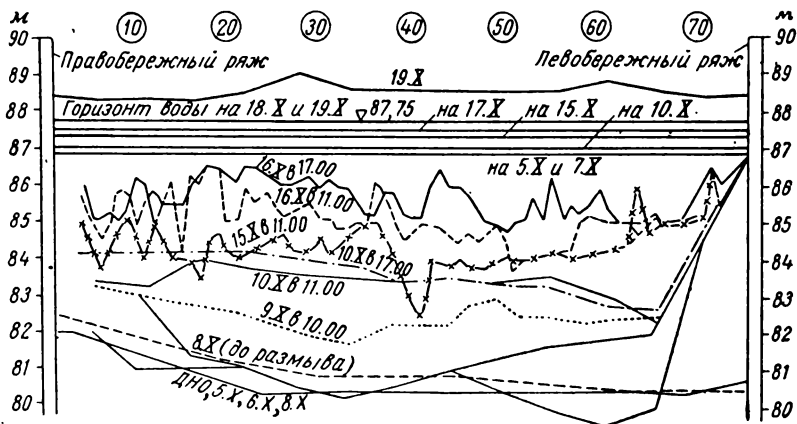


Рис. 14. Неравномерный рост гребня наброски при перекрытии р. Камы (продольный разрез).

минимальной и максимальной отметками). На строительстве Камской ГЭС максимальная неровность (рис. 14) достигала 16/X 1953 г. 1,8 м [Л. 17], линейный размер бетонного (4,2 м) куба — 1,2 м.

Выясним, как влияет неравномерность наброски по высоте на величину местной удельной критической мощности, и попытаемся определить ее максимальное значение.

Наиболее опасным моментом является переход наброски водослива из затопленного в незатопленное состояние.

Переход из затопленного в незатопленное состояние, как это разъясняется в § 2, происходит при глубине над наброской, равной перепаду z , т. е. при

$$H = 2z \quad (9)$$

(см. рис. 5 и 6).

На рис 15 пунктиром отмечен некоторый «средний» профиль наброски.

Общий перепад, а следовательно, и расход в проране определяются средней высотой наброски. В связи с неравномерностями наброски в некоторых местах момент перехода водослива из затопленного в незатопленное состояние наступает позже, чем в среднем по фронту. В таких местах увеличенные перепады сочетаются с большими местными удельными расходами.

Величина среднего напора над наброской H_{cp} определяется зависимостью

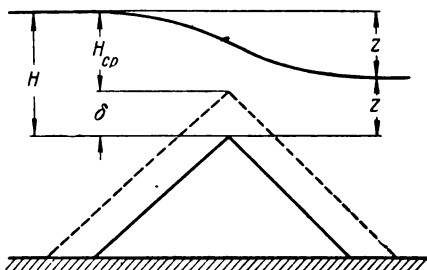


Рис. 15. Расчетная схема для оценки неравномерности роста высоты донного заграждения русла по фронту.

$$H_{cp} = \left(\frac{Q}{m \sqrt{2g} B} \right)^{2/3}, \quad (10)$$

где величина расхода в проране

$$Q = f(z).$$

Пусть величина неровности, т. е. значение отклонения от средней линии, будет δ ; тогда

$$H = H_{cp} + \delta;$$

с другой стороны, из условия (9)

$$H_{cp} + \delta = 2z. \quad (11)$$

Удельная мощность переливающегося потока в рассматриваемый момент

$$N = \gamma q z = \gamma m \sqrt{2g} H^{3/2} z = 2 \sqrt{2} \gamma M z^{3/2}, \quad (12)$$

где $M = m \sqrt{2g}$.

Совместное решение уравнений (10) — (12) позволяет получить для конкретного случая величину удельной мощности переливающегося потока. Для получения аналитического решения надо знать вид функции $Q = f(z)$.

Используем в качестве примера функцию вида:

$$Q = Q_p - A \sqrt{z}, \quad (13)$$

где A — постоянный параметр, характеризующий пропускную способность водопропускного тракта, определенный гидравлическим расчетом (такими функциями характеризовались связи расхода в проране Q с перепадом z в проектах перекрытия русла Волги на строительствах Горьковской и Волжской ГЭС).

Из формул (10), (11) и (13) получаем

$$2z = \left(\frac{Q_p - A\sqrt{z}}{BM} \right)^{2/3} + \delta. \quad (14)$$

Уравнение (14) решается подбором.

В рассматриваемом примере примем следующие числа: общий расход реки $Q_p = 11\,560 \text{ м}^3/\text{сек}$; параметр $A = 5\,400$; ширина перекрываемого русла (прорана) $B = 400 \text{ м}$; коэффициент расхода наброски водослива $M = 1,55$ и предполагаемые величины неровностей $\delta = 1,5$; $2,0$ и $2,5 \text{ м}$.

Преобразуем формулу (14) в виде

$$(2z - \delta)^3 = \frac{1}{B^2 M^2} (Q_p - A\sqrt{z})^2.$$

Обе части полученной зависимости являются функциями от перепада z .

Изображаем эти функции графически (рис. 16). Полученные кривые пересекаются в точках, определяющих критические перепады для заданных неровностей δ .

Затем по формуле (12) определяем величину удельной мощности переливающегося потока.

В табл. 2 приведена сводка полученных результатов и дана также величина критической удельной мощности для случая равномерного роста отсыпи по фронту.

Т а б л и ц а 2

$\delta,$	м	1,5	2,0	2,5
$z_{\text{кр}},$	м	2,30	2,46	2,62
$N,$	$\text{т.м./сек на 1 пог. м}$	35,2	41,6	48,7
$N_{\text{кр}},$	$\text{т.м./сек на 1 пог. м}$		19,30	
$100 N/N_{\text{кр}}$	$\%$	183	216	252

Как видно из табл. 2, увеличение неровности наброски по фронту δ влечет за собой увеличение мощности N переливающегося через наброску потока. Мощность же определяет трудность перекрытия. Так, в данном случае неровность $\delta = 2 \text{ м}$ вызывает увеличение мощности на 216% в сравнении со случаем идеально равномерной наброски.

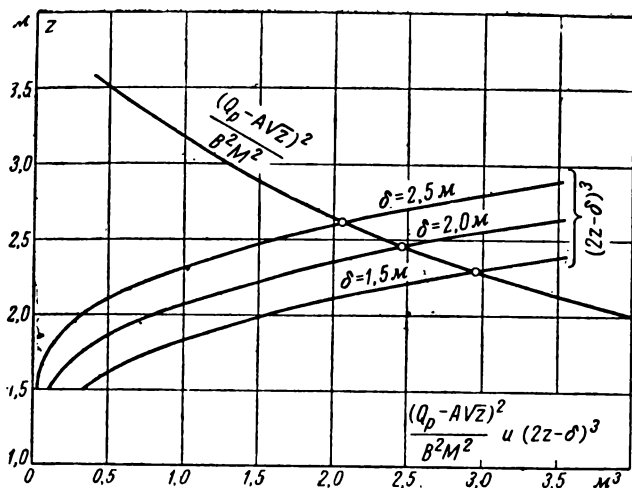


Рис. 16. К примеру расчета неравномерности роста высоты гребня наброски по фронту.

Следовательно, вполне возможная на практике неравномерность роста наброски по фронту сильно ухудшает условия перекрытия.

Учитывая неизбежность возникновения неравномерности в отметках гребня отсыпи в производственных условиях, в расчетах возможное повышение активности потока на некоторых участках фронта донного заграждения должно быть компенсировано введением соответствующего коэффициента запаса ($k_n = 1,8 \div 2,5$). Таким образом, расчетное выражение удельной мощности при фронтальном методе перекрытия будет:

$$N_{\phi} = k_n \gamma qz, \quad (15)$$

где k_n — коэффициент возможной неравномерности наброски по фронту.

Б. Удельная мощность при пионерном методе перекрытия

Рассмотрим теперь случай бокового стеснения русла правильной формы пионерными дамбами, характеризуемый степенью стеснения русла (см. также рис. 8 и § 5) по ширине¹:

$$\Theta = \frac{\sum b_i}{B_p} = \frac{B_p - B}{B_p}, \quad (16)$$

¹ Более полное рассмотрение величины Θ дается в следующей главе.

где Σb_z — суммарная ширина глухой части фронта (см. рис. 8, на котором $\Sigma b_z = b'_z + b''_z$);

B — ширина прорана;

B_p — ширина реки.

Средняя величина удельного расхода $\bar{q}'$ в сжатом сечении протока шириной b_c (рис. 8) может быть получена из уравнения неразрывности

$$q B_p = \bar{q}' b_c,$$

где $b_c = \varepsilon B$, ε — коэффициент бокового сжатия;

$q = \frac{\bar{q}'}{B_p}$ — удельный расход, равномерно распределенный по ширине русла (при фронтальном его перекрытии).

Принимая во внимание также (16),

$$\bar{q}' = q \frac{B_p}{b_c} = \frac{q}{\varepsilon (1 - \theta)}.$$

Обтекание торцевой части выдвигаемой в поток пионерной дамбы, как уже указывалось (рис. 4, верхний), характеризуется повышенными значениями скоростей, а следовательно, и местных удельных расходов q' в проране.

Обозначим отношение

$$\frac{q'}{\bar{q}} = K,$$

где K — коэффициент концентрации (вследствие неравномерности распределения) расходов.

Тогда

$$q' = K \bar{q}' = \frac{K}{\varepsilon} \cdot \frac{q}{(1 - \theta)}, \quad (17)$$

причем вообще переменные величины K и ε можно ориентировочно¹ (полагая в среднем для стеснения $\theta > 0,5$ величину $\bar{K} \approx 1,3$ и $\varepsilon \approx 0,6 \div 0,9$) оценить величиной отношения

$$\frac{K}{\varepsilon} \approx 1,5 \div 2,2.$$

Таким образом, расчетная величина удельной мощности потока, переменная в процессе пионерного перекрытия русла, получается равной

$$N_n = \gamma q' z = \gamma \frac{K}{\varepsilon} \cdot \frac{q}{(1 - \theta)} \cdot z. \quad (18)$$

¹) Некоторые дополнительные указания относительно коэффициента ε содержатся в гл. 2.

При некоторой промежуточной величине перепада z_ϕ удельная мощность в процессе фронтального перекрытия по всей ширине того же русла по (15) равна

$$N_\phi = k_n \gamma q z_\phi.$$

Сравним теперь переменные величины N_n и N_ϕ в процессе пионерного и фронтального перекрытия одного и того же русла. В общем случае отношение

$$\frac{N_n}{N_\phi} = \frac{q' z}{k_n z_\phi q} = \frac{K}{\varepsilon (1 - \Theta) k_n} \frac{z}{z_\phi}. \quad (19)$$

При пионерном стеснении русла дамбами $\Theta \ll 1$ и $\varepsilon < 1$, а неустраняемая неравномерность распределения удельных расходов по ширине прорана (характеризуемая коэффициентом концентрации $K > 1$) обычно оказывается большей, чем в известной мере регулируемая неравномерность расходов, связанная с колебаниями в отметках гребня наброски при фронтальном ее выполнении (характеризуемая величиной k_n). Поэтому в условиях одинакового перепада величина N_n оказывается обычно существенно большей величины N_ϕ .

Как величины указанных выше коэффициентов, так и распределение скоростей, а также механизм воздействия потока на элементы наброски весьма различны в случаях фронтального и пионерного методов перекрытия русла. В последнем случае, например на заключительном этапе перекрытия при смыкании дамб откосами по дну (см. рис. 17,б), живое сечение прорана приобретает треугольное очертание (см. гл. 2). При возникающем здесь особом по форме высотном заграждении русла удельная мощность достигает своего максимального критического значения (рис. 21,б). Величина критической удельной мощности (зависящая от $q_{\max}$, $z_{\max}$ и закона отвода) при фронтальном перекрытии участка русла, предварительно стесненного пионерными дамбами, окажется разной при различных ширинах B прорана, оставляемого для фронтального перекрытия. Поэтому энергетическая оценка этапов стеснения русла пионерными дамбами и вариантов фронтального перекрытия остающихся проранов требует сопоставления ряда величин удельной энергии (см. раздел Б, § 34).

При этом для ориентировочных сопоставлений объемов работ или крупностей материалов, находящихся в одинаковой стадии сопротивления (гл. 3), в первом, грубом приближении до более подробного изучения вопроса можно предположить, что

$$\frac{K}{\epsilon} \approx k_n. \quad (20)$$

В заключение отметим, что энергетическая оценка не является, конечно, единственно возможной и исчерпывающей вопросы перекрытия. Она оказывается удобной в стадии предварительных расчетов. К тому же величины перепадов и удельных расходов в перекрываемом русле наиболее просто поддаются контролю и оперативному учету в процессе производства работ.

В следующей главе мы перейдем к рассмотрению основ гидравлического расчета стеснения русла, обычно предшествующего его перекрытию.

ГЛАВА ВТОРАЯ

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СТЕСНЕНИЯ РУСЛА¹

5. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ВОДОПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ СТЕСНЕННОГО РУСЛА

А. Понятия и обозначения

В современной практике возведения гидроэнергоузлов на равнинных реках СССР наибольшее распространение получила двухочередная схема производства работ.

При выполнении работ первой очереди русло в значительной степени стеснено перемычками. Строительные расходы пропускаются при этом через стесненное русло (проток, рис. 17, а и б).

Во вторую очередь в проток пионерно выдвигаются дамбы с оставлением между ними относительно небольшого прорана, подлежащего перекрытию фронтальным или пионерным методом (рис. 17, в).

Основная задача гидравлического расчета стеснения русла состоит в установлении связи между параметрами сжатого потока (расходами, перепадами, скоростями) и степенью стеснения русла сооружением заданного очертания.

Возведение стесняющих русло сооружений (перемычек или дамб) приводит к нарушениям бытового режима реки. Эти нарушения выражаются прежде всего в изменении про-

¹ Составлена канд. техн. наук, доц. И. В. Лебедевым.

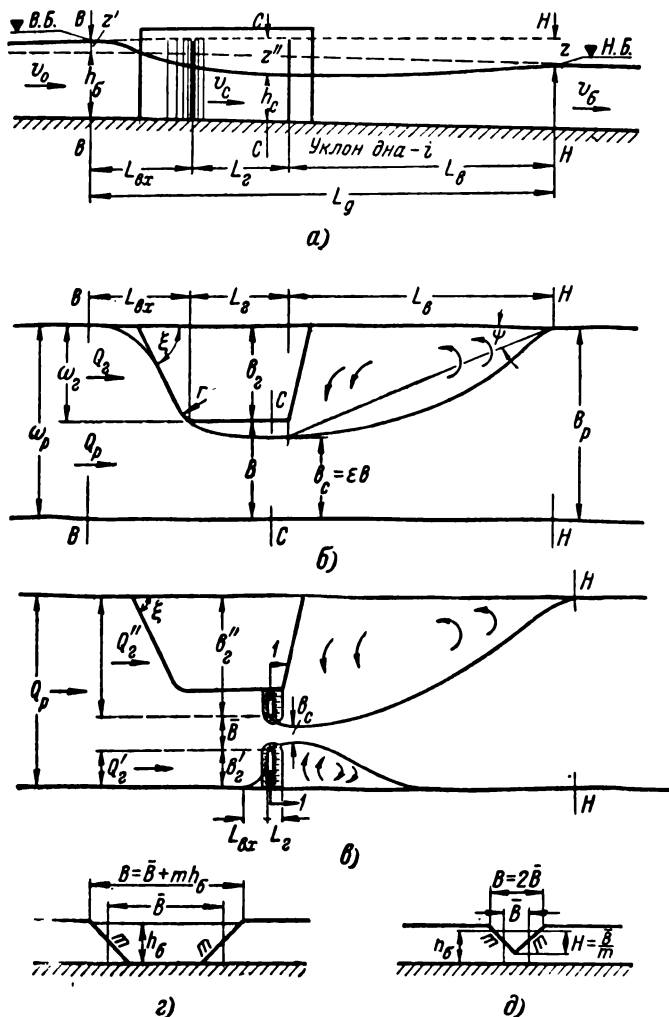


Рис. 17. Основные расчетные схемы и характеристики стеснения русла:

а — продольный профиль стесненного потока; б — стеснение русла перемычкой; в — стеснение протока пионерными дамбами; г — I этап стеснения — выдвигание пионерных дамб; д — II этап — смыкание дамб.

филя свободной поверхности сжатого потока в сравнении с бытовым (рис. 17,а). В верхнем бьефе создается подпор, т. е. повышение уровня бьефа над бытовым. Максимальный подпор z' соответствует сечению В-В, от которого начинается резкая деформация потока в верхнем бьефе. Указанное сечение расположено на расстоянии $L_{вх}$ от верховой грани стесняющих русло сооружений.

Подпор z' возникает из-за уменьшения пропускной способности стесненного русла в сравнении с бытовым.

В связи с этим можно показать, что величина z' определяется следующим равенством:

$$z' = h'_\partial - h_\partial + h_{в.р}, \quad (21)$$

где h'_∂ — потеря удельной энергии по длине участка L_∂ стесненного русла (участка деформации потока);

h_∂ — потеря удельной энергии по длине L_∂ бытового русла;

$h_{в.р}$ — потери удельной энергии при внезапном расширении потока за стеснением.

В пределах протока (или прорана) появляется местный перепад z'' , больший по величине, чем z' , обусловленный в основном увеличением скорости от значения v_0 в сечении В-В до v_c в сечении С-С (рис. 17,а). Сечению С-С отвечает наинишшая в пределах протока или прорана отметка свободной поверхности транзитного потока, т. е. наименьшая глубина h_c . Положение указанного сечения не является вполне выясненным. Однако в целях упрощения расчетов с достаточной для практики точностью можно считать, что сечение С-С совпадает с низовой гранью стесняющих поток сооружений, если длина последних L , не очень велика.

Между уровнями свободной поверхности в сечениях В-В верхнего и Н-Н нижнего бьефов возникает перепад z , обусловленный суммарными потерями удельной энергии на участке L_∂ стесненного русла.

Перепад z наиболее часто используется при гидравлических расчетах стеснения русла.

Сечение Н-Н (створ нижнего бьефа) располагается там, где растекающийся поток достигает ширины бытового русла, т. е. на расстоянии $L_в$ от низовой грани стесняющих поток сооружений.

Из энергетического уравнения, записанного для сечений В-В и Н-Н (рис. 17), при пренебрежимо малой разнице ки-

нетических энергий в указанных сечениях перепад z определяется следующим образом:

$$z = h'_\partial + h_{\partial,p} . \quad (22)$$

Сопоставляя формулы (22) и (21), находим связь между перепадом z и подпором z' :

$$z = z' + h_\partial . \quad (23)$$

Для крупных равнинных рек с малым уклоном дна i величина $h_\partial \approx iL_\partial$, как правило, относительно невелика. В этом случае значения z и z' практически совпадают.

При значительных стеснениях, характерных для указанных выше двух очередей строительства гидроузлов, становится необходимым определение перепадов в связи с обеспечением судоходных и лесосплавных условий, прогнозом возможных размывов русла и определением объемов работ по перекрытию русла. Правильное назначение ширины прорана и обоснование способа перекрытия (см. § 2) также требуют предварительной оценки гидравлического эффекта стеснения русла.

Как известно, расход Q , проходящий через стесненное русло, может быть определен по формуле, полученной из энергетического уравнения, составленного для сечений В-В и С-С:

$$Q = \mu B h_c \sqrt{2g \left[z'' - (h_\partial)_{\partial x} + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} \right]} , \quad (24)$$

где z'' — местный перепад уровней между сечениями В-В и С-С;

μ — коэффициент расхода стесненного русла;

B — ширина протока или прорана;

h_c — средняя глубина в сжатом сечении;

$(h_\partial)_{\partial x}$ — потери удельной энергии по длине участка между сечениями В-В и С-С стесненного русла (рис. 17);

$\frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}$ — кинетическая энергия потока в подходном сечении В-В.

Потери $(h_\partial)_{\partial x}$ определяются как произведение среднего уклона трения между граничными сечениями и длины рассматриваемого участка. Коэффициент α_0 следует принимать в пределах 1,06 ÷ 1,1.

Значительно более удобную для расчетов и простую по форме зависимость для определения расхода Q , проходящего через стесненное русло, можно получить, исходя из формулы (22). Как будет показано в дальнейшем изложении (см. § 6), эта зависимость может быть записана в следующей результативной форме:

$$Q = \mu_* \omega_p \sqrt{2gz}, \quad (25)$$

где ω_p -- площадь живого сечения русла реки в створе $H-H$; μ_* -- приведенный коэффициент расхода, зависящий от пограничной геометрии русла и стесняющих его сооружений, а также от степени стеснения.

Степень стеснения русла характеризуется обычно отношением $\frac{\omega_z}{\omega_p}$, где ω_z -- площадь поперечного сечения бытового русла, занятая стесняющими поток глухими сооружениями; ω_p -- полная площадь поперечного сечения бытового русла.

Это отношение назовем стеснением русла по площади и обозначим через Θ

Отметим, что для русел, имеющих правильную форму поперечного сечения, величина Θ может быть выражена отношением соответствующих ширин, т. е. $\frac{b_z}{B_p} = \Theta_s$ (рис. 17).

В случае русла неправильной формы или при глубине прорана, отличной от бытовой, отношение ширин $\frac{b_z}{B_p}$, названное стеснением русла по ширине и обозначенное через Θ_s , не равно стеснению по площади Θ .

При стеснении русла пионерными дамбами из невлекомого материала следует различать два следующих этапа:

I этап -- выдвижение пионерных дамб (рис. 17, з);

II этап -- смыкание пионерных дамб, начиная от соединения откосов дамб у дна (рис. 17, д).

Для I этапа в случае русла правильной формы поперечного сечения степень стеснения следует оценивать по средней ширине прорана $\bar{B}$ (рис. 17, з), т. е.

$$\Theta = \frac{B_p - \bar{B}}{B_p}.$$

Ширина прорана поверху (по урезу воды) B приближенно может быть определена по соотношению

$$B = \bar{B} + m h_d,$$

где m — коэффициент откоса для головной части пионерных дамб.

При смыкании дамб сечение прорана становится треугольным. Начало смыкания дамб происходит при ширине прорана поверху $B = 2 m h_{\delta}$ или средней ширине $\bar{B} = m h_{\delta}$.

Максимальная глубина в проране H связана со средней шириной прорана $\bar{B}$ зависимостью

$$H = \frac{\bar{B}}{m}.$$

Ширина прорана поверху B в этом случае в 2 раза больше его средней ширины $\bar{B}$. Площадь прорана $\omega = H\bar{B} = \frac{\bar{B}^2}{m}$.

Степень стеснения русла по площади для этапа смыкания дамб можно определить по формуле

$$\Theta = \frac{\omega_p - \omega}{\omega_p} = \frac{B_p h_{\delta} - \frac{\bar{B}^2}{m}}{B_p h_{\delta}} = 1 - \frac{B_p}{m h_{\delta}} (1 - \Theta_s)^2, \quad (26)$$

где Θ_s — степень стеснения русла по ширине:

$$\Theta_s = \frac{B_p - \bar{B}}{B_p}.$$

Как правило, головные части стесняющих русло сооружений (перемычек или пионерных дамб) обтекаются потоком отрывно, т. е. с образованием сжатого сечения шириной ϑ_c (рис. 17,б).

Степень сжатия потока характеризуется при этом так называемым коэффициентом бокового или планового сжатия ε , представляющим собой отношение ширины ϑ_c к ширине протока или прорана B , т. е. $\varepsilon = \frac{\vartheta_c}{B}$.

Наличие сжатия потока эквивалентно увеличению степени стеснения Θ . Можно показать, что приведенное, т. е. учитывающее сжатие потока, стеснение Θ определяется формулой

$$\Theta' = 1 - \varepsilon(1 - \Theta). \quad (27)$$

В последующем изложении будем обозначать степень стеснения через Θ , имея в виду случаи безотрывного обтекания стесняющих поток сооружений. При отрывном обте-

кании приведенная степень стеснения определяется по формуле (28), а в расчетные зависимости вместо величины Θ подставляется Θ' .

Б. Расчет бокового сжатия потока

Коэффициент расхода μ , входящий в формулу (24), связан с коэффициентом бокового сжатия ϵ зависимостью

$$\mu = \frac{\epsilon}{\sqrt{\zeta_m + \alpha_c}},$$

где α_c — коэффициент кинетической энергии для сжатого сечения;

ζ_m — коэффициент местного сопротивления на входном участке стеснения.

Как показывают опыты [Л.21], величина ζ_m обычно пренебрежимо мала, а коэффициент α_c , как правило, может быть принят равным единице. В этом случае

$$\mu \approx \epsilon.$$

Таким образом, для ориентировочной оценки сжатия потока можно пользоваться методами определения коэффициента расхода, один из которых был рассмотрен нами ранее [Л.40].

Было показано, что сжатие потока определяется следующими основными факторами:

1. Степенью стеснения русла по площади Θ .
2. Формой поперечного сечения и характером шероховатости на участке перед стесняющими поток сооружениями.

Этот фактор наряду со стеснением Θ учитывается характеристикой $\Theta_q = \frac{Q_z}{Q_p}$, представляющей собой отношение расхода Q , проходившего через часть сечения бытового русла, занятую стесняющими сооружениями, к полному расходу реки Q_p . Характеристика Θ_q была названа нами стеснением по расходу.

Преимущество такого выражения степени стеснения становится очевидным в случае русел неправильной формы, так как стеснение может быть выражено отношением расходных характеристик соответствующих частей русла т. е.

$$\Theta_q = \frac{Q_z}{Q_p} = \frac{K_z}{K_p},$$

где K_z — расходная характеристика части русла, по которой в бытовых условиях проходит расход Q_z ;

K_p — расходная характеристика бытового русла.

3. Основными геометрическими характеристиками стесняющих поток сооружений (рис. 17):

а) относительной длиной сооружения $\frac{L_z}{B}$ по течению;

б) относительным радиусом скругления верхового угла $\frac{r}{B}$;

в) углом наклона верхового участка сооружения к оси потока ξ .

4. Характером стеснения (одностороннее или двустороннее).

5. Энергетическим состоянием потока, характеризуемым числом Фруда Fr .

Для установления зависимости коэффициента расхода от перечисленных факторов были использованы данные многочисленных лабораторных исследований [Л.22].

Обработка этих данных, выполненная автором, позволяет выразить коэффициент расхода μ следующей зависимостью:

$$\mu = \mu_0 \sigma_L \sigma_r \sigma_{Fr} \sigma_\xi, \quad (28)$$

где μ_0 — коэффициент расхода в случае симметричного двустороннего стеснения русла сооружениями с прямым верховым углом, относительной длиной по течению

$$\frac{L_z}{B} \geq 1,05 \text{ и числом Фруда для протока, равным } 0,25.$$

В пределах изменения θ_q от 0,2 до 0,85 коэффициент μ_0 может быть определен по формуле

$$\mu_0 = 1,06 - 0,31 \theta_q. \quad (29)$$

Если верховой участок стеснения наклонен к оси потока под углом ξ (рис. 17,б), то при вычислении коэффициента μ_0 по формуле (29) величину θ_q следует умножать на $\sin \xi^*$.

* Проверено опытом на диапазоне изменений угла ξ от 30 до 90°.

Стеснение по расходу $\Theta_q = \frac{Q_z}{Q_p}$ вычисляется как отношение соответствующих расходных характеристик, т. е.

$$\Theta_q = \frac{Q_z}{Q_p} = \frac{K_z \sqrt{i}}{K_p \sqrt{i}} = \frac{\omega_z C_z \sqrt{R_z}}{\omega_p C_p \sqrt{R_p}}.$$

При обозначении комплекса $\frac{C_z \sqrt{R_z}}{C_p \sqrt{R_p}}$ через $\sigma_{п.г.}$ получим

$$\Theta_q = \sigma_{п.г.} \Theta.$$

Коэффициент $\sigma_{п.г.}$ учитывает характер пограничной геометрии на подходе к стеснению участка русла.

Легко показать, что в случае русла прямоугольного сечения с однородной шероховатостью коэффициент $\sigma_{п.г.} \approx 1$, а характеристики Θ_q и Θ практически равны друг другу.

Влияние относительной длины $\frac{L_z}{B}$ в диапазоне $0 \leq \frac{L_z}{B} \leq \leq 1,05$ учитывается коррективом σ_L .

В указанном диапазоне

$$\sigma_L = 0,77 + 0,20 \frac{L_z}{B}. \quad (30)$$

Произведение $\mu_0 \sigma_L$ обозначим через μ_0 .

Ранее коэффициент μ_0 [Л.40] был назван стандартным коэффициентом расхода. С учетом принятых обозначений

$$\mu_0 = \mu_0 \sigma_L.$$

Пользоваться формулами (29) и (30) можно при $\frac{L_z}{B} \leq \leq 1,05$ в интервале изменений Θ_q от 0,2 до некоторого предельного значения $(\Theta_q)_{np}$, определяемого в зависимости от $\frac{L_z}{B}$ по формуле

$$(\Theta_q)_{np} = 0,63 + 0,21 \frac{L_z}{B}. \quad (31)$$

При $\Theta_q > (\Theta_q)_{np}$ корректив σ_L определяется по формуле

$$\sigma_L = 0,83 + 0,15 \frac{L_z}{B}. \quad (32)$$

Коэффициент μ'_0 в этом случае постоянен и равен 0,8. Следовательно, стандартный коэффициент расхода μ_0 для $\theta_q > (\theta_q)_{пр}$ может быть найден по зависимости

$$\mu_0 = \mu'_0 \sigma_L = 0,8 \left(0,83 + 0,15 \frac{L_2}{B} \right) = 0,66 + 0,12 \frac{L_2}{B}. \quad (33)$$

Скругление верхового угла учитывается коррективом σ_r , определяемым по рис. 18 в зависимости от относительного радиуса скругления $\frac{r}{B}$ и стеснения θ_q [Л.22].

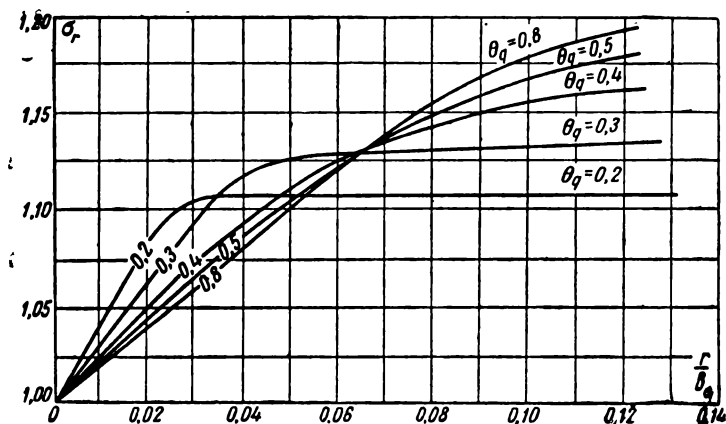


Рис. 18. Зависимость корректива σ_r от стеснения θ_q и относительного радиуса $\frac{r}{B}$ скругления верхового угла перемычки.

Учет энергетического состояния потока производится коррективом σ_{Fr} . На диапазоне изменений чисел Fr , составленных для потока, 0,01—0,7 корректив σ_{Fr} может быть вычислен по формуле

$$\sigma_{Fr} = 0,92 + 0,32 Fr. \quad (34)$$

Несимметрия стеснения, характеризуемая отношением $\frac{\theta'_2}{\theta''_2}$ (см. рис. 17,в), учитывается коррективом σ_e . При двустороннем симметричном стеснении (когда $\theta'_2 = \theta''_2$) $\sigma_e = 1$, при одностороннем ($\theta'_2 = 0$) $\sigma_e = 0,955$ [Л.22].

После определения коэффициента расхода μ (или сжатия ϵ) могут быть вычислены ширина b_c и средняя скорость v_c потока в сжатом сечении по формулам:

$$\begin{aligned} b_c &= \epsilon B; \\ v_c &= \frac{Q}{\epsilon_c h_c}. \end{aligned} \quad (35)$$

При пионерном перекрытии русла очертание головной части набросных дамб, формируемое потоком, обычно заранее в деталях неизвестно.

В первом приближении для указанного случая коэффициент сжатия ϵ можно, как показывают опыты, принимать равным 0,8 — 0,9 или в среднем 0,85. Если для наброски используются крупногабаритные глыбы или массивы, придающие резкое очертание входной части дамб, то коэффициент сжатия уменьшается до величины 0,6—0,7.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕПАДОВ И ПОДПОРОВ ПРИ СТЕСНЕНИИ РУСЛА ПЕРЕМЫЧКАМИ И ПИОНЕРНО ВЫДВИГАЕМЫМИ ДАМБАМИ

А. Определение перепада z

Для оценки перепада z между уровнями верхнего и нижнего бьефов можно воспользоваться зависимостью (22)

$$z = h_d' + h_{s.p.}, \quad (22)$$

где h_d' — потеря удельной энергии на трение по длине участка стесненного русла;

$h_{s.p.}$ — потери удельной энергии в связи с внезапным расширением потока за стеснением.

Потеря удельной энергии h_d' в свою очередь складывается из следующих трех составляющих:

а) потерь по длине входного участка (от сечения $B-B$ до створа верхового угла стеснения (h_d)_{ax}; эти потери могут быть определены как произведение некоторого среднего для указанного участка уклона трения $\bar{i}$ на длину участка, т. е.

$$(h_d)_{ax} = \bar{i} L_{ax}; \quad (36)$$

длина входного участка L_{ax} по данным экспериментального исследования [Л.22] может приниматься равной ширине потока или прорана B при $\Theta_q \leq 0,8$ и $1/2 B$ при $\Theta_q > 0,8$,

б) потерь $(h_o)_n$ по длине L_z , определяемых как произведение уклона трения i_n для протока или прорана на длину L_z , т. е.

$$(h_o)_n = i_n L_z; \quad (37)$$

в) потерь $(h_o)_B$ по длине L_s участка растекания потока в нижнем бьефе, вычисляемых как произведение некоторого среднего для участка растекания уклона трения $\bar{i}$ на длину L_s , т. е.

$$(h_o)_B = \bar{i} L_s. \quad (38)$$

Потери удельной энергии при внезапном расширении потока за сооружениями $h_{s.p}$ в связи с малой по отношению к глубине величиной перепада z представляется возможным оценить обычным образом, т. е. по формуле

$$h_{s.p} = \Theta^2 \frac{v_n^2}{2g}, \quad (39)$$

где v_n — средняя скорость транзитного потока в протоке или проране. При отрывном обтекании $v_n = v_c$.

Подставив в (36) — (39) в (22), получим трехчленную формулу для оценки перепада z , возникающего при стеснении русла:

$$z = \bar{i} (\kappa_{sx} B + L_s) + i_n L_z + \Theta^2 \frac{v_n^2}{2g}, \quad (40)$$

где κ_{sx} — коэффициент; $\kappa_{sx} = 1$ при $\Theta \leq 0,8$; при $\Theta > 0,8$ $\kappa_{sx} = 0,5$.

Из числа входящих в формулу (40) величин ширина протока B и длина L_s являются заданными, уклон для протока i_n , степень стеснения Θ и средняя скорость v_n в протоке вычисляются обычными способами.

Величину среднего уклона трения $\bar{i}$ по рекомендациям, содержащимся в современных исследованиях [Л.22], следует вычислять как среднее геометрическое из уклонов трения для бытового русла i_o и протока i_n , т. е.

$$\bar{i} = \sqrt{i_o i_n}. \quad (41)$$

Уклон трения i_o , если в бытовых условиях имеет место равномерное движение потока, равен уклону дна i .

В общем случае уклоны i_0 и i_n вычисляются по известным формулам:

$$i_0 = \frac{v_0^2}{C_p^2 R_p}; \quad i_n = \frac{v_n^2}{C_n^2 R_n},$$

где C_p, C_n, R_p и R_n — соответственно коэффициенты Шези и гидравлические радиусы для бытового русла и протока (или прорана).

Длина участка растекания L_s может быть найдена из геометрического соотношения (см. рис. 17,б)

$$L_s = \frac{v_z}{\operatorname{tg} \psi}, \quad (42)$$

где v_z — ширина глухой части стесняющих поток сооружений; при двустороннем стеснении величина v_z в первом приближении может быть принята равной сумме ширин отдельных глухих сооружений, т. е. $v_z = v_{z1} + v_{z2}$ (см. рис. 17,б);

ψ — угол растекания, составленный хордой водоворота¹ и осью потока.

Величина $\operatorname{tg} \psi$ определяется по формуле автора [Л.40]:

$$\operatorname{tg} \psi = a \frac{\lambda \beta \Theta}{\lg \frac{1}{1-\Theta}} = a \frac{\Lambda \Theta}{\lg \frac{1}{1-\Theta}}, \quad (43)$$

где Θ — степень стеснения русла по площади;

λ — коэффициент гидравлического трения для бытового русла;

β — относительная ширина бытового русла, т. е. отношение ширины русла B_p к гидравлическому радиусу R_p .

Произведение $\lambda \beta$ названо нами характеристикой русла, поскольку эта величина характеризует в некоторой степени пограничную геометрию русла. Произведение $\lambda \beta$ обозначено через Λ .

a — коэффициент, определяемый по графику на рис. 19 в зависимости от степени стеснения Θ и характеристики русла Λ . Этот график составлен по данным многочисленных опытов, выполненных автором на водяных и аэродинами-

¹ Хорда водоворота — прямая, соединяющая концы водоворота.

ческих моделях гидравлической лаборатории МЭИ и сопоставлен с результатами других исследований.

При $\Lambda \geq 4$, т. е. в случае широких русел, коэффициент a согласно данным, представленным на рис. 19, практически не зависит от характеристики русла Λ и определяется степенью стеснения θ . В указанном диапазоне для прибли-

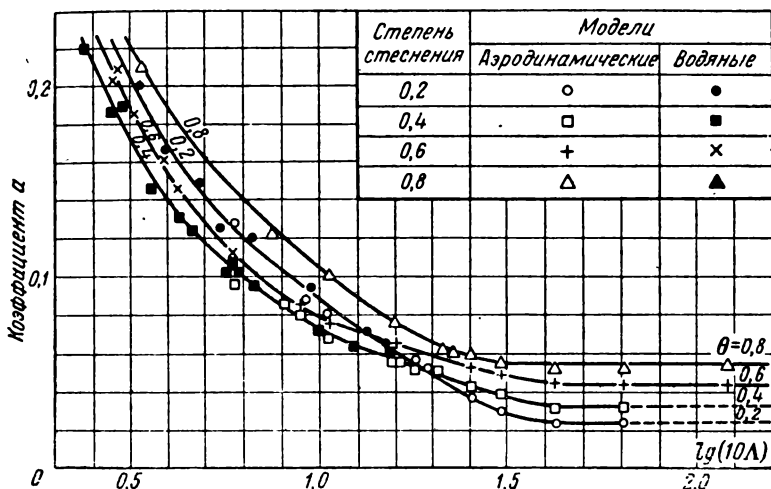


Рис. 19. Зависимость коэффициента a от характеристики Λ и степени стеснения русла θ .

женной оценки коэффициента a можно пользоваться следующей эмпирической формулой:

$$a = 0,01 + 0,056 \theta. \quad (44)$$

Характеристика русла Λ может быть вычислена, если известны геометрия поперечного сечения, ширина B_p , глубина h_0 и шероховатость n бытового русла:

$$\Lambda = \lambda \beta = \frac{8g}{C_p^2} \cdot \frac{B_p}{R_p},$$

где C_p — коэффициент Шези для бытового русла, вычисляемый, например, по формуле Н. Н. Павловского.

К моменту перекрытия расход проходит через участок замыкания между выдвинутыми в проток дамбами. Длины дамб L_2 и входного участка $L_{вх}$ в этом случае оказываются

обычно малыми в сравнении с длиной участка растекания L_θ .

Это позволяет пренебречь потерями энергии на указанных участках. С учетом сказанного формула (40) запишется в следующей двухчленной форме:

$$z = \bar{i} L_\theta + \Theta^2 \frac{v_n^2}{2g}. \quad (45)$$

Вычислим средний уклон трения $\bar{i}$ по формуле (41):

$$\bar{i} = \sqrt{i_\theta i_n} = \sqrt{\frac{v_\theta^2}{C_p^2 R_p} \cdot \frac{v_n^2}{C_n^2 R_n}}.$$

При значительной ширине русла B_p комплексы $C_p^2 R_p$ и $C_n^2 R_n$ практически равны друг другу.

Запишем формулу, учитывая сказанное и принимая во внимание как известную связь между коэффициентами λ и C_p (в форме $C_p = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$), так и следующее из уравнения неразрывности приближенное соотношение между скоростями v_n и v_θ :

$$\bar{i} = \frac{\lambda v_\theta^2}{8g R(1-\Theta)}. \quad (41)'$$

С учетом зависимостей (42), (43) и (41)' и высказанных выше замечаний формула (45) может быть записана в следующем виде:

$$z = \left[\frac{1}{4a(1-\Theta)} \lg \frac{1}{1-\Theta} + \frac{\Theta^2}{(1-\Theta)^2} \right] \frac{v_\theta^2}{2g}. \quad (45)'$$

Из этой формулы можно определить величину расхода Q , проходящего через проран:

$$Q = \frac{\omega_p}{\sqrt{\frac{1}{4a(1-\Theta)} \lg \frac{1}{1-\Theta} + \frac{\Theta^2}{(1-\Theta)^2}}} \sqrt{2gz}.$$

Сопоставляя полученную формулу с зависимостью (25), определяем приведенный коэффициент расхода μ_* :

$$\mu_* = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{4a(1-\Theta)} \lg \frac{1}{1-\Theta} + \frac{\Theta^2}{(1-\Theta)^2}}}. \quad (46)$$

Приведенный коэффициент расхода μ_* , как следует из формулы (46) и рис. 19, определяется степенью стеснения Θ и характеристикой русла Λ .

В целях облегчения подсчетов по формуле (46) на рис. 20 приведен график зависимости указанного коэффициента от Θ и Λ [правая часть графика дает в увеличенном масштабе связь $\mu_* = f(\Theta, \Lambda)$ в диапазоне больших стеснений ($\Theta > 0,9$)].

Отметим, что для больших стеснений и характеристик русла коэффициент μ_* , как это следует из графика на рис. 20, а, может быть выражен следующей формулой:

$$\mu_* = 0,9(1 - \Theta). \quad (47)$$

Формула (47) может применяться при $\Lambda \geq 3$ и $\Theta > 0,6$. Для этапа смыкания пионерных дамб, которому, как правило, отвечает диапазон стеснений русла $\Theta \geq 0,97$, формула (47) пригодна при $\Lambda > 2$.

Если одновременно рассмотреть формулы (47) и (25), то можно установить связь между перепадом и степенью стеснения русла, справедливую в указанном выше диапазоне:

$$Q = 0,9(1 - \Theta) \omega_p \sqrt{2gz},$$

откуда

$$\Theta = 1 - \frac{Q}{0,9 \omega_p \sqrt{2gz}} = 1 - \frac{Q}{4 \omega_p \sqrt{z}}.$$

При отрывном обтекании потоком головных частей дамб полученная формула должна быть записана в следующем виде¹:

$$\Theta' = 1 - \frac{Q}{4 \omega_p l' \sqrt{z}}. \quad (48)$$

В этом случае действительная степень стеснения русла, принимая во внимание формулу (28), определится зависимостью

$$\Theta = 1 - \frac{Q}{4 \varepsilon \omega_p \sqrt{z}}. \quad (48)'$$

Б. Определение подпора z'

Используя зависимость (21) и обозначения, приведенные в п. «А» данного параграфа, можно показать, что подпор z' определяется следующей трехчленной формулой:

$$z' = (\bar{i} - i_0)(k_{ax} B + L_s) + (i_n - i_0)L_s + \Theta^2 \frac{v_n^2}{2g}. \quad (49)$$

¹ Формула справедлива для метровых размеров.

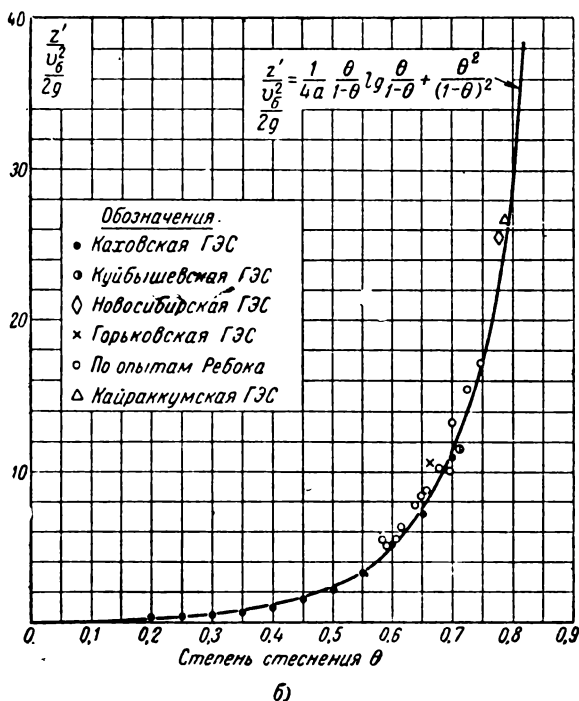
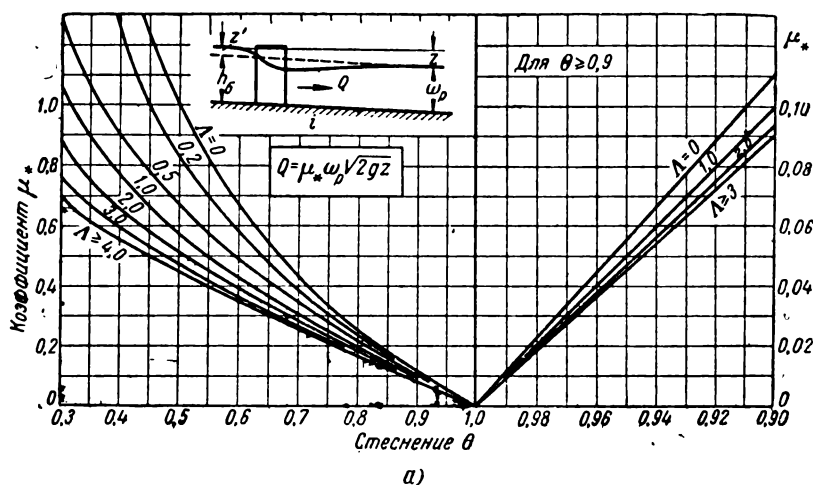


Рис. 20. Графики для определения
а — перепада z и б — подпора z' .

Применительно к случаю перекрытия русла пионерными дамбами, т. е. когда L_z и L_{ax} малы в сравнении с L_a , формула (47) запишется в двухчленном виде:

$$z' = (\bar{i} - i_0) L_a + \theta^2 \frac{v_n^2}{2g}, \quad (49)'$$

или с учетом формул (44) и (44)' — в безразмерной форме:

$$\frac{z'}{\frac{v_0^2}{2g}} = \frac{1}{4a} \frac{\theta}{1-\theta} \lg \frac{1}{1-\theta} + \left(\frac{\theta}{1-\theta} \right)^2. \quad (50)$$

Для проверки формулы (50), а следовательно, и формулы для оценки перепада z были использованы данные натурных измерений, полученные в период строительства некоторых гидроузлов, а также известные эмпирические зависимости Ребока [Л.14] для подпора. Результаты сопоставления, приведенные на рис. 20,б, свидетельствуют об удовлетворительном согласовании между указанными данными и расчетом¹.

Следует, однако, отметить, что результаты различных лабораторных и натурных исследований по перепадам зачастую трудно сопоставить.

Это объясняется наличием произвола в выборе створов, соответствующих створам верхнего и главным образом нижнего бьефов.

Полученные выше формулы для оценки перепада z или подпора z' предполагают, что створ верхнего бьефа выбран на расстоянии L_{ax} от верхового угла стесняющих поток сооружений равным, как указывалось, приблизительно ширине прорана B при $\theta < 0,8$ и половине указанной ширины при $\theta > 0,8$. Створ нижнего бьефа должен быть расположен там, где растекающийся поток достигает ширины бытового русла, т. е. на расстоянии L_a от низовой грани стеснения, определяемом по формуле (46).

В следующем параграфе мы рассмотрим применение рекомендуемых зависимостей для гидравлического расчета стесненного русла.

¹ Во всех случаях при сопоставлении коэффициент a в формуле (50) был принят равным 0,055. Эта величина отвечает диапазону больших стеснений широких равнинных рек.

7. ПРИМЕР ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА СТЕСНЕНИЯ РУСЛА

Неразмызаемое прямолинейное русло, поперечный профиль которого представлен на рис. 21, а, в первую очередь стесняется перемычкой на 60% по площади.

Во вторую очередь в проран выдвигаются пионерные дамбы из невлекомого материала. В процессе перекрытия строительные расходы пропускаются через боковой водоотвод, пропускная способность которого характеризуется, например, зависимостью $Q_b = 2000 z$.

Требуется определить перепады горизонтов верхнего и нижнего бьефов z для указанных очередей строительства (подпор z') и изменение основных гидравлических характеристик в проране в процессе перекрытия. Расчетный расход равен $Q_p = Q_{5\%} = 5600 \text{ м}^3/\text{сек}$. Коэффициент групповой шероховатости русла $n_p = 0,025$ при расчетах по формуле Н. Н. Павловского. Основные размеры перемычки приведены на рис. 21, а. При $Q_b = Q_p$ перепад $z_{\text{макс}} = \frac{Q_p}{2000} = \frac{5600}{2000} = 2,8 \text{ м}$.

I Очередь стеснения русла (перемычка)

Последовательность расчета:

Площадь бытового русла

$$\omega_p = 930 \cdot 8,4 = 8240 \text{ м}^2.$$

Смоченный периметр бытового русла

$$\chi_p = B_p + 2 h_{\text{с}} = 980 + 2 \cdot 8,4 = 996,8 \text{ м}.$$

Гидравлический радиус для бытового русла

$$R_p = \frac{\omega_p}{\chi_p} = \frac{8240}{996,8} = 8,26 \text{ м}.$$

Коэффициент Шези для бытового русла

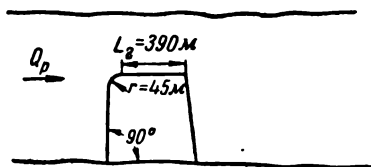
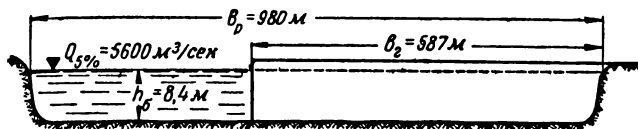
$$C_p = \frac{1}{n_p} R_p^y, \text{ где } y \approx 1,3 \sqrt{n_p} = 1,3 \sqrt{0,025} \approx 0,206;$$

$$C_p = \frac{1}{0,025} 8,26^{0,206} = 40 \cdot 1,54 = 6,17 \text{ м}^{0,5}/\text{сек}.$$

Для определения коэффициента сжатия вычислим входящие в формулу (28) величины:

а) $\mu_0 = 1,06 - 0,31 \Theta_q$; так как русло практически прямоугольного сечения, принимаем $\Theta_q = \Theta$;

$$\mu_0 = 1,06 - 0,31 \cdot 0,6 = 1,06 - 0,186 = 0,874.$$



а)

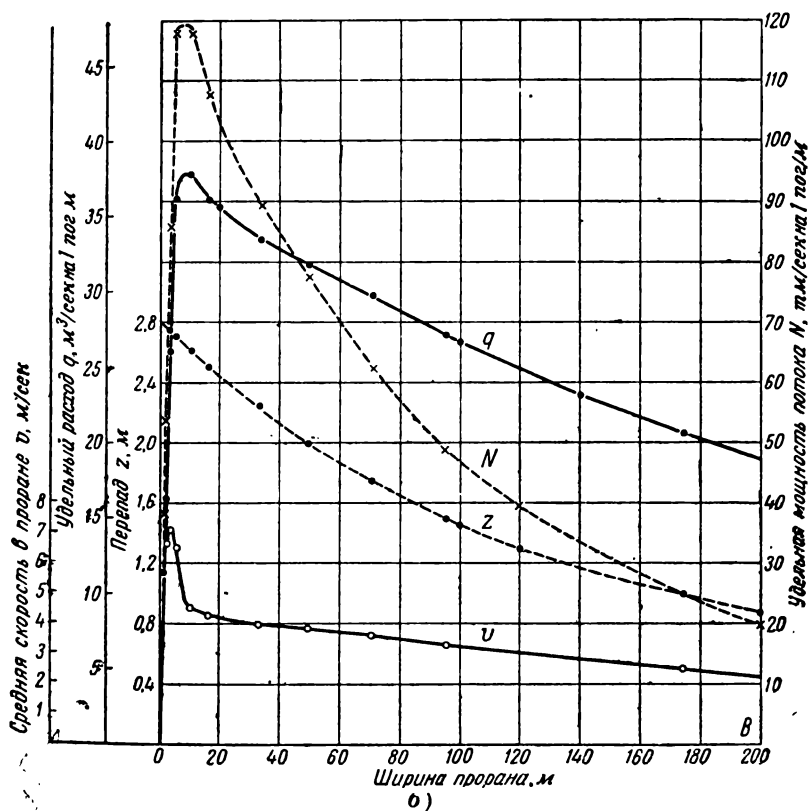


Рис. 21.

а — поперечный профиль стесненного русла и основные размеры перемычки в плане
 б — изменение гидравлических характеристик потока в процессе пионерного перекрытия.

б) Корректив σ_L вычисляется по формуле (30). При относительной длине перемычки $\frac{L_2}{B} = \frac{390}{393} = 0,995$

$$\sigma_L = 0,77 + 0,20 \frac{L_2}{B} = 0,77 + 0,2 \cdot 0,955 = 0,968,$$

в) Корректив σ_r определяется по графику на рис. 18.

При относительном радиусе скругления верхового угла перемычки $\frac{r}{B} = \frac{45}{393} = 0,115$ $\sigma_r = 1,18$.

г) Корректив σ_{Fr} вычисляется по формуле (34). При числе Фруда для протока, равном в первом приближении

$$Fr = \frac{v_n^2}{g h_{\sigma}} = \frac{1,7^2}{9,8 \cdot 8,4} = 0,035,$$

$$\sigma_{Fr} = 0,92 + 0,3 Fr = 0,92 + 0,3 \cdot 0,35 = 0,93.$$

д) Корректив σ_z при одностороннем стеснении равен 0,955. Окончательно, коэффициент расхода

$$\mu = 0,874 \cdot 0,968 \cdot 1,18 \cdot 0,93 \cdot 0,955 = 0,89.$$

По формуле (27), принимая в соответствии со сказанным выше $\varepsilon = \mu$, вычисляем приведенное стеснение:

$$\Theta' = 1 - \varepsilon (1 - \Theta) = 1 - 0,89 \cdot 0,4 = 0,636.$$

Ширина транзитного потока в сжатом сечении

$$b_c = \varepsilon B = 0,89 \cdot 393 = 350 \text{ м.}$$

Площадь транзитного потока в сжатом сечении¹

$$\omega_c = b_c h_{\sigma} = 350 \cdot 8,4 = 2940 \text{ м}^2.$$

Смоченный периметр для протока

$$\chi_n = b_c + 2 h_{\sigma} = 350 + 2 \cdot 8,4 = 366,8 \text{ м.}$$

Гидравлический радиус для протока

$$R_n = \frac{\omega_c}{\chi_n} = \frac{2940}{366,8} = 8,03 \text{ м.}$$

¹ При вычислении параметров сжатого сечения в первом приближении полагаем $h_c = h_{\sigma}$.

Коэффициент Шези для протока

$$C_n = \frac{1}{n_p} R_n^\nu = 40 \cdot 8,03^{0,206} = 40 \cdot 1,53 = 61,3 \text{ м}^{0,5} / \text{сек.}$$

Уклон трения для бытового русла

$$i_\sigma = \frac{v_\sigma^2}{C_p^2 R_p} = \frac{0,68^2}{61,7^2 \cdot 8,26} = 1,47 \cdot 10^{-5}.$$

Средняя скорость транзитного потока в сжатом сечении

$$v_c = \frac{Q_p}{\omega_c} = \frac{5600}{2940} = 1,91 \text{ м/сек.}$$

Уклон трения для протока

$$i_n = \frac{v_c^2}{C_n^2 R_n} = \frac{1,91^2}{61,3^2 \cdot 8,03} = 120,5 \cdot 10^{-5}.$$

Для определения длины участка растекания вычисляем $\text{tg } \psi$ по формуле (43). При $\Lambda = 2,44$ и $\Theta' = 0,636$ коэффициент a в формуле (43) согласно графику на рис. 19 равен 0,055.

$$\text{tg } \psi = 0,055 \frac{\Lambda \Theta'}{\lg \frac{1}{1 - \Theta'}} = 0,055 \frac{2,44 \cdot 0,636}{0,438} = 0,195.$$

Длина участка растекания

$$L_s = \frac{B_p \Theta'}{\text{tg } \psi} = \frac{980 \cdot 0,636}{0,195} = 3200 \text{ м.}$$

Вычисляем уклон трения $\bar{i}$ как среднегеометрическое из уклонов трения для протока i_n и бытового русла i_σ :

$$\bar{i} = \sqrt{i_\sigma i_n} = \sqrt{1,47 \cdot 120,5 \cdot 10^{-10}} = 4,2 \cdot 10^{-5}.$$

Определяем перепад уровней верхнего и нижнего бьефов по формуле (40), принимая коэффициент $k_{ax} = 1$; $\Theta = \Theta'$; $v_n = v_c$:

$$\begin{aligned} z &= \bar{i} (B + L_s) + i_n L_s + \Theta'^2 \frac{v_c^2}{2g} = \\ &= 4,2(393 + 3200) 10^{-5} + 120,5 \cdot 390 \cdot 10^{-5} + 0,636^2 \frac{1,91^2}{19,6} = \\ &= 0,15 + 0,05 + 0,07 = 0,27 \text{ м.} \end{aligned}$$

Подпор z' вычисляем по формуле (49) при $k_{ex} = 1$:

$$z' = (\bar{i} - i_0)(B + L_0) + (i_n - i_0)L_z + \Theta^2 \frac{v_c^2}{2g} =$$

$$= (4,2 - 1,47)(333 + 3200) \cdot 10^{-5} + (12,05 - 1,47) \cdot 390 \cdot 10^{-5} +$$

$$+ 0,636^2 \cdot \frac{1,91^2}{19,6} = 0,10 + 0,04 + 0,07 = 0,21 \text{ м.}$$

Как указывалось в § 5, величины z и z' для крутых равнинных рек практически совпадают.

II очередь стеснения и перекрытие русла плонерными дамбами

Этап выдвижения дамб до начала их смыкания

Определим среднюю ширину прорана $\bar{B}$, при которой начинается смыкание дамб. Как указывалось в § 5, эта ширина может быть вычислена по формуле

$$\bar{B} = m h_0.$$

Если принять коэффициент откоса m для головных частей дамб равным 1, то ширина прорана, соответствующая смыканию дамб, будет равна быговой глубине, т. е.

$$\bar{B} = h_0 = 8,4 \text{ м.}$$

Эта ширина отвечает стеснению русла

$$\Theta = \frac{980 - 8,4}{980} = \frac{971,6}{980} = 0,991.$$

Производим расчет для первого этапа стеснения русла—выдвижения дамб до стеснения $\Theta = 0,991$. Задаемся значением перепада, например, $z = 1 \text{ м}$. Определяем величину расхода Q_s через строительный водоотвод:

$$Q_s = 2000 z = 2000 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Расход через проран

$$Q = Q_p - Q_s = 5600 - 2000 = 3600 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Приведенный коэффициент расхода

$$\mu_* = \frac{Q}{\omega_p \sqrt{2gz}} = \frac{3600}{8240 \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 1}} = 0,0985.$$

По графику на рис. 20,а определяем по найденному μ и характеристике русла $\Lambda = 2,44$ (см. расчет 1 очереди стеснения) величину приведенного стеснения $\Theta' = 0,885$.

Полагая, что головные части дамб выполнены неудобообтекаемыми, принимаем в соответствии с данными § 5 коэффициент сжатия ϵ равным в среднем 0,65. Используя формулу (27), определяем степень стеснения русла:

$$\Theta = 1 - \frac{1 - \Theta'}{\epsilon} = 1 - \frac{1 - 0,885}{0,65} = 0,823.$$

Этому стеснению соответствует средняя ширина прорана

$$\bar{B} = (1 - \Theta) B_p = (1 - 0,823) 980 = 174 \text{ м.}$$

Удельный расход, равномерно распределенный по ширине прорана,

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{3600}{174} = 20,7 \text{ м}^3/\text{сек на 1 пог.м.}$$

Средняя ширина потока в сжатом сечении

$$b_c = \bar{B} \epsilon = 174 \cdot 0,65 = 113 \text{ м.}$$

Удельный расход, равномерно распределенный по ширине сжатого сечения,

$$\bar{q} = \frac{Q}{b_c} = \frac{3600}{113} = 31,8 \text{ м}^3/\text{сек на 1 пог.м.}$$

Средняя удельная мощность потока в сжатом сечении

$$\bar{N} = \gamma \bar{q} z = 1 \cdot 31,8 \cdot 1 = 31,8 \text{ тм на 1 пог. м.}$$

Максимальный удельный расход в проране q' с учетом концентрации скоростей у оголовка дамб, оцениваемой коэффициентом $K = 1,1 \div 1,3$ или в среднем 1,2,

$$q' = K q = 1,2 \cdot 20,7 = 24,8 \text{ м}^3/\text{сек на 1 пог.м.}$$

Максимальная удельная мощность потока в проране

$$N = \gamma q' z = 1 \cdot 24,8 \cdot 1 = 24,8 \text{ тм на 1 пог.м.}$$

Аналогичные расчеты проведены для ряда значений перепада z в интервале изменений стеснения до $\Theta = 0,991$, отвечающего началу смыкания дамб (соединению их откосов у дна).

По полученным результатам построена зависимость перепада z , удельного расхода q , средней скорости v и максимальной удельной мощности потока N в процессе перекрывания от средней ширины прорана $\bar{B}$ (рис. 21,б).

Расчет для этапа смыкания дамб до проведения систематических экспериментальных исследований по выяснению

пропускной способности образующегося в этом случае прорана треугольной формы приходится проводить по аналогии с расчетом I этапа — выдвижения дамб.

Задаемся перепадом z , отвечающим стеснению $\Theta > 0,991$, например $z \approx 2,7$ м.

При этом расход Q_6 через строительный водоотвод

$$Q_6 = 2\,000 \cdot 2,7 = 5\,400 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Расход через проран

$$Q = Q_p - Q_6 = 5\,600 - 5\,400 = 200 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Степень стеснения русла вычисляем по формуле (48)', принимая при этом коэффициент сжатия ε равным единице (поскольку детали обтекания головных частей дамб на этапе их смыкания в настоящее время совершенно не изучены):

$$\Theta = 1 - \frac{200}{4 \cdot 8\,240 \sqrt{2,7}} = 1 - 0,0037 = 0,9963.$$

Площадь прорана может быть определена из геометрических соображений по формуле $\omega = B_p(1 - \Theta) h_0 \cdot H$, с другой стороны, эта же площадь выражается зависимостью $\omega = \frac{\bar{B}^2}{m}$ (см. § 5, п. «А»). Приравняв указанные формулы для оценки площади прорана, найдем его среднюю ширину:

$$\bar{B} = \sqrt{m B_p h_0 (1 - \Theta)} = \sqrt{m \omega_p (1 - \Theta)}.$$

Пологая коэффициент откоса m равным единице, определим среднюю ширину прорана $\bar{B}$:

$$\bar{B} = \sqrt{\omega_p (1 - \Theta)} = \sqrt{8\,240 \cdot 0,0037} = 5,52 \text{ м.}$$

Ширина прорана поверху (по урезу воды)

$$B = 2 \bar{B} = 2 \cdot 5,54 = 11,08 \text{ м.}$$

Удельный расход, равномерно распределенный по ширине прорана,

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{200}{5,52} = 36,2 \text{ м}^3/\text{сек на 1 пог.м.}$$

Удельная мощность потока с учетом концентрации скоростей

$$N = 1,2 \gamma q z = 1,2 \cdot 36,2 \cdot 2,7 = 112,5 \text{ тм/сек на 1 пог.м.}$$

Такие же расчеты проведены для ряда значений перепада z при стеснениях $\theta > 0,991$.

По результатам подсчетов построена зависимость величин z , q и N от средней ширины прорана B для этапа смыкания дамб (рис. 21, б).

На этом же рисунке нанесена зависимость средней в проране скорости v от его ширины B .

Приведенный пример, а также данные лабораторных исследований и перекрытия ряда рек пионерным способом показывают, что наиболее напряженным является этап смыкания дамб, поскольку ему соответствуют максимальные значения удельных мощностей и скоростей потока в проране.

ГЛАВА ТРЕТЬЯ

ГИДРАУЛИЧЕСКАЯ СОПРОТИВЛЯЕМОСТЬ ПОДАВАЕМОГО В ПОТОК МАТЕРИАЛА

8. ТИПЫ МАТЕРИАЛОВ НАБРОСКИ

Первоначально метод перекрытия русел рек «наброской камня в текущую воду» [Л.2] имел в виду использование главным образом отсортированного камня и лишь отчасти бетонных массивов в виде кубов.

Для таких форм элементов наброски были разработаны соответствующие расчетные приемы и получены величины необходимых коэффициентов [Л.2].

Основным материалом наброски был и остался камень, сортированный и несортированный, в том числе в естественной смеси.

В практике послевоенного гидротехнического строительства известны, например, случаи применения так называемой «горной массы», содержащей как гравийно-песчаные категории, так и каменные глыбы объемом до 1 м^3 , «ваппов» — смеси глины, гальки и валунов, монолитов из пластичного суглинки, гравийно-песчаной смеси и т. п.

На участке замыкания дополнительно нашли применение и искусственные материалы наброски, такие, как бетонные кубы, тетраэдры и железобетонные каркасы.

Первоначально применение искусственных материалов преследовало цель лишь увеличения веса элементов наброски. Далее, наблюдается тенденция к созданию не только повышенного веса элементов наброски, но и более рациональной их формы.

Практика, равно как и специальные исследования показали, что относительно более устойчивыми являются элементы остроугольной формы, еще лучше — с некоторыми выступами в разные стороны.

Постепенно осознается мысль, что можно так овладеть искусственным материалом для изготовления элементов наброски, что форма этих элементов будет экономить материал, подобно тому как это имеет место, например, при использовании специальных форм балок перекрытия.

Так, из категории бетонных массивов более рациональными в сравнении с кубами, естественно, оказались тетраэдры. Бетонные тетраэдры весом по 12 *т* каждый в 1950 г. были применены в США для перекрытия русла р. Колумбии при строительстве гидростанции Мак-Нэри, 10-тонные — в 1955 г. для перекрытия Волги в створе Волжской ГЭС.

Для получения в наброске лучшей связи между массивами и большей пористости такие тетраэдры могут быть снабжены специальными выступами в виде конических отростков. Такие массивы под названием «тетраподов» были использованы в 1951—1953 гг. французскими инженерами при строительстве портовых сградительных сооружений в Касабланке, Сафи (Марокко) и Суссе (Тунис). Веса таких «тетраподов» были 4—15 *т* [Л.15].

Кроме лучшей связи между отдельными массивами, такие тетраподы оказывают меньшее сопротивление движущемуся потоку и вследствие повышенной пористости наброски обладают значительной фильтрационной пропускной способностью.

Недостатком массивов сложной пространственной формы для целей перекрытия русел рек являются значительная трудоемкость их изготовления и не всегда оправданный в условиях временных сооружений большой удельный вес на единицу габаритного объема. В долговременных портовых сооружениях такие массивы, по данным журнала Engineering News Record, окупают себя, являясь намного более эффективными в сравнении с бетонными массивами кубической формы.

Рассмотренные выше формы элементов наброски изображены на рис. 22.

Дальнейшим шагом по пути формирования наиболее целесообразной формы элемента наброски является предложенная доктором техн. наук, проф. С. В. Избашем каркасная наброска. В качестве элементов наброски используются конструкции разнообразных форм. Приведем на рис. 23—25

некоторые из них. Разные типы каркасов обозначены цифрами 1—5.

Монолитные железобетонные каркасы (рис. 23, 1 и 2), названные авторами [Л.18] «ежом» (Е) и «якорем» (Я), были первыми из испытанных в МЭИ возможными формами каркасов.

Металлический каркас — тетраэдр (рис. 23, 3) — был затем спроектирован Куйбышевским филиалом Гидропроекта из арматурной стали подручного диаметра.

Предложение собрать каркасы из нескольких одинаковых элементов (рис. 24, 4) было сделано инженерами Гидроэнергопроекта П. И. Сухих и А. П. Скворцовым.

Монолитный несимметричный железобетонный каркас 5, изображенный на рис. 25, был предложен и использован при перекрытии Волги на строительстве Горьковской ГЭС.

Основные данные испытанных в гидравлической лаборатории МЭИ каркасных конструкций (в пересчете на натуру в масштабе 1 : 25) приведены в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Типы элемента наброски	1 рис. 23	2 рис. 23	3 рис. 23	4 рис. 24	5 рис. 25
Вес, <i>т</i>	1,00	1,00	0,60	1,50	0,5
Объем, <i>м</i> ³	0,42	0,42	0,077	0,66	0,19
Диаметр равновеликого по объему шара <i>d</i> , <i>м</i>	0,93	0,93	0,53	1,08	0,70
Коэффициент отношения поверхности к поверхности равновеликого шара	2,43	2,12	4,66	2,60	2,11
Размеры элемента, <i>м</i> :					
<i>a</i>	2,25	2,45	2,12	3,00	1,6
<i>b</i>	1,60	1,80	—	2,30	0,8
<i>c</i>	0,25	0,25	0,075	—	—

Рассмотренными типами, конечно, не ограничиваются возможные разновидности каркасных конструкций. Здесь открыто широкое поле деятельности для изобретательности инженеров различных строительных.

Приведенные конструкции характеризуются большим габаритным объемом при малом весе. Пористость наброски из таких каркасов достигает 90%. Шероховатость откоса наброски весьма велика.

До сего времени мы давали главным образом геометрическую характеристику элементов материала, подаваемого в поток.

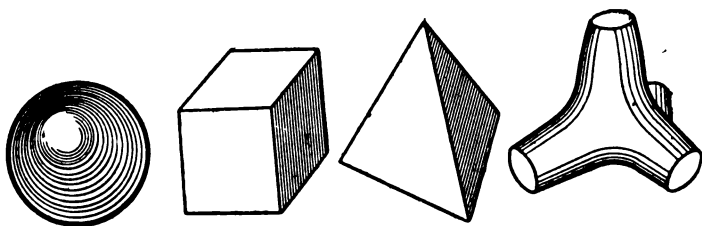


Рис. 22. Возможные формы бетонных массивов.

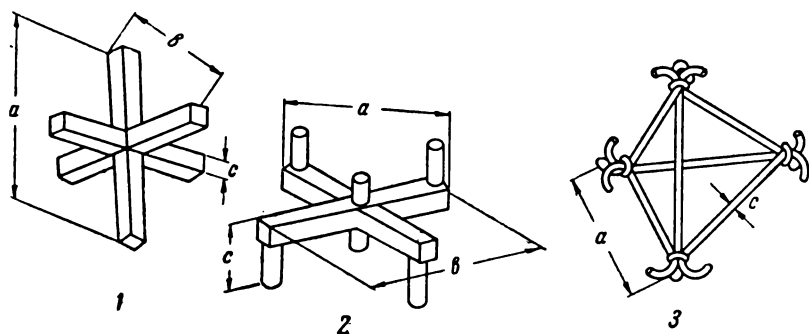


Рис. 23. Первоначальные формы каркасов.

1 — тип „Ежа“ (Е); 2 — тип „Якоря“ (Я); 3 — металлический каркас — тетраэдр.

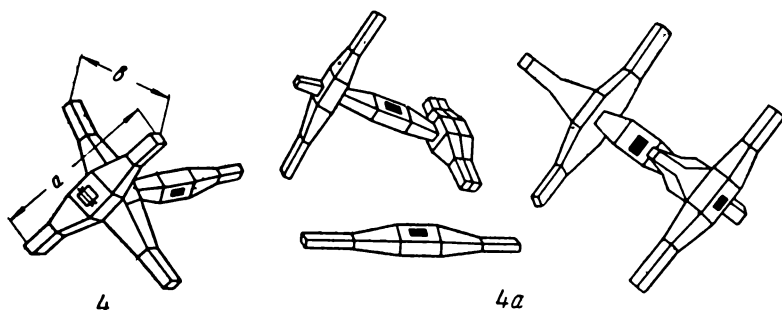


Рис. 24. Каркасы из сборного железобетона.

Обратимся теперь к общей гидравлической характеристике и классификации указанных материалов.

По характеру взаимодействия потока (поверхностного или фильтрующего в крупнопористой среде) с подаваемым в него однородным материалом следует в общем случае различать материалы влекаемой и не влекаемой крупности.

Материал влекаемой крупности характеризуется тем, что, будучи подан в поток, он транспортируется последним путем донного влечения и (или) взвешивания, а в совокупности — в форме гряд или речных перекатов (рис. 38). При этом скорость потока $v > v_{пред}$ — предельной скорости для устойчивости в потоке элементов данного материала.

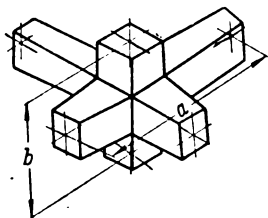


Рис. 25. Монолитный несимметричный железобетонный каркас Горьковгэс-строя.

Гряды возникают в том случае, когда на определенной ширине русла в поток поступает материала больше, чем поток способен транспортировать. Этого же типа образования из относительно мелких фракций могут возникнуть и под воздействием фильтрационного потока внутри крупнопористой (каменной, массивовой или каркасной) наброски ([Л.9], стр. 123—124, рис. 42—44).

Таким образом, формы, размеры и положение по течению для указанных гряд или перекатов являются функциями времени и интенсивности подачи материала в поток. При прекращении этой подачи гряды будут смываться и уноситься в нижний бьеф.

Материал не влекаемой крупности характерен тем, что после стадии его падения в воде и некоторого перемещения по дну (или ранее отложившемуся материалу) его элементы приобретают устойчивое положение, так как скорость потока $v < v_{пред}$ — предельной для элементов материала скорости. В совокупности материал не влекаемой крупности создает банкет, формы и размеры которого в данных гидравлических условиях остаются неизменными во времени (рис. 31).

Гидравлическими расчетными характеристиками для элементов подаваемых в поток материалов являются, таким образом, их гидравлическая крупность (скорость равномерного падения в стоячей воде) и предельные для их устойчивости на дне скорости потока. Эти скорости будут, конечно, различными в зависимости не только от типораз-

меров элементов, но и от степени погруженности элементов и рода основания, на котором они покоятся (см. § 10).

Наряду с однородными в поток могут подаваться и неоднородные грунтовые материалы в их естественной смеси, например: «горная масса», «ваппы» и т. п., содержащие фракции как влекомой, так и невлекомой крупности.

Однако в основе современной практики перекрытий русел многоводных рек при возведении сооружений крупных гидроэнергетических узлов лежит использование материалов невлекомой крупности (гравия, камня, массивов, каркасов). Поэтому дальнейшее изложение будет относиться только к подаче в поток материалов невлекомой крупности, когда скорость потока $v < v_{пред}$.

В фильтрационном отношении указанные материалы могут быть подразделены на мелкопористые (почти все неоднородные грунтовые материалы) и крупнопористые — наброски из крупных однородных камней, бетонных массивов и особенно каркасная наброска. Последняя благодаря своей исключительно большой пористости (до 90%) обладает коэффициентами турбулентной фильтрации, исчисляемой метрами в секунду (рис. 53). При этом фильтрационный расход оказывается соизмеримым с поверхностным расходом и обязательно должен учитываться в расчетах.

9. ГИДРАВЛИЧЕСКАЯ КРУПНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ НАБРОСКИ

Поток, переливающийся через возводимую наброску, взаимодействуя с наружными элементами наброски, стремится отодвинуть их, устранить препятствие на своем пути.

Основное уравнение, определяющее величину силы взаимодействия потока с обтекаемым им твердым телом, как известно, следующее:

$$F = \gamma_1 L^2 v^2, \quad (51)$$

где F — сила воздействия потока на неподвижное тело;

γ_1 — коэффициент обтекания;

L^2 — характерная принятая за основу площадь обтекаемого тела;

v — средняя скорость равномерного набегающего потока;

ρ — плотность жидкости $\left(\rho = \frac{\gamma}{g}\right)$.

В данном случае, когда нас интересуют сравнительно крупные фракции невлекомой крупности, отвечающие квадратичной зоне сопротивления, приведенные выше факторы охватываются понятием гидравлической крупности w эле-

мента материала, т. е. скорости равномерного его падения в стоячей воде, записанной в следующей форме¹:

$$\omega^2 = \frac{G}{\gamma_l L^2}, \quad (52)$$

где G — вес элемента материала в воде;

γ_l — величина постоянная (для обтекания тела турбулентным потоком в квадратичной зоне сопротивления).

В дальнейшем примем в качестве характерного линейного размера L в формуле (52) величину диаметра d шара, равновеликого по объему данной фракции или конструкции.

Заменяя в формуле (52) G через объемные веса материала γ_m и воды γ и диаметр элемента d при $L^2 = d^2$, получаем:

$$\omega^2 = g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{\pi}{6 \gamma} d. \quad (53)$$

Следует отметить, что получаемое из опытов по определению гидравлической крупности частиц значение коэффициента обтекания γ_l обычно является максимально возможным его значением. Падающее в воде несимметричное тело получает сначала произвольное положение, а затем — на участке равномерного падения — оно принимает положение, при котором его сопротивление максимально. Этому положению и отвечает максимальное значение коэффициента обтекания.

На гребне отсыпи элементы наброски находятся в любых положениях, в том числе и в таких, при которых коэффициент обтекания получает минимальное значение. Определяя по формуле (51) величину силы воздействия потока на элемент наброски, следует учесть, что полученное значение является наибольшим. Это обстоятельство создает известный запас в расчете.

Наиболее важной характеристикой элемента материала данного типоразмера является величина коэффициента обтекания γ_l . Испытанные в гидравлической лаборатории МЭИ каркасные конструкции и массивы характеризуются коэффициентами, приведенными в табл. 4 (стр. 75).

¹ Величина гидравлической крупности дает только качественную характеристику данного тела [Л.33]. Для количественной оценки предельных скоростей через величину ω для фракции невлекомой крупности достаточно ввести постоянный для данной фракции коэффициент.

Коротко остановимся на методике проведения опытов по определению гидравлической крупности элементов наброски.

Опыты проводились в стеклянных трубах диаметром 20 и 60 см с длинами соответственно 200 и 400 см. Выше рабочего участка был оставлен участок разгона длиной 60 см. Пройдя это расстояние, частицы достигали скорости равномерного падения и принимали положение, отвечающее их максимальному сопротивлению.

Как показывают опыты, при соотношении $\frac{D_0}{D} > 10$ (где D_0 — диаметр трубы, а D — диаметр габаритного объема тела) влияние стенок трубы на скорость падения тела в трубе практически не сказывается.

Таким образом, полученные в этих условиях значения γ практически не отличаются от данных, относящихся к безграничной среде, и потому могут быть приняты в качестве расчетных величин.

10. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СКОРОСТИ ДЛЯ ЭЛЕМЕНТОВ НАБРОСКИ

Одной из важнейших гидравлических характеристик элементов наброски является значение предельной средней скорости потока, которой эти элементы еще способны противостоять. При превышении этой предельной величины скорости элементы наброски могут быть унесены с гребня наброски на ее низовой откос или сброшены на дно нижнего бьефа либо, наконец, непрерывно транспортироваться речным потоком (влекомый материал).

Таким образом, значение предельной скорости является необходимой характеристикой, позволяющей по заданной величине средней скорости над наброской определить тип и минимальный вес элемента наброски, если проектируется банкет из невлекомого материала.

Расчетная схема для определения величины предельной средней скорости v обычно достаточно крупных элементов наброски (например, каркаса) приведена на рис. 26.

В основу расчета принимается следующее:

а) Распределение скоростей по вертикали выражается зависимостью

$$\frac{u}{v_{нов}} = \left(\frac{y}{h_0} \right)^x, \quad (54)$$

где u — осредненная скорость в данной точке на высоте y над дном;

$v_{нов}$ — скорость на поверхности потока;
 x — показатель степени (как правило, находится в пределах $0 - \frac{1}{2}$).

б) Поперечная площадь элемента наброски распределена равномерно по его высоте t .

Местная скорость u может быть выражена через среднюю скорость потока v зависимостью

$$u = v(x + 1) \left(\frac{y}{h_0} \right)^x. \quad (55)$$

Условие предельного динамического равновесия элемента потока, покоящегося на горизонтальном дне, напишется в форме

$$F - fG = 0, \quad (56)$$

где F — лобовое воздействие потока на обтекаемый им элемент наброски;

G — вес элемента наброски в воде;

f — коэффициент трения элемента наброски о подстилающий слой.

Лобовое воздействие потока может быть определено из зависимости

$$dF = \gamma'_1 \rho u^2 \cdot d\omega, \quad (57)$$

где $d\omega = \frac{d^2}{t} dy$ — элементарная площадка; γ'_1 — коэффициент обтекания при некотором положении элемента (принимается постоянным для всей площади элемента).

Величина лобового воздействия потока определяется из (57) интегрированием в пределах $0 - t$:

$$F = \frac{\gamma'_1 \rho d^2}{t} \int_0^t u^2 dy = \gamma'_1 \rho \frac{(x+1)^2}{2x+1} d^2 v^2 \left(\frac{t}{h_0} \right)^{2x}. \quad (58)$$

Вес элемента в воде

$$G = (\gamma_m - \gamma) \frac{\pi d^3}{6}, \quad (59)$$

где γ_m — объемный вес материала элемента наброски.

Заменяя в уравнении (56) значения F и G соответственно через (58) и (59), получаем:

$$v^2 = \frac{f(\gamma_m - \gamma)\pi d(2x + 1)}{6\gamma'_p(x + 1)^2} \left(\frac{h_0}{t}\right)^{2x}. \quad (60)$$

Деля затем обе половины уравнения (60) на квадрат величины гидравлической крупности элемента, выраженной зависимостью (53), мы получаем:

$$\left(\frac{v}{\omega}\right)^2 = f \frac{\gamma}{\gamma'_p} \cdot \frac{2x + 1}{(x + 1)^2} \left(\frac{h_0}{t}\right)^{2x}. \quad (61)$$

Отметим, что величина $\frac{2x + 1}{(x + 1)^2}$ в пределах возможных изменений величины x может быть близка к единице; например, при $x = \frac{1}{3}$

$$\frac{2x + 1}{(x + 1)^2} = 0,940;$$

поэтому этот член в уравнении (61) может быть заменен единицей в целях упрощения структуры формулы при опытных определениях ее параметров и расчетах.

В итоге мы имеем:

$$\frac{v}{\omega} = \sqrt{f \frac{\gamma}{\gamma'_p} \left(\frac{h_0}{t}\right)^x}. \quad (62)$$

Из этой формулы можно определить величину предельной скорости v при известных других параметрах.

Величина гидравлической крупности ω определяется сравнительно легко для данных типоразмеров элементов подаваемого материала (см. § 9).

Значение коэффициента трения f зависит, кроме рода материала элементов наброски и основания, еще от формы этих элементов. Острые выступы способствуют устойчивости элементов наброски на подстилающем слое. В общем $f < 1,0$ и колеблется в пределах $f = 0,35 \div 0,8$.

Полученная выше формула (62) относится к случаю, когда $h_0/t > 1,0$, т. е. когда элемент наброски полностью погружен в воду. При этом значение предельной скорости v пропорционально глубине потока h_0 .

При $h_0/t < 1,0$ положение резко изменяется. Часть элемента, оказавшаяся выше поверхности воды, освобождается от действия гидродинамической и архимедовой сил. Тем самым увеличивается общий вес элемента и уменьшается сила лобового воздействия потока. Следовательно, улучшаются условия устойчивости элемента наброски в потоке. В этом случае величина предельной скорости оказывается обратно пропорциональной глубине потока.

Поскольку величины затопленной части лобовой поверхности и погруженной части объема элемента могут быть приняты пропорциональными величине h_0/t , аналогично изложенному выше имеем:

$$v^2 = \frac{\left(\gamma_m - \gamma \frac{h_0}{t}\right) \pi d}{\eta' \rho 6 \left(\frac{h_0}{t}\right)}. \quad (63)$$

Деля обе части уравнения на квадрат величины гидравлической крупности ω и произведя соответствующие сокращения, получаем:

$$\left(\frac{v}{\omega}\right)^2 = f \frac{\eta}{\eta'} \cdot \frac{\gamma_m - \gamma \frac{h_0}{t}}{(\gamma_m - \gamma) \frac{h_0}{t}}. \quad (64)$$

На рис. 27 приведены опытные точки для пяти типов каркасов. Опыты обработаны в безразмерных координатах функции

$$\frac{v}{\omega} = \varphi\left(\frac{h_0}{t}\right).$$

Все точки охватываются кривой, которая определяет минимально возможные величины предельных скоростей v , которые легко могут быть, следовательно, определены по известным $\frac{h_0}{t}$ и ω (см. § 9). Разброс опытных точек (на рис. 27) объясняется, по-видимому, тем, что коэффициенты трения f и отношения $\frac{\eta'}{\eta} \leq 1,0$ могут иметь разные значения для разных типов конструкций.

В предварительных расчетах, когда тип конструкции набрасываемых элементов наброски еще не выбран, можно пользоваться приведенной на рис. 27 охватывающей кривой. Параметры охватывающей кривой отвечают каркасу типа I (рис. 23).

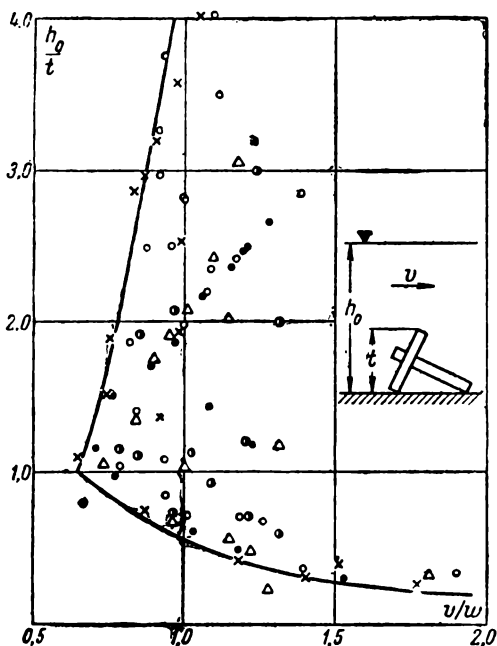


Рис. 27. Связь между отношением предельной скорости v к гидравлической крупности w и величиной относительного погружения h_0/t каркасов.

Обозначения: $\times$ — каркас типа 1 (рис. 23);
 $\circ$ — каркас типа 2 (рис. 23); $\triangle$ — каркас типа 3 (рис. 23); $\bullet$ — каркас типа 4 (рис. 24); $\bullet$ — каркас типа 5 (рис. 25).

Если выбранный тип совпадает с испытанным в гидравлической лаборатории МЭИ, то величина предельной скорости может быть определена по формулам:

для $\frac{h_0}{t} > 1,0$

$$v = w \sqrt{f \frac{\eta}{\eta'}} \left(\frac{h_0}{t} \right)^x; \quad (62)$$

для $\frac{h_0}{t} < 1,0$

$$v = w \sqrt{f \frac{\eta}{\eta'}} \sqrt{\frac{\gamma_m - \gamma \frac{h_0}{t}}{(\gamma_m - \gamma) \frac{h_0}{t}}}. \quad (65)$$

Характерные величины параметров, входящих в приведенные и другие (см. § 11) формулы, собраны в табл. 4.

Таблица 4

Тип элемента наброски	Пористость наброски m	η	$\frac{t}{d}$	τ	$\sqrt{\frac{\eta}{\gamma}}$
Тип 1 (рис. 23)	0,80	$0,8 \div 1,0$	1,72	$5,9 \div 6,5$	0,47
Тип 2 (рис. 23)	0,80	$0,8 \div 1,2$	1,50	$5,9 \div 6,5$	0,64
Сборный железобетон тип 4 (рис. 24)	0,80	$1,0 \div 1,5$	2,12	$6,5 \div 8,1$	0,81
Бетонный куб (рис. 22)	0,475	$0,5 \div 0,8$	0,80	$2,6 \div 3,3$	0,48
Бетонный тетраэдр (рис. 22)	0,50	$0,8 \div 1,1$	1,60	$3,3 \div 3,8$	0,67
Камень	0,40	$0,3 \div 0,6$	1,0	$1,6 \div 2,3$	—

Примечание. Среднее для искусственных монолитов значение $x \approx 1/3$.

Гидравлическая крупность материала наброски определяется согласно данным § 9.

Связь относительных величин предельной скорости и глубины потока, соответствующая каменно-галечным наброскам, иллюстрируется кривыми на левой части рис. 28. Приведенные кривые построены по формулам Г. И. Шамова [Л.13] в виде:

$$v = 4,6 \sqrt{d} \left(\frac{h_0}{d} \right)^{1/6} \quad (66)$$

и Л. Г. Страуба [Л.16]

$$v = 4,56 \sqrt{\frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma} \left(\frac{h_0}{d} \right)^{1/6}} \sqrt{d}. \quad (67)$$

Обе формулы получены авторами для сравнительно не крупных фракций размерами до 15 см. На том же графике на рис. 28 проведены вертикали, соответствующие предельным для камня скоростям по С. В. Избашу [см. формулы (81) и (87)]:

$$v_{мин} = 0,86 \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d} \quad (68)$$

и

$$v_{макс} = 1,20 \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d}. \quad (69)$$

Намеченные пределы отвечают (см. § 16) изменению длин каменных набросков поверху от близкой к нулю при треугольном ее профиле до значительной — для наброски, переходя-

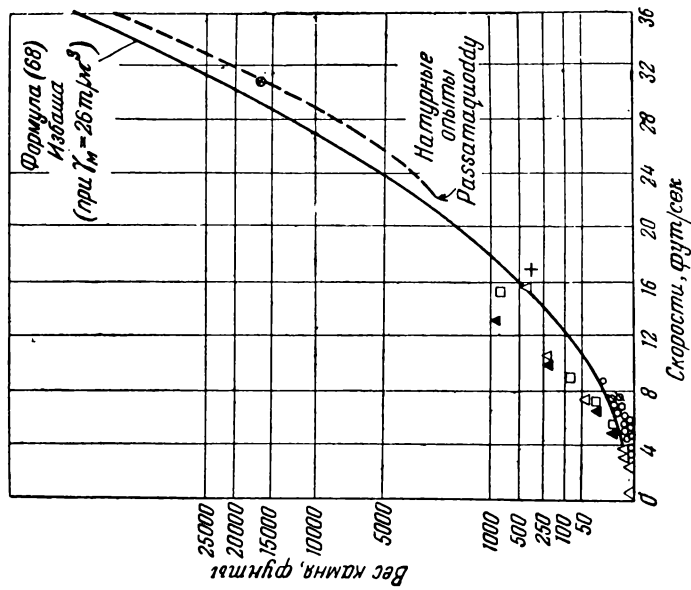
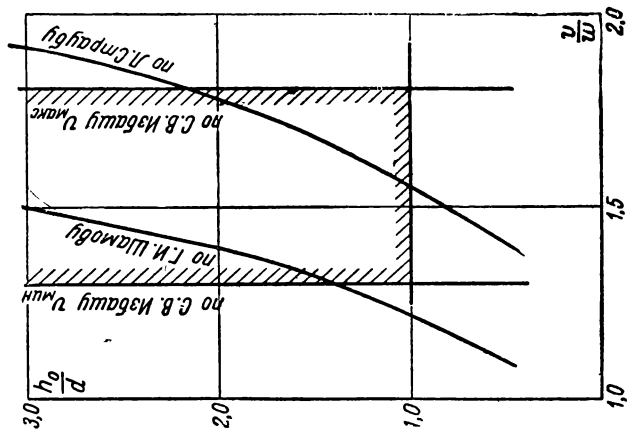


Рис. 28. Характеристики предельных скоростей: слева — для однородных каменно-галечных материалов округленной формы; справа — для каменных материалов наброски по исследованию различных авторов [Л. 42].

△ — данные Hooker'a; □ — данные J. Grim'a; × — при перекрытии Zuyderzee; + — данные Engineers — Los Angeles; ○ — опыты с гравием в Bonneville; Ø — опыты с рваным камнем в Bonneville.

щей в быстроток с небольшими относительными глубинами $\frac{h_0}{d}$.

По И. И. Леви размывающая частицы дна скорость

$$v = a_1 \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \sqrt{gd}$$

обратно пропорциональна ($a_1 = 0,22$) коэффициенту $\lambda = \frac{2g}{C^2}$.

При этом обработка им опытов Великанова, Бочкова, Шоклича, Джильберта и др. показала, что уже при $\frac{h_0}{d} < 60$, влияя

менее заметно, при $\frac{h_0}{d} < 10$ глубина не оказывает никакого

влияния на величину размывающей скорости («Динамика русловых потоков», 1957). В последнем случае по опытам С. А. Яхонтова в МЭИ $\lambda = \text{const}$ и при значениях a_1 и λ , характерных для равномерного потока на наброске из камня разной формы и крупности, формула Леви совпадает с (69).

В последние годы в США была опубликована [Л.42] сводка зарубежных лабораторных и натурных данных по определению величин $v_{мщ}$ и их сопоставлению с формулой (68) С. В. Избаша. Изображенные на рис. 28 (правая сторона) результаты этого сопоставления привели его автора к выводу, что формула С. В. Избаша является надежной базой для оценки предельных условий сопротивления однородных каменных материалов естественной формы и разнообразных размеров, находящихся в потоке с большими скоростями.

Следует также отметить, что предельные скорости для неоднородного скального материала, например «горной массы», сильно снижаются благодаря наличию относительно мелких категорий, среди которых рассеяны обломки скалы случайных размеров. Так, произведенный нами анализ натурных данных по применению наброски скального материала, состоящего из обломков скалы весом 1—2 т и отдельных глыб до 5 т в смеси со щебнем и камнем различного размера, показал следующее. В отношении предельных скоростей эта «горная масса» оказалась эквивалентной однородному камню весом лишь 100—200 кг.

11. КРИТЕРИИ ГИДРАВЛИЧЕСКОЙ СОПРОТИВЛЯЕМОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ НАБРОСКИ

В § 9 и 10 были рассмотрены динамическая сторона взаимодействия потока и элементов наброски и ее характеристики в форме гидравлической крупности и предельной

скорости. Теперь обратимся к энергетической оценке явления обтекания потоком набросной отсыпи в целом, находящейся в стадии водослива.

Сопротивляемость материала потоку может оцениваться различным образом. В наиболее общем случае, когда элемент наброски имеет сложную несимметричную форму (как, например, монолитный каркас, изображенный на рис. 25), его геометрическая характеристика должна включать не только какой-либо характерный линейный размер d , но и общий объем элемента V . Учитывая далее, что динамическое воздействие потока на сброшенный элемент наброски возникает уже при его падении сквозь толщу проносящегося потока, полезной гидравлической характеристикой явится также гидравлическая крупность элемента наброски, квадрат которой [см. формулу (53)] может быть записан в следующей обобщенной форме:

$$\omega^2 = K_1 \frac{\gamma_m - \gamma}{\rho} \cdot \frac{V}{d^2}. \quad (70)$$

Как известно, предельная скорость v_{np} для камня, лежащего на откосе, и перепад на банкете компактного очертания могут быть выражены следующими приближенными формулами [получены из приведенных выше зависимостей (62), (65), (68) и (69)]:

$$v_{np} \approx K_2 \omega; \quad (71)$$

$$z \approx \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{np}^2}{2g} \approx K_3 d; \quad (72)$$

коэффициенты K объединяют практически постоянные величины в приведенных формулах.

Величины d, ω, V и z как взаимосвязанные могут, конечно, быть записаны и в других сочетаниях, а комплекс их может подвергнуться сокращениям. Но в общем случае мы вводим все величины, которые могут быть получены путем независимых друг от друга измерений.

Для того чтобы теоретически связать предельную сопротивляемость материала с критической мощностью потока, надо учесть особенности, которые характеризуют поток в критической стадии перекрытия русла. Не касаясь здесь некоторых особенностей в распределении и пульсации скоростей, отметим, что для банкета компактного очертания эта особенность выражается прежде всего соотношением (2),

отвечающим предельному (между затопленным и незатопленным) состоянию, когда скорости над гребнем $v = v_{np}$.

Исходя из (5), переписанного для предельного состояния с учетом (2), т. е. полагая $m = \rho z v_{np}$, получим:

$$N = \frac{1}{2} s \rho z v_{np}^2;$$

подставим вместо z, v_{np} и v_{np}^2 их выражения по (72), (71) и (70):

$$N = \frac{1}{2} \rho s K_3 d K_2 \omega K_2^2 K_1 \frac{(\gamma_m - \gamma)}{\rho} \cdot \frac{V}{d^2}.$$

После соответствующих сокращений обозначим:

$\frac{1}{2} s K_1 K_2^3 K_3 = T$ — комплексный коэффициент, зависящий

главным образом от формы и веса (т. е. «типа») элементов материала наброски;

$(\gamma_m - \gamma) V \frac{\omega}{d} = M$ — гидравлическая сопротивляемость материала наброски.

Тогда заключительная форма приближенной связи между критической мощностью потока и предельной сопротивляемостью фронтальной наброски компактного профиля будет:

$$N = TM. \quad (73)$$

Как видно из (73), между величиной сопротивляемости материала и удельной мощностью переливающегося потока в момент перехода водослива из затопленного в незатопленное состояние можно предположить линейную связь. Коэффициент пропорциональности T , как это было проверено опытным путем, действительно является во многих случаях практически постоянной величиной и зависит главным образом от формы и веса элементов наброски.

Полученные опытным путем коэффициенты T для наброски треугольного очертания приведены в табл. 4 (стр. 75).

Графически связь между величиной сопротивляемости материала и предельной мощностью переливающегося потока представлена на рис. 29. На график нанесены также точки по данным строительного опыта. Как видно из приведенного графика, запасы в весах набрасываемых элементов имели величины:

На строительстве Нижне-Свирской ГЭС	7,5
« « Камской ГЭС	2,6
« « Волжской ГЭС	4,2

Разумный запас составляет, по нашему мнению, величину порядка 2—3 (см. § 4). Выбранный на строительстве Камской ГЭС вес набрасываемых бетонных кубов 4,2 т был, по-видимому, вполне подходящим.

Заканчивая на этом изложение вопросов, относящихся к энергетическому критерию гидравлической сопротивляемо-

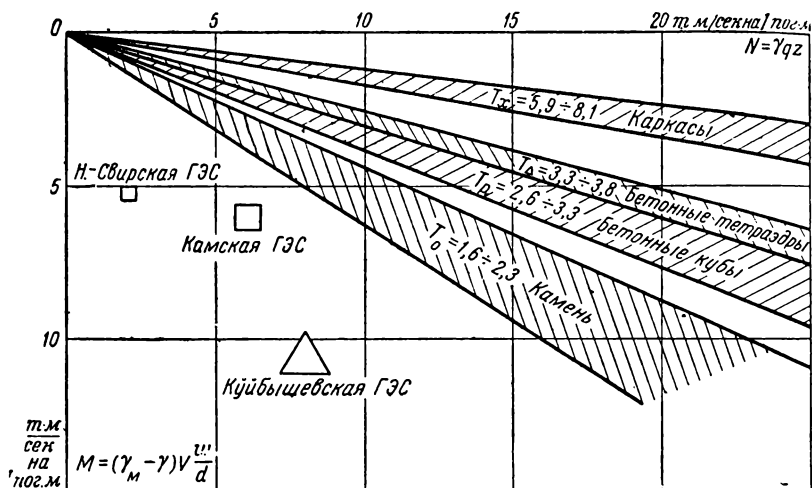


Рис. 29. График связи между удельной мощностью переливающегося потока N и гидравлической сопротивляемостью материала фронтальной наброски M .

сти материала наброски, отметим упрощенную частную форму другого возможного критерия.

Преобразуем выражение (73) так, чтобы получить соотношение $\frac{z_n}{d}$, где $z_n = \frac{H}{2}$ — перепад, при котором переливающийся через наброску поток переходит из состояния затопленного водослива в состояние незатопленного водослива; d — диаметр элемента материала наброски, приведенного к шару (диаметр камня).

Для этого перепишем выражение для удельной мощности потока в форме:

$$N = \gamma q z_n = \gamma (m \sqrt{2g H^{1/2}}) z_n;$$

$$N = 4 m \gamma \sqrt{g} z_n^{3/2} \quad (74)$$

и выражение для гидравлической сопротивляемости материала в виде:

$$M = (\gamma_m - \gamma) V \frac{w}{d} = \frac{(\gamma_m - \gamma)^{3/2}}{\sqrt{\gamma\eta}} \sqrt{g} \left(\frac{\pi}{6} \right)^{3/2} d^{3/2}. \quad (75)$$

Решая выражение (73) относительно T и используя формулы (74) и (75), получим:

$$T = \frac{4 m \gamma \sqrt{g} z_n^{3/2} 6^{3/2} \sqrt{\gamma\eta}}{(\gamma_m - \gamma)^{1/2} \sqrt{g} \pi^{3/2} d^{3/2}},$$

откуда

$$\frac{z_n}{d} = \left[\frac{T (\gamma_m - \gamma)^{1/2} \pi^{3/2}}{4 \cdot 6^{3/2} m \sqrt{\gamma\eta} \gamma} \right]^{2/3}. \quad (76)$$

Применительно к камню округленной формы, расположенному на вершине отсыпи треугольного очертания, числовое значение входящих в формулу (76) величин приводит к соотношению

$$\frac{z_n}{d} = 1,05 \div 1,40.$$

Для получения соотношения $\frac{z_n}{d}$ можно использовать и следующий путь.

Выражая перепад z_n через скорость на гребне отсыпи по известной формуле

$$z_n = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{мин}^2}{2g},$$

где по формуле С. В. Избаша (68) при общем коэффициенте Π_1

$$v_{мин} = \Pi_1 \sqrt{d}, \quad (68')$$

мы получаем:

$$\frac{z_n}{d} = \frac{\Pi_1^2}{\varphi^2 2g} = \frac{0,74 (\gamma_m - \gamma)}{\gamma \varphi^2}. \quad (77)$$

Будучи пригодна только для камня округленной формы, зависимость (77) дает числовое значение

$$\frac{z_n}{d} = 1,31,$$

близкое к найденному выше, исходя из зависимости (73).

По этой же зависимости, пригодной для оценки устойчивости элементов наброски, лежащих на собственной подстилке, можно вычислять числовые значения $\frac{z_n}{d}$ и для каркасов различных типов, бетонных кубов и пирамид (см. соответствующую графу табл. 5 на стр. 83).

В том случае, когда каркасы или бетонные массивы лежат на основании из камней подручного размера, определение числовых значений z_n/d требует введения соответствующих предельных скоростей.

Выражая в зависимости для z_n/d скорость $v_{\text{мин}}$ по (62), получим:

$$z_n = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{np}^2}{2g} = \frac{w^2}{\varphi^2 2g} f \frac{\eta}{\eta'} \left(\frac{h_0}{t} \right)^{2x}.$$

Принимая в качестве наиболее невыгодного расчетного случая $\frac{h_0}{t} = 1,0$, для соотношения z_n/d получаем:

$$\frac{z_n}{d} = \frac{(\gamma_m - \gamma) \pi f \frac{\eta}{\eta'}}{\varphi^2 12 \gamma \eta} \approx 0,46 \frac{f \eta / \eta'}{\eta}. \quad (78)$$

Для определения числовых значений соотношения z_n/d величины входящих в (78) параметров могут быть получены из таблицы, приведенной в § 10.

Значение z_n/d , отвечающее устойчивости отдельных элементов наброски, находящихся на основании из камня подручного размера, приведены в правом столбце табл. 5 (стр. 83).

Рассмотрение данных указанной таблицы показывает, насколько значительно уменьшается устойчивость крупных элементов наброски (бетонных массивов, каркасов), когда они располагаются не на собственной подстилке, а на относительно мелкофракционном основании.

Приведенные числовые данные пригодны лишь для грубо ориентировочных расчетов, относящихся к начальной стадии проектирования перекрытия русла. Они уточняют некоторые рекомендации, содержащиеся в современной гидротехнической литературе, но, конечно, не могут заменить соответствующего гидравлического расчета.

Так, американские инженеры рекомендуют следующие «предельные» значения для случаев фронтального преграждения русла различными материалами:

Предельные перепады
0,3 ÷ 0,6 м

0,6 ÷ 1,2 »

1,2 ÷ 1,5 » и более

Материалы заграждения русла
Земляные или смешанные
перемычки
Каменная наброска
Ряжи с каменной загрузкой

Это отвечает ориентировочному соотношению

$$\frac{z_n}{d} \approx 1,0 \div 2,0.$$

Инженер А. Ф. Васильев полагает [Л.17], что «при перепадах 40÷60 см следует рекомендовать разнородный грунт с различными фракциями от крупных камней до мелочи.

При перепадах 50—80 см следует перейти на сброс более крупных камней».

При переводе указанных рекомендаций на числовые соотношения получим пределы

$$\frac{z_n}{d} = 0,5 \div 1,0.$$

Приведенные значения хорошо увязываются с данными, собранными нами в табл. 5.

Т а б л и ц а 5

Тип элемента наброски (при фронтальном методе)	z_n/d	
	на основании из элементов такого же типа	на основании из камней подручного размера
Каркас типа 1 (рис. 23)	1,56—1,70	0,18—0,23
Каркас типа 2 (рис. 23)	1,61—1,75	0,29—0,34
Каркас из сборного железобетона (тип. 4, рис. 24)	1,50—1,78	0,23—0,35
Бетонные кубы	1,21—1,46	0,30—0,50
Бетонные пирамиды	1,24—1,41	0,22—0,31
Камень	1,05—1,40	—

Все сказанное выше относилось к равномерной фронтальной наброске компактного очертания.

В условиях пионерного стеснения русел при наличии несомкнутых дамб основное размывающее воздействие потока передается на дно прорана. Если русло неразмываемое,

а относительно узкие пионерные дамбы образованы из обломков скалы случайного размера, доставляемых самосвалами, в практике строительства зарегистрированы случаи, когда начало сильного разноса торцовых участков указанных дамб возникало при соотношениях более высоких, чем указанные в табл. 5. Большое значение здесь может иметь очертание оголовков дамб, особенно с верховой их стороны, если оно способствует отжиму потока от торцов дамб.

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАЗЛИЧНЫХ МЕТОДОВ ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЕЛ РЕК

12. КЛАССИФИКАЦИЯ

При разработке методов перекрытия русла возможны следующие три основных направления в использовании материалов наброски [Л.45]:

Первое направление состоит в том, что возрастающей в процессе перекрытия активности потока строители стремятся противопоставить увеличение крупности и веса элементов материала наброски, естественных и искусственных, с тем чтобы сохранить компактное поперечное сечение банкета и его умеренный объем.

Второе направление отражает стремление к использованию для перекрытия исключительно местных каменных и грунтовых материалов, хотя бы их разнос потоком приводил к значительному увеличению объемов указанного материала.

Третье направление имеет в виду максимальное использование в процессе перекрытия водопропускной способности крупнопористой наброски из каменных глыб, массивов или специальных конструкций, затем дополняемых противсфилтрационными материалами, а также разгрузочных отверстий.

Возможны и комбинированное использование указанных направлений, а также конструктивное укрепление наброски.

До сего времени мы рассматривали в отдельности характеристики перекрываемого потока и водоотвода (гл. 1 и 2) и гидравлическую сопротивляемость материала (гл. 3), подаваемого в поток равномерно или сосредоточенно. Теперь следует сделать некоторые обобщения и классифицировать основные методы перекрытия русел.

Формирование заграждений в целом, т. е. характер их последовательных конфигураций, структура и габаритные раз-

меры, определяются совокупностью следующих трех взаимосвязанных факторов (рис. 30): во-первых, параметрами перекрываемого потока (русла и водоотвода), во-вторых, свойствами материалов наброски (крупностью, формой и весом их элементов, предельными для них величинами скоростей, фильтрационной способностью наброски в целом и т. п.) и, в-третьих, характером подачи в поток материалов в пространстве и во времени.

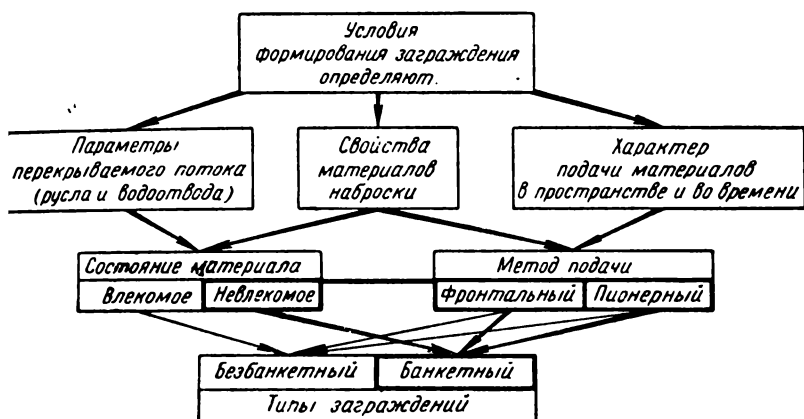


Рис. 30. Схема основных факторов, определяющих формирование заграждения в потоке.

Сочетание первого и второго факторов определяет состояние материала в потоке, а именно: окажется ли он непрерывно влекомым потоком, стремящимся к уносу материала за пределы полосы перекрытия русла, или же, после ограниченного перемещения потоком материал наброски займет устойчивое положение в полосе заграждения и окажется, таким образом, в конечном счете невлекомым.

В первом приближении вопрос о состоянии материала может быть решен путем сравнения средних скоростей: потока в проране v и предельной $v_{пред}$ для элемента наброски. При $v > v_{пред}$ материал оказывается влекомым, при $v < v_{пред}$ — невлекомым. Уточненное определение состояния материала требует учета распределения и пульсации скоростей, а при растекании потока — также границ и характеристик водоводов.

Основными методами подачи материала в поток, как показала современная техника перекрытий русел, являются

фронтальный и пионерный. Каждый из указанных методов различно изменяет параметры потока в процессе его перекрытия. В связи с этим метод подачи может повлиять и на состояние в потоке материала наброски; невлекомый при фронтальном перекрытии материал может оказаться на некотором этапе пионерного перекрытия материалом влекомым.

Метод подачи и состояние материала оказываются в общем случае взаимосвязанными как в пространстве, так и во времени.

Конечным итогом взаимодействия перечисленных выше факторов может явиться один из следующих двух основных типов заграждений. Безбанкетный тип отвечает заграждению, формируемому потоком из влекомого материала в виде непрерывно перемещаемой гряды. В отличие от этого под банкетным типом понимается заграждение, образуемое из невлекомого материала, находящегося в потоке в состоянии равновесия (банкет).

Каждый из указанных типов заграждений может, вообще говоря, выполняться как фронтальным, так и пионерным методами подачи или их сочетанием.

Перечислим теперь кратко некоторые из методов перекрытия русел рек, которые отвечают определенным сочетаниям перечисленных выше факторов и получили применение на практике.

1. Фронтальный метод создания банкета основан на принципе равномерной (по фронту) подачи материала невлекомой крупности ($v < v_{нвел}$) обычно в спокойный в бытовом состоянии поток ($h_0 > h_{кр}$) со скоростями, меньшими предельных для данного материала. В итоге создается равновесный, устойчивый в потоке набросной банкет с практически горизонтальным по фронту гребнем. Таким образом, в условиях данного потока, материала и характера его фронтальной подачи в поток конфигурация и размеры банкета единственны и неизменны во времени, а поверхностный режим сопряжения бьефов за банкетом обычно исключает размыв дна за ним.

2. Пионерный метод создания банкета основан на принципе бокового стеснения потока подаваемым в него материалом невлекомой крупности ($v < v_{нвел}$) путем создания постепенно выдвигаемых от берегов дамб. При этом по достижении некоторой степени стеснения русла возможен размыв дна основания участка замыкания из-за концентрации расхода и донного характера распределения скоростей. В этом случае состояние набрасываемого материала будет

зависеть как от состояния грунта, слагающего русло, так и от свойств собственно материала наброски. В условиях, когда материал наброски остается все же невлекомым, стабильность банкета, созданного пионерным методом, аналогична описанному в предшествующем пункте.

3. Каркасный метод создания банкета фронтальной или пионерной подачей крупнопористого материала невлекомой крупности ориентирован в своей основе на максимальное использование в процессе перекрытия фильтрационной способности наброски. При пропуске значительной части расхода перекрываемого потока путем фильтрации сквозь тело наброски, существенно уменьшается переливающаяся часть потока и тем облегчается выход наброски из воды. Уплотнение каркасной наброски представляет собой заключительную операцию по перекрытию русла.

При соответствующих условиях пропуск расходов сквозь тело наброски может позволить вывести банкет из воды даже при полном отсутствии строительного бокового водоотвода. Стремление к перекрытию русла без бокового отвода воды приводило в прошлом к устройству трубчатых водоспусков в теле наброски, как это предложил и впервые осуществил в 1934—1935 гг. В. Е. Доманский при возведении плотины Нижне-Туломской ГЭС.

4. Безбанкетный метод как при фронтальной, так и при пионерной подаче материала основан на принципе нагрузки потока материалом влекомой крупности ($v > v_{пред}$) сверх транспортирующей способности перекрываемого потока. При фронтальной и достаточно интенсивной подаче указанного материала на дне русла создается гряда из отложившегося грунтового материала, непрерывно перемещаемого потоком по поверхности гряды. Таким образом, в отличие от банкета, гряда может существовать и расти в высоту только при достаточной интенсивности подачи материала в поток. Если эта интенсивность оказывается меньшей транспортирующей способности потока, гряда смывается потоком.

Возможны и комбинированные методы перекрытия русел, использующие в некотором сочетании и последовательности описанные выше основные методы и различные состояния материала.

На схеме (рис. 30) более жирными линиями очерчена область, которая в настоящее время относительно лучше изучена и получила более значительное практическое применение.

Перейдем к рассмотрению гидравлической сущности некоторых основных методов.

13. СУЩНОСТЬ ФРОНТАЛЬНОЙ НАБРОСКИ ОДНОРОДНОГО МАТЕРИАЛА НЕВЛЕКОМОЙ КРУПНОСТИ

Начнем с наиболее простой в гидравлическом отношении схемы фронтального перекрытия русла, которая может рассматриваться как отправная и при переходе к обоснованию других методов перекрытия.

На примере наброски камня в поток рассмотрим последовательность возникающих здесь явлений; общий характер явления остается одинаковым и при наброске бетонных массивов.

Если производить фронтальную наброску камня в текущую воду потока, находящегося в бытовых условиях в спокойном ($h_0 > h_{кр}$) состоянии, то по данным строительной практики и лабораторных опытов имеет место такая последовательность явлений¹.

Вначале, если бытовая скорость потока меньше скорости, сдвигающей камень по дну, отсыпь характеризуется профилем, близким к треугольному равнобедренному очертанию с уклоном откосов примерно 1:1,25; это первая конфигурация отсыпи. Наброска растет по высоте, сохраняя это очертание до некоторого предела. С приближением к этому пределу перепад становится заметнее и ровная до того свободная поверхность воды приобретает слегка волнистое очертание (рис. 31, первая конфигурация). Затем повышение отсыпи, происходившее до сих пор весьма интенсивно, резко замедляется; наблюдаются сдвиг и снос отдельных камней с вершины отсыпи. При замедленном повышении отсыпи ее низовой откос начинает приобретать большую пологость по сравнению с верховым, который продолжает сохранять прежний уклон (около 1:1,25). Перепад увеличивается; свободная поверхность принимает характер резко очерченных волн. Контур отсыпи, который до того можно было рассматривать как треугольный, переходит под воздействием потока при дальнейшей наброске в близкий к трапециoidalному; это вторая характерная конфигурация отсыпи (рис. 31). Здесь, уже чаще и интенсивнее нарушение равновесия отдельных камней,

¹ Для потоков, бытовая глубина которых меньше критической или приближается к ней (бурное состояние), гидравлическое содержание явлений, связанных с преграждением потока наброской, резко отличается от описанного ниже и в данном изложении нами не рассматривается.

составляющих отсыпь. Поток воздействует в первую очередь на вновь насыпаемые порции камня. Они не падают в воде почти вертикально, как наблюдалось ранее при образовании треугольного профиля, а под влиянием возросшей скорости потока во время своего падения в воде заметно отклоняются от вертикали в сторону нижнего бьефа и, подвергаясь воздействию потока, перекатываются по откосу, пока не достигнут устойчивого положения на пологой его части или не скатятся к основанию отсыпи. Такой характер перемещения отдельных камней (перекатывание) остается в течение всего времени продолжения наброски.

Пока сохраняются первая и вторая конфигурации наброски, общее гидравлическое содержание явлений может быть охарактеризовано как стадия водослива. При дальнейшем медленном повышении и интенсивном распространении наброски в ширину (рис. 31, третья конфигурация) отсыпь переходит в основном в стадию быстротока; в этой стадии лишь вблизи оголовка сохраняется водосливный участок.

Поскольку имеет место постепенное уменьшение части расхода, переливающегося через верх каменной отсыпи, распространение отсыпи в ширину в сторону нижнего бьефа понемногу прекращается. Отсыпь начинает интенсивно расти по высоте, причем гребень наброски отсыпается более круто, и низовой откос приобретает точку перегиба. Это четвертая, заключительная, конфигурация отсыпи, сооружаемой наброской камня в текущую воду (рис. 31).

Далее, толщина переливающегося через каменную отсыпь слоя становится малой и, наконец, гребень отсыпи показывается из воды.

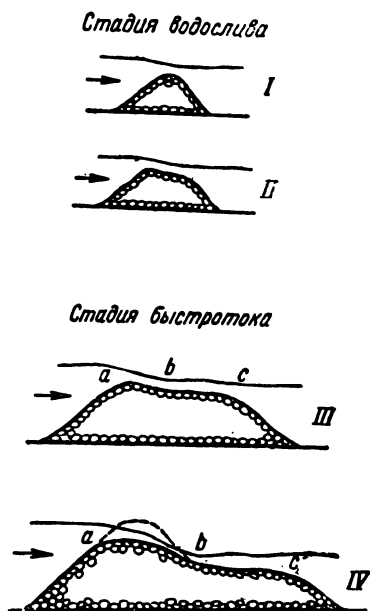


Рис. 31. Последовательность конфигурации каменной наброски.

I, II, III и IV—номера конфигураций.

Так, при непрерывной наброске камня конфигурации отсыпи отражают в каждый данный момент равновесие между силами потока и весом камня. Мы имеем здесь редкий в инженерном деле пример динамически развивающегося сооружения, каждый контур которого формируется самой рекой в процессе его возведения.

Прежде чем приступить к гидравлическому расчету размеров отсыпей, выявим основные явления, из которых складывается и которыми сопровождается процесс формирования отсыпи в текущей воде.

Самый факт существования отсыпи указывает на равновесие между силой гидродинамического воздействия потока на камень и силами, которые удерживают камень на откосе. Таким образом, первым и основным вопросом является вопрос об устойчивости камня на откосе под гидродинамическим воздействием потока.

Следующий вопрос, тесно связанный с предыдущим, — это вопрос о переливе потока через отсыпь при различных конфигурациях последней. По своему существу этот вопрос должен быть расчленен на два:

а) о гидравлическом явлении водослива через отсыпь в стадии водослива и на водосливном участке $a—b$ в последующей стадии и

б) о движении воды на быстротоке $b—c$ на низовом откосе отсыпи и связанных с этим движением потерях энергии.

Помимо поверхностного перелива воды при наличии крупных пор, мы должны рассмотреть еще вопрос о фильтрационном потоке в теле отсыпи.

Возникнув в теле отсыпи, фильтрационный поток уменьшит расход, переливающийся поверху, и окажет тем самым влияние на явление водослива.

Выходя в различных точках низового откоса $b—c$, фильтрационный поток увеличивает массу воды, движущуюся по быстротоку, и оказывает влияние на «трение» потока по длине. Создавая при выходе на низовой откос некоторое «выпирающее» давление, фильтрационный поток будет влиять и на устойчивость элемента материала, расположенного на откосе.

Таким образом, все указанные явления тесно переплетаются и взаимодействуют. Намеченная здесь классификация необходима для анализа весьма сложной по своему существу гидравлической стороны явлений, связанных с наброской камня в текущую воду.

Рассмотренная здесь последовательность явлений и перечисленные вопросы гидравлического расчета являются исходной основой при анализе других методов перекрытия русла. Перекрытие русла каменными материалами является также первоначальной базой для подавляющего большинства перекрытий, имевших место на многоводных равнинных реках нашей страны.

14. СУЩНОСТЬ МЕТОДА КАРКАСНОЙ НАБРОСКИ

Несмотря на значительную проектную водопропускную способность строительных отверстий современных гидроузлов, процесс перекрытия русел равнинных рек в реальных производственных условиях зачастую осложняется наличием неполностью разобранных перемычек, незавершенностью подводящих к водосбросу каналов, неравномерностью отсыпки отдельных участков каменного банкета и повышенными гидравлическими сопротивлениями временных строительных отверстий. В условиях судоходных рек период полного перекрытия русла должен к тому же быть возможно более коротким, чтобы не вызвать серьезных затруднений для судоходства.

Как показывают расчеты и строительный опыт, в процессе преграждения русла наиболее напряженным этапом является преодоление набросочной зоны критических мощностей потока, отвечающей верхней части глубины преграждаемого потока. Возросшие перепады в сочетании со значительными удельными расходами в русле реки могут привести к сильному разносу каменной наброски. В условиях рек средней водности это вынуждало строителей переходить в критический период роста отсыпи к наброске бетонных массивов, вес которых, например на Верхней Свири, составлял 2 т (применялись «связки» массивов), на Нижней Свири—3,6 т, на Каме—4,2 т; в последнем случае условия перекрытия были напряженными и для выхода отсыпи из воды понадобилось набросать в среднем 15 массивов на каждый погонный метр фронта наброски.

С переходом к работам по преграждению таких многоводных рек, как Волга в среднем ее течении, сибирские реки и др., гидравлические условия перекрытия русел становятся в ряде случаев значительно более тяжелыми.

Необходимые объемы работ по наброске камня и массивов оказываются очень большими, а нужную для быстрого

перекрытия русла интенсивность подачи материала в наброску трудно обеспечить даже при высокой механизации работ, устройстве нескольких створов наброски, использовании тяжелых бетонных массивов.

В связи с изложенным нами представляется, что в новых, более трудных условиях необходимо видоизменить самый метод наброски верхней, наиболее ответственной части отсыпи.

Сущность предложения¹ о каркасной наброске заключается в выполнении небольшой по кубатуре верхней части отсыпи путем наброски возможно более проницаемых и устойчивых в потоке конструкций, создающих устойчивый и весьма проницаемый каркас, легко и быстро выходящий из воды.

Через каркасную наброску, как сильно проницаемую среду можно пропускать значительные удельные расходы и — в случае надобности — весь строительный расход реки. Последующая отсыпка на верховой откос каркасной наброски наклонного каменно-галечного обратного фильтра позволит быстро создать нужный перепад для перевода потока в водопропускные отверстия, а судов — на шлюзование.

Предварительное лабораторное исследование по проверке указанного предложения было поставлено в масштабе 1 : 25 применительно к условиям преграждения Волги в среднем ее течении, т. е. для глубин в строительный период 12,5 м и удельных расходов 11 м³/сек на 1 пог. м фронта наброски. При выборе размеров и веса отдельных конструкций, помимо гидравлических требований, были учтены обычные транспортные средства (самосвалы МАЗ-205) так, чтобы общий ход наброски как камня, так и конструкций не видоизменялся и был непрерывным.

Материалом для конструкций в натуре был принят железобетон с конструктивной арматурой с общим весом каждой отдельной конструкции 1,7 т. Их модели в масштабе 1 : 25, были выполнены из равномерно распределенного де-

¹ Предложение сделано было С. В. Избашем в 1952 — 1953 гг.; в 1953—1954 гг. оно было подвергнуто экспериментальной проверке, выполненной в гидравлической лаборатории Московского энергетического института кандидатами техн. наук Х. Ю. Халдре и В. Г. Ивановым под руководством С. В. Избаша. Результаты исследования были доложены 3 февраля 1954 г. на конференции в помощь Куйбышевгидрострою, Куйбышевскому филиалу Гидропроекта и 24 февраля 1954 г. в Ленинградском отделении института «Гидроэнергопроект».

рева и металла, соотношение которых отвечало объемному весу железобетона ($2,5 \text{ т/м}^3$). Форма указана на рис. 23.

В зависимости от конкретных производственных и гидравлических условий эти конструкции могут быть видоизменены в результате дополнительных исследований.

Основанием для каркасной наброски служит каменная отсыпь. Как показали опыты, ее высота должна быть строго сообразована с предельными скоростями; на гребне отсыпи они должны быть существенно меньше (например, на 25 %), чем для отдельных конструкций, а также меньше размывающей скорости для камня — основания конструкций, которое должно иметь запас по устойчивости. Наброска первых ярусов конструкций производилась для образования необходимой ширины наброски понизу.

Далее, оказалась необходимой загрузка камнем каркасной наброски (рис. 32, а). Погружение нижних элементов конструкций в каменную наброску сильно увеличивает устойчивость каркасной наброски в целом благодаря увеличению ее трения по основанию и некоторому увеличению веса каркасной наброски. Однако загрузка сильно уменьшает фильтрационную способность каркаса. Поэтому камень для загрузки следует применять в строго ограниченной мере только для нижней части конструкций.

Последующая наброска конструкции производилась без отсыпки камня.

Выход каркасной наброски из воды (рис. 32, б) и пропуск сквозь нее всего расхода осуществляются сравнительно легко. Суммарное количество конструкций в условиях опытов было 10 шт. (7 м^3 железобетона) на 1 пог. м фронта наброски. При этом был достигнут перепад 2,10 м.

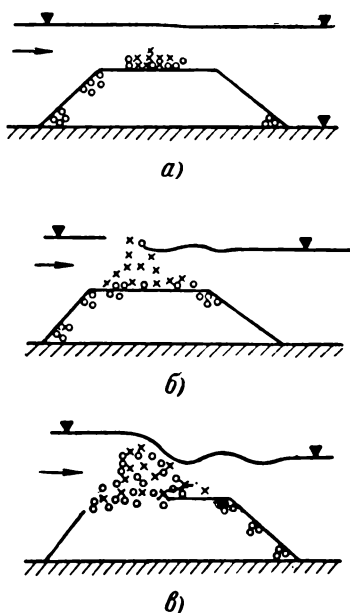


Рис. 32. Последовательность конфигураций каркасной наброски.

Дальнейшее увеличение перепадов производилось с помощью наброски камня на верховой откос каркасной наброски. Уже небольшое количество набросанного камня (10 м^3 на 1 пог. м фронта наброски) вызвало заметное повышение верхнего бьефа. Перепад достиг значения $3,22 \text{ м}$.

Наброска камня продолжалась без уменьшения удельных расходов до перелива воды через гребень наброски. Перепад достиг значения $4,18 \text{ м}$, а местный перепад — даже $5,5 \text{ м}$ (рис. 32, в).

В таком виде каркасная наброска показала очень большую устойчивость. В опыте разрушение было достигнуто только с помощью искусственного понижения глубины нижнего бьефа на $4,5 \text{ м}$, что вызвало размыв камня на незащищенном конструкциями участке каменной наброски. Этот размыв камня и привел к потере устойчивости каркасной наброски.

Опытные данные о кубатурах наброски и перепадах, достигнутых при формировании каркасной наброски, приведены в табл. 6.

Таблица 6

Стадия формирования наброски	На 1 пог. м фронта наброски, м^3		Перепады, м	Примечания
	железобетона	каменя		
Каменная отсыпь (основание для каркасной наброски)	—	160	0,20	
Нижний ярус каркасной наброски, загруженной камнем (рис. 32, а)	1,12	166	0,58	Проведена загрузка камнем
Наброска фильтрующей части каркаса	2,80	166	0,87	
Выход каркасной наброски из воды (рис. 32, б) .	7,00	166	2,10	Выход из воды осуществлен; сброшено 10 конструкций на 1 пог. м фронта

Стадия формирования наброски	На 1 пог. м фронта наброски, м ³		Перепады, м	Примечания
	железобетона	каменная		
Начало загрузки верхового откоса каркасной наброски	7,00	176	3,20	Начало загрузки камнем со стороны верхнего бьефа
Верховой откос каркасной наброски загружен камнем полностью (рис. 32, в) . .	7,00	192	4,20	Окончательная загрузка камнем до перелива воды через гребень наброски

Рост кубатуры на 1 пог. м фронта наброски в зависимости от высоты наброски для каркасной, из массивов и каменной набросок показан на графике (рис. 33). Из графика

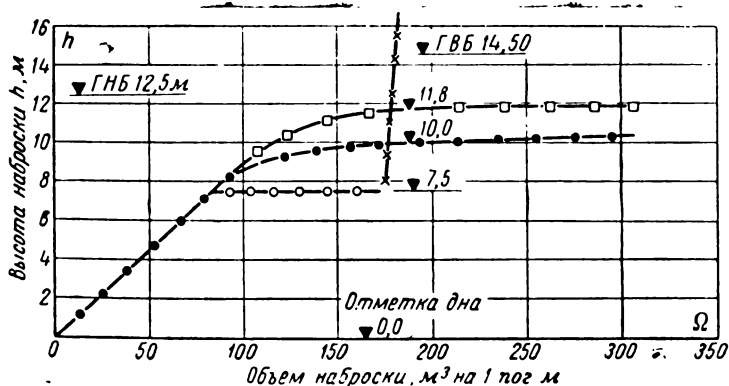


Рис. 33. Сравнение роста кубатуры наброски на 1 пог. м фронта в зависимости от типа материала наброски: каменной, массивовой и каркасной при $q = 11 \text{ м}^2/\text{сек}$.

× — каркасная наброска; □ — массивовая наброска весом 6 т; ● — каменная наброска, $d = 0,4 \text{ м}$, весом 0,09 т.

ка видно, что для условий проведенных опытов при отсутствии бокового водосброса наброска камней весом 0,09 т разносится потоком и не дает выхода каменной наброски из воды. Применение для наброски массивов весом 6 т, несколько увеличивая перепады, также не приводит к выходу



Рис. 34. Фото каркасной наброски Горьковгэсстроя.

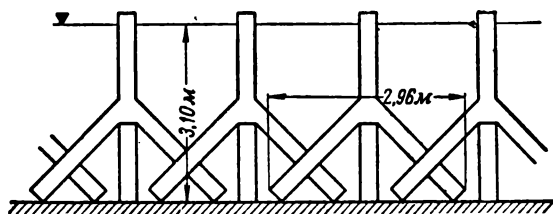


Рис. 35. Линия каркасов, установленная на строительстве Нарвской ГЭС.

ду наброски из массивов из воды. Дело в том, что предельные скорости, отвечающие сдвигу потоком отдельных массивов, растут лишь пропорционально корню шестой степени из их весов. Поэтому одно лишь увеличение веса массивов дает сравнительно небольшой гидравлический эффект. Только каркасная наброска обеспечила интенсивный выход наброски из воды и пропуск сквозь каркас всего строительного удельного расхода.

Устойчивость каркасной наброски определяется соотношением между фильтрационными силами, сдвигающими наброску в целом, и силами трения по основанию; последние зависят от веса каркасов в воде и величины коэффициента трения по контакту каркаса с каменной наброской. При данных величинах коэффициента трения и объемного веса каркасной наброски необходимый коэффициент устойчивости может быть обеспечен заблаговременным приданием каркасной наброске нужной ширины понизу.

Как это выявляется из приведенного выше описания, каркасная наброска имеет следующие особенности, которые должны быть освещены гидравлическим расчетом.

Прежде всего следует уточненно оценить фильтрацию сквозь каркасную наброску, которая является здесь решающим фактором, влияющим также на явление водослива — перелива через каркасную наброску (см. гл. 6).

В силу своей структуры каркасы сцепляются в одно целое. Это требует специального рассмотрения вопросов устойчивости каркасной наброски в целом с учетом также ее относительно малого объемного веса (см. также § 29).

Кроме того, важным и специфическим вопросом является процесс заполнения крупнопористой каркасной наброски грунтовым материалом-заполнителем. Последний, как показал опыт строительства, может быть как типа горной массы, примененной на Горьковгэсстрое (рис. 34), так и типа монолитных масс суглинка, использованных на строительстве Нарвской ГЭС для заполнения решетки из установленных в потоке каркасов (рис. 35).

15. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОЧИХ МЕТОДОВ И ПРИЕМОВ ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЕЛ

Стремление практиков к повышению надежности перекрытия русла наряду с мощными современными подъемно-транспортными средствами крупных строительства привело к

дополнению каменной наброски верхними ярусами из бетонных массивов (рис. 36).

Сбрасываемые массивы (если они не исключительно тяжелы для условий перекрываемого потока) оказываются устойчивыми, только когда они ложатся на слой подобных материалов (см. также § 10). Поэтому при резком переходе

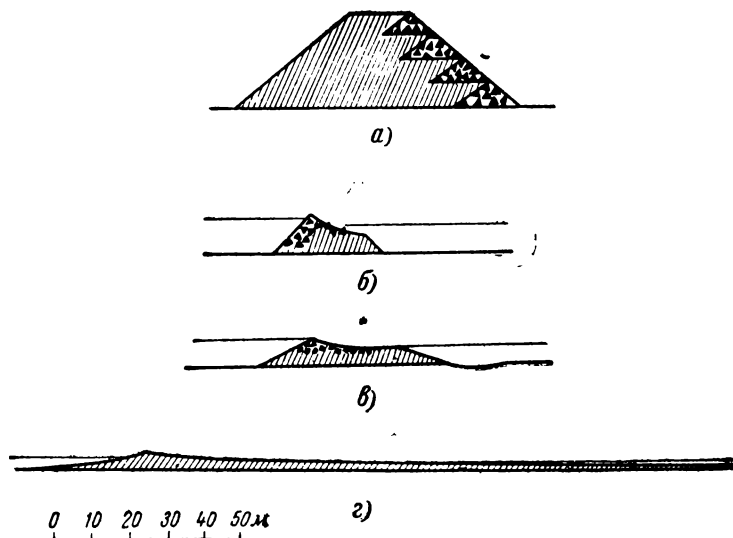


Рис. 36. Влияние подаваемого в поток материала на конфигурацию и структуру банкетов.

а—р. Колумбия, 1950 г. — ГЭС Мак-Нэри; *б*—Волга, 1955 г.—Волжская ГЭС; *в*—р. Кама, 1953 г. — Камская ГЭС; *з*—р. Миссури, 1952 г. — ГЭС Форт-Рэндол.

к материалам большей крупности, например от камня к массивам, последние обычно первоначально скатываются по низовому, а в некоторых случаях и верховому откосу каменного банкета. Лишь после того как на нем образуется первый слой из массивов, они начинают задерживаться на наброске камня. Это приводит к увеличению числа сбрасываемых массивов. Характерные очертания формирующихся при этом набросок приведены на рис. 36, *а*, *б* и *в*. Как видно из приведенных схем, ярусный каменномассивовый банкет может обладать довольно компактным профилем, а иногда и весьма значительной высотой (рис. 36, *а*, высота до 25 м).

Общий характер явления и вопросы их гидравлического расчета остаются в основном такими же, как и для рассмотренной в § 14 каменной наброски.

Некоторым видоизменением ярусного банкета является применение в его составе анкеровки некоторых специальных конструкций. Так, в 1937—1949 гг. перекрытие р. Роны на строительстве гидроустановки Жениссия во Франции [Л. 8] имело такую последовательность. После применения наброски камня в потоке на высоте первых 4,5 м отсыпи на ее низовой бровке (рис. 37) устанавливались каркасы высотой 2,3 м, изготовленные из уголкового железа и заанкеренные стальными тросами в верховом откосе. Всего потребовалось установить 11 рядов по высоте (ярусам) отсыпи, общая высота которой достигла 9 м при ширине понизу 60 м.

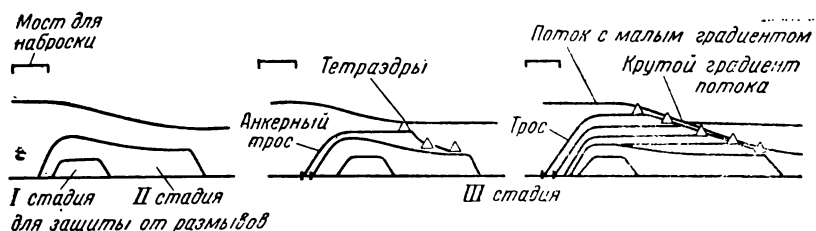


Рис. 37. Последовательные стадии перекрытия русла р. Роны на строительстве гидроустановки Жениссия (Франция).

Применение анкеровки при фронтальном методе наброски мы склонны рассматривать как некоторый промежуточный этап в деле перекрытия русел, отражающий имевшее место чувство неуверенности строителей в набросных методах.

Анкеровка нарушает поточно-индустриальный метод фронтального перекрытия русел и поэтому представляется нам не прогрессивным, а скорее случайным, вспомогательным приемом при перекрытии русел фронтальным методом.

Безбанкетный метод, как уже указывалось, основан на принципе загрузки материалом влекомой крупности ($v > v_{пред}$) сверх транспортирующей способности перекрываемого потока [Л.31]. При равномерной по ширине фронта подаче указанного материала на дне русла вместо банкета создается совсем других очертаний подводная гряда (рис.38), которая все время размывается потоком с поверхности. Таким образом, в безбанкетном способе главное в большей интенсивности подачи в поток грунта в сравнении с транспортирующей способностью потока. В связи с этим попыт-

ка обосновать гидравлический расчет безбанкетного перекрытия исходит [Л.31] из совсем других (чем для расчета банкета) зависимостей, относящихся к транспортирующей способности потока.

Сколько-нибудь достоверное применение безбанкетного метода перекрытия русла до сего времени было описано

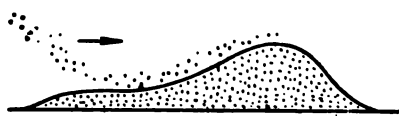
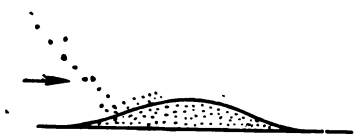


Рис. 38. Последовательные контуры подводной гряды из песка влекомой крупности, подаваемого в поток.

только применительно к водотокам весьма малой активности (например, для р. Рузы $N=0,2$ *тм/сек* на 1 *пог.м.*). При перекрытии русла р. Миссури (США) на строительстве установки Форт-Рэндел насыщение потока грунтом сверх его транспортирующей способности оказалось практически неосуществимым [Л.16]. Сделанная в 1955 г. попытка безбанкетного перекрытия русла Днепра ($N=1,22$ *тм/сек* на 1 *пог. м*) на строительстве Каховской ГЭС также окончилась неудачей [Л.26].

Перекрытие Днестра при строительстве Дубосарской ГЭС, которое некоторые авторы называли «безбанкетным» [Л.30], в действительности, по-видимому, сопровождалось об-

разованием галечного банкета [Л.29].

Таким образом, предложение о безбанкетном преграждении русла с помощью загрузки потока грунтом влекомой крупности сверх его транспортирующей способности не имеет оснований для применения в случае сколько-нибудь значительной удельной критической мощности потока, характерной для гидроэнергостроительства.

Решение по этому вопросу совещания по гидромеханизации земляных работ и перекрытию русел рек, состоявшегося в декабре 1955 г. в Москве, гласит:

«Учитывая опыт применения гидромеханизации для перекрытия русел рек (Днестр, Ахтуба, Руза и др.), совещание

считает, что при малых перепадах и удельных расходах, а также в условиях, когда не требуется больших дополнительных затрат на организацию бокового отвода воды, и при наличии на месте достаточных по мощности средств гидромеханизации возможно перекрытие русел рек этими средствами, особенно при наличии местных крупнозернистых грунтовых материалов.

В связи с отсутствием еще достаточно разработанной теории безбанкетного перекрытия и невозможностью моделирования этого процесса в лабораторных условиях совещание просит Министерство сельского хозяйства СССР организовать на одном из строителей исследование перекрытия русла реки средствами гидромеханизации, обратив внимание на качественные и особенно количественные результаты наблюдений» [Л.35].

Пионерный метод выдвижения от берегов дамб как предварительная стадия для подготовки фронтального перекрытия участка замыкания уже давно получил в СССР широкое применение в качестве вспомогательного приема.

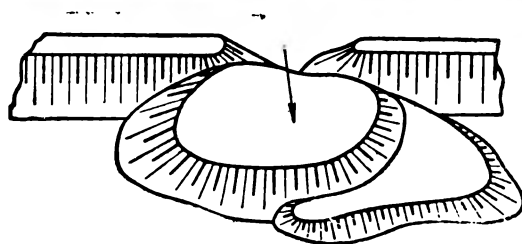
Как основной пионерный метод полного перекрытия скального русла реки Pend Orielle при расходе $420—560 \text{ м}^3/\text{сек}$ (приток р. Колумбии, на котором осуществлялся Albeni Falls Project) получил применение в начале 1954 г. в форме поочередного выдвижения верховой и низовой перемычек из наброски горной массы. Каждая из указанных дамб перемычек без значительного разноса материала допускала перепад до 1,25 м, а суммарно обе восприняли перепад около 2 м [Л.42]. Побудительной причиной применения пионерного метода явилась нехватка оборудования, нужного для фронтального перекрытия как в описанном случае, так и при перекрытии в середине 1954 г. гранитного русла р. Колумбии при расходе около $2000 \text{ м}^3/\text{сек}$ в связи с возведением Chief Joseph Dam. В последнем случае наброской обломков скалы случайного размера создавались две параллельные дамбы, выдвигаемые от левого берега (рис. 39, а). На 15-метровом участке замыкания был протянут заанкеренный трос, к которому прикреплялись большие отборные каменные глыбы; в результате перекрытия был достигнут перепад около 2 м.

Особо следует отметить пионерное перекрытие в 1955 г. участка замыкания р. Наровы (СССР), выполненное путем установки (с помощью шагающего экскаватора, переоборудованного в кран) каркасных конструкций (рис. 35) с последующим их заполнением грунтом и камнем. Несмотря на возникавшие в зоне замыкания размывы, перекрытие было

а)



б)



в)

Рис. 39. Характер расположения материалов на-
броски в плане при пионерном методе перекрытия
русел.
а—р. Колумбии на строительстве Chief Joseph Dam; б—р.
Колумбии при строительстве установки Dalles; в—лабиро-
торного лотка при образовании «шлейфа».

успешно завершено, а достигнутый при этом перепад составил 2,4 м [Л.28].

Ценой уширения пионерной дамбы до 76 м понизу и путем нагромождения крупных глыб на входном участке для увеличения сжатия потока (рис. 39, б) в октябре 1956 г. при перекрытии р. Колумбии при расходах около 3000 м³/сек (строительство установки Dalles) был достигнут перепад, приближающийся к 3 м [Л.43]. Условия водоотвода через восемь недостроенных блоков здания ГЭС были при этом весьма благоприятными; около 25 % расхода уже проходило через здание ГЭС до того, как началась опереция по перекрытию.

В октябре—ноябре 1956 г. на строительстве Новосибирской ГЭС в связи со сносом понтонного моста 60-метровый участок прорана Оби пришлось перекрывать пионерным методом. При первоначальном расходе в проране 690 м³/сек последовательное продвижение дамбы из скального грунта приостановилось из-за сильного разноса материала наброски при перепаде около 1,30 м. На 10—15-метровом участке замыкания были применены анкеруемые связки крупногабаритных глыб диабаз, каркасов, а также наброска бетонных монолитов различных форм и размеров (весом до 10 т), создавших в совокупности сильно фильтрующую отсыпь. Несмотря на значительный размыв глинистых сланцев и песчаников основания участка замыкания, в результате пионерного перекрытия русла, выполненного при наличии как строительных, так и дополнительных разгрузочных отверстий ряжевого моста, был достигнут перепад около 1,70 м.

В октябре 1957 г. на строительстве Бухтарминской ГЭС пионерным методом с применением многотонных глыб скалы было перекрыто скальное русло Иртыша при расходе около 500 м³/сек.

Таким образом, преимущественно в условиях скальных русел и материалов наброски и тогда, когда устройство моста или канатной дороги затруднено или невыгодно, как в СССР, так и за рубежом в последние годы получает развитие пионерный метод перекрытия русла.

В гидравлическом отношении этот метод более труден для завершения, чем фронтальный (см. также пример расчета в § 34). Значительное возрастание удельных мощностей и скоростей в проране (см. § 4 и 7) может привести на участке замыкания к размыву дна, сильному разносу и даже непрерывному влечению скального материала наброски (если $v > v_{\text{макс}}$). Элементы наброски в соответствующих условиях (например, при достаточной крупности или интенсив-

ности его подачи) могут все же отложиться в форме так называемого «шлейфа» (рис. 39, в). При его выходе за габариты банкета не исключено, что «шлейф» придется убрать по соображениям фильтрационной прочности плотины смешанного типа, если он входит в ее состав или если при наброске верховой перемычки он затрудняет работы в котловане. Трудна и разборка перемычек из глыб.

В связи с резким нарастанием скоростей потока на завершающем этапе пионерного перекрытия могут оказаться недостаточными даже крупногабаритные свободно сбрасываемые глыбы или массивы (вообще значительно большие, чем это нужно для фронтального перекрытия достаточно широкого прорана). Тогда на последнем, обычно малометровом участке перекрытия нужны анкеровка глыб, их «гирлянды» и пр., требующее значительного ручного труда.

Неоднородность возведенного пионерным методом банкета по его фронту также может привести к ослаблению противофильтрационной защиты сооружения, в состав которого входит банкет; на крупнопористом участке банкета легче могут получить развитие фильтрационные деформации грунта. В отличие от этого постепенное увеличение крупности элементов наброски по высоте банкета, часто практикуемое при фронтальном методе перекрытия русла, более гарантирует от фильтрационных деформаций, чем при структуре банкета, возведенного пионерным методом.

Кроме того, фронтальное перекрытие с моста часто может быть выполнено быстрее пионерного перекрытия.

Преимущества пионерного метода заключаются в устранинии моста как дорогостоящего сооружения, использование которого особо затруднено при вероятности ледохода на реке. Пионерное перекрытие всегда возможно в зимнее время, когда расходы в реке бывают малыми и устойчивыми во времени, а фронтальное — только с крепкого льда.

В некоторых случаях зимнее перекрытие реки пионерным методом может уменьшить объемы работ по временным судосходным и строительным подводящим и отводящим каналами [Л. 41]. С другой стороны, некоторое увеличение в сравнении с фронтальным перекрытием объемов работ по наброске пионерно выдвигаемых дамб может оказаться не существенным при наличии местного дешевого скального материала или в том случае, когда даже уширенный банкет оказывается в пределах габаритов набросной части будущей плотины. В случае необходимости для фронтального перекрытия перегрузок скального материала, например с ав-

томшины на канатную дорогу, пионерная подача материала автомашинами непосредственно в дамбу может увеличить точную производительность наброски. Наконец, пионерный метод дает возможность возводить обратный фильтр и уплотняющее покрытие верхового откоса банкета непосредственно вслед за выдвиганием дамбы—возможность, которой почти лишен фронтальный метод, требующий для этого выхода наброски из воды по всему фронту.

Предстоит и дальнейшее развитие методов перекрытия и некоторых новых их сочетаний.

Упомянем некоторые предложения в указанном направлении, которые относятся к комбинированному методу.

Комбинированный метод в некоторой последовательности может использовать описанные выше методы на различных участках перекрытия, а также разные материалы наброски и водопроницаемые конструкции. Возможна, например (рис. 40, а), заблаговременная подготовка на некотором участке будущего фронта перекрытия придонного защитного слоя и наброски каркасов (например, с барж) с тем, чтобы, пользуясь в дальнейшем пионерным методом, сделать этот заранее подготовленный участок участком замыкания (рассчитав его так, чтобы не допустить чрезмерного возрастания скоростей потока и разноса материала). В другом случае возможна заблаговременная установка на участке замыкания проницаемых ряжевых конструкций [Л.9]—опор моста для последующей фронтальной наброски камня на участке замыкания (рис. 40, б). Расчетные данные для решетчатых ряжей приведены в § 24 и табл. 10.

Если при современном уровне механизации работ по возведению крупных гидроэлектростанций перекрытие русел даже крупных рек в большинстве случаев может быть технически обеспечено, то правильное технико-экономическое решение вопроса требует специального и всестороннего анализа вариантов перекрытия в каждом отдельном случае.

При этом экономические преимущества того или иного метода перекрытия и материала наброски (рядовой камень, каркасы, бетонные массивы) должны устанавливаться не только для работ по собственно перекрытию русла, но и в связи с возведением узла в целом. Например, удорожание работ по перекрытию, проведенному с помощью соответствующих технических средств при значительных перепадах (при отказе от предельческих соображений о возможности создания на наброске лишь малых перепадов), может дать высо-

кий экономический эффект в отношении снижения стоимости водосбросных сооружений, возводимых с повышенной отметкой основания, равно как и стоимости подводящих к ним каналов.

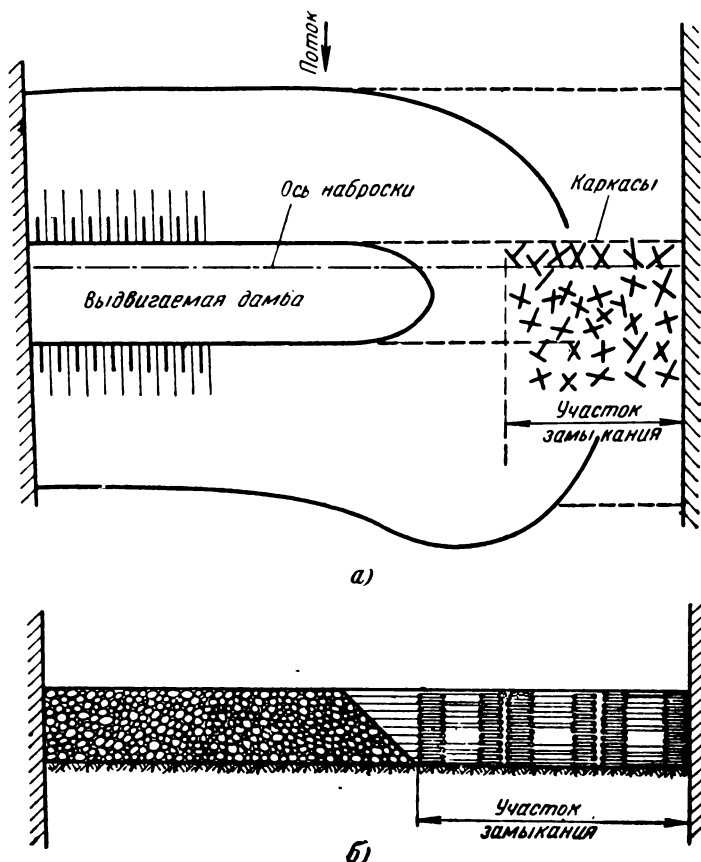


Рис. 40. Комбинированные методы перекрытия русла.

а — подготовка участка замыкания наброской каркасов с барж; *б* — проницаемая конструкция — разгрузочные отверстия на участке замыкания.

Таким образом, правильные решения еще на ранней стадии проектирования перекрытий русел рек при соответствующей компоновке гидроузлов могут явиться весьма эффективным средством для ускорения и удешевления строительства гидроузлов в особенности на многоводных реках.

На основе данных строительного опыта и лабораторных испытаний можно дать следующие ориентировочные интервалы имевшего места применения некоторых способов и материалов перекрытия в связи с величиной активности преграждаемого фронтальным методом потока (табл. 7). Дальнейшая практика может расширить наметившиеся интервалы.

Т а б л и ц а 7

$N_{кр.}$ <i>т.м./сек</i> на 1 <i>пог. м</i>	Способ перекрытия
$< 0,3$	Безбанкетный метод
$< 1,0$	Фронтальная наброска любых каменных банкетобразующих материалов
$1,0 - 2,0$	Фронтальная каменная наброска, малые массивы (вес до 1 <i>т</i>), образующие банкет
$2,0 - 8,0$	Фронтальная каменная наброска растянутого профиля или дополнение ее наброской массивов (весом до 10 <i>т</i>) или каркасной наброской
$> 8,0$	Специальные мероприятия, фронтальная наброска весьма тяжелых (более 10 <i>т</i>) бетонных массивов (каркасная наброска)

Конечно, окончательное решение вопроса о схеме, методе и материале для перекрытия русла должно приниматься на основе вариантного сопоставления данных гидравлического и технико-экономического расчетов применительно к конкретным условиям проектируемого гидроузла.

ГЛАВА ПЯТАЯ

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ПЕРЕЛИВАЮЩЕГОСЯ ПОТОКА И КАМЕННОЙ НАБРОСКИ

16. ОБ УСТОЙЧИВОСТИ КАМНЯ В НАБРОСКЕ

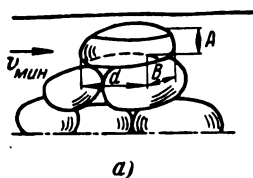
Рассмотрим две основные схемы сопротивления камня воздействию потока (рис. 41).

Первая из них, изображенная на рис. 41, *а*, отвечает первой конфигурации наброски, когда камень, характеризуемый размерами *A*, *B* и *d*, подвергаясь воздействию скорости $v_{мин}$, лежит на вершине отсыпи¹.

¹ Индекс *мин* указывает, что эта скорость является наименьшей скоростью, способной вывести из равновесия камень, лежащий на гребне отсыпи.

Определяя гидродинамическое воздействие потока на камень по закону Эри, можно для момента предельного равновесия написать следующие уравнения:

а) для случая сдвига при коэффициенте трения f :



$$\gamma' AB \gamma \frac{v_{мин}^2}{2g} = fABd(\gamma_m - \gamma), \quad (79)$$

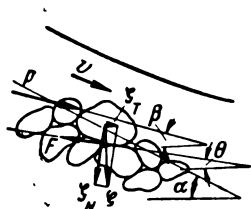
откуда

$$v_{мин} = \sqrt{\frac{f}{\gamma'}} \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d}, \quad (80)$$

или

$$v_{мин} = Y'_c \Pi \sqrt{d}; \quad (81)$$

б) для случая опрокидывания вокруг ребра (рис. 41, а):



$$\gamma' AB \gamma \frac{v_{мин}^2}{2g} \frac{A}{2} = ABd(\gamma_m - \gamma) \frac{d}{2},$$

откуда

$$v_{мин} = \sqrt{\frac{1}{\gamma'}} \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \frac{d}{\sqrt{A}}, \quad (82)$$

Рис. 41.

или

$$v_{мин} = Y'_0 \Pi \frac{d}{\sqrt{A}}. \quad (83)$$

а—первая схема гидродинамического воздействия потока на камень; б—вторая схема гидродинамического воздействия потока на камень.

В написанных формулах: γ' — коэффициент обтекания, учитывающий форму камня; γ и γ_m — веса единицы объема воды и камня; f — коэффициент трения камня о камень в воде; $\Pi = \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}}$ — коэффициент, характеризующий свойства жидкости и камня;

$Y'_c = \sqrt{\frac{f}{\gamma'}}$ — коэффициент сопротивления камня на сдвиг;

$Y'_0 = \sqrt{\frac{1}{\gamma'}}$ — коэффициент сопротивления камня на опрокидывание.

Из формул (80) и (82) находим:

$$v_{мин} = v'_{мин} \sqrt{\frac{A}{d}}. \quad (84)$$

Так как всегда $f < 1$, то при $A < d$, что обычно и бывает у камня в наброске, очевидно, что

$$v_{\min} < v'_{\min}.$$

Иначе говоря, потоку всегда легче сдвинуть камень, лежащий на вершине отсыпи, чем опрокинуть его. Поэтому при первой конфигурации отсыпи расчет устойчивости камня надлежит вести по формуле (81).

Коэффициент сопротивления Y'_c , входящий в эту формулу, был определен автором из многих лабораторных опытов¹, проведенных с учетом также выпирающего воздействия фильтрационного потока; данные лабораторных опытов были частично сопоставлены как с измерениями в натуре, так и с исследованиями других авторов (рис. 28).

Для камней округленной формы, если принять величину, входящую в формулу (81), за диаметр камня, приведенного к шару, средний коэффициент сопротивления на сдвиг на гладком дне оказывается равным $Y'_c = 0,86$.

Вторая схема сопротивления камня, изображенная на рис. 41, б, отвечает следующей за первой конфигурацией отсыпи. Благодаря сносу дополнительно набрасываемого камня и некоторому распространению отсыпи в длину (рис. 31), находящиеся на ее поверхности камни оказываются несколько защищенными рядом лежащими. Камень, брошенный на откос, перемещается до тех пор, пока не найдет себе гнездо и упор. В связи с этим устойчивость камней определяется скоростью $v_{\max}$.*

Для составления² уравнения равновесия применительно к схеме, изображенной на рис. 41, б, введем обозначения:

G — вес камня в воде;

P — результирующая сила гидродинамического воздействия на камень поверхностного и фильтрационного потоков;

F — сила трения камня о камень в воде;

α — угол, образуемый линией откоса с горизонтом;

β — угол, образуемый линией действия силы P с горизонтом;

¹ Подробные сведения приведены в § 10, 11 и 12 книги С. В. Избаша «Постройка плотин наброской камня в текущую воду» (1932 г.).

* Индекс $\max$ указывает, что $v_{\max}$ является максимальной скоростью, которой способен сопротивляться камень, набрасываемый в текущую воду.

² По Б. Т. Емцеву [Л.20], улучшившему нашу первоначальную схему [Л. 9, стр. 64—66].

Θ — угол наклона к горизонту некоторой плоскости наименьшего сопротивления, по которой происходит сдвиг камня;

η_P и η_G — соответственно коэффициенты сил P и G , учитывающие условия обтекания камня и его форму.

Остальные обозначения пояснены в предыдущем тексте.

Пусть вес камня G дает составляющие: G_T — касательную к плоскости сдвига и G_N — нормальную к этой плоскости. Очевидно, $G_T = G \sin \Theta$ и $G_N = G \cos \Theta$.

Действующие силы могут быть выражены следующими соотношениями:

$$P = \eta_P \gamma d^2 \frac{v_{\max}^2}{2g};$$

$$G = \eta_G (\gamma_m - \gamma) d^3$$

и

$$F = f G_N = f \eta_G (\gamma_m - \gamma) d^3 \cos \Theta.$$

Проектируя все силы на направление плоскости сдвига, условие предельного равновесия камня на сдвиг запишем в виде:

$$P \cos (\beta - \Theta) + G_T - F = 0$$

или, заменяя обозначения сил их выражениями, получаем:

$$\begin{aligned} \eta_P \gamma d^2 \frac{v_{\max}^2}{2g} \cos (\beta - \Theta) + \eta_G (\gamma_m - \gamma) d^3 \sin \Theta - \\ - f \eta_G (\gamma_m - \gamma) d^3 \cos \Theta = 0. \end{aligned}$$

После преобразования величина $v_{\max}$ определится формулой

$$\begin{aligned} v_{\max} = \sqrt{\frac{\eta_G}{\eta_P \cos (\beta - \Theta)}} \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d} \times \\ \times \sqrt{f \cos \Theta - \sin \Theta}. \end{aligned} \quad (85)$$

Пользуясь обозначениями

$$Y_c = \sqrt{\frac{\eta_G}{\eta_P \cos (\beta - \Theta)}} \text{ и } \Pi = \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}},$$

формулу (85) представим в виде:

$$v_{\text{макс}} = Y_c \Pi \sqrt{d} \sqrt{f \cos \Theta - \sin \Theta},$$

откуда следует, что в предельном случае, когда $v_{\text{макс}} = 0$ (сухой откос), $\text{tg} \Theta = f$, т. е. плоскость наименьшего сопротивления совпадает с плоскостью откоса. Естественно предположить, что и для случая наличия гидродинамического воздействия потока на камни откоса это условие сохраняется, т. е. $\Theta = \alpha$.

Правдоподобность такой гипотезы обосновывается еще соображением о том, что разрушение откоса начинается с тех камней, плоскость наименьшего сопротивления у которых расположена наиболее круто. Пределом же крутизны плоскости сдвига должно быть значение $\Theta = \alpha$.

С учетом этих соображений получаем формулу

$$v_{\text{макс}} = Y_c \Pi \sqrt{d} \sqrt{f \cos \alpha - \sin \alpha}, \quad (86)$$

которую и используем в дальнейшем.

Для составления уравнения моментов сил, действующих на камень, введем обозначения:

G_T — составляющая веса камня в воде в направлении плоскости откоса;

G_N — составляющая веса, нормальная к плоскости откоса;

r_P, r_T, r_N — соответственно плечи сил P, G_T и G_N относительно некоторой точки, вокруг которой происходит опрокидывание камня.

Уравнение предельного равновесия на опрокидывание дает:

$$P r_P + G_T r_T - G_N r_N = 0.$$

Заменяя обозначения сил их выражениями и разрешая относительно $v_{\text{макс}}$, получим:

$$v_{\text{макс}} = \sqrt{\frac{\tau_G}{\tau_P r_P}} \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d} \sqrt{r_N \cos \alpha - r_T \sin \alpha}.$$

Обозначая отношение $\frac{r_N}{r_T}$ через f' , придем к формуле

$$v_{\text{макс}} = \sqrt{\frac{\tau_G r_T}{\tau_P r_P}} \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d} \sqrt{f' \cos \alpha - \sin \alpha},$$

а пользуясь сокращенными обозначениями, получим:

$$v_{макс} = Y_0 \Pi \sqrt{d} \sqrt{f' \cos \alpha - \sin \alpha}.$$

Таким образом, мы получили формулу той же структуры, что и формула (86). Поскольку коэффициенты Y_c и Y_0 могут быть определены только экспериментально, безразлично, какую из двух формул принять в основу расчетного определения крутизны откоса.

По определению величина $v_{макс}$ представляет собой наибольшее значение скорости потока, которой еще может сопротивляться камень, лежащий на откосе. Очевидно, поскольку откос находится в состоянии предельного равновесия, величина $v_{макс}$ должна зависеть от угла наклона плоскости откоса к горизонту. В частности, если сухой откос находится в предельном равновесии, то для камня, лежащего на таком откосе, любая сколь угодно малая скорость потока, воздействующего на камень, выведет его из состояния равновесия, т. е. для этого случая $v_{макс} = 0$.

При правильной структуре формулы для $v_{макс}$ мы должны в предельном случае ($v_{макс} = 0$) получить значение угла α , равное углу внутреннего трения отсыпи. Нетрудно видеть, что формула (86) этому условию удовлетворяет. Эта формула удовлетворяет и другому предельному случаю горизонтального положения откоса, ибо при $\alpha = 0$ мы получаем формулу вида:

$$v_{макс} = Y_0 \Pi \sqrt{d}. \quad (87)$$

Выражение (87) является основным, так как при сравнительно малых углах наклона, которыми большей частью обладают пологие участки откосов наброски в стадии быстрого потока, величина $\cos \alpha$ может быть принята практически равной единице, а $\sin \alpha$ — равной нулю.

Для камней округленной формы, если принять величину d , входящую в формулу (87), за диаметр камня, приведенного к шару, по данным наших лабораторных опытов, сопоставленных с некоторыми измерениями в натуре и работами других авторов, для исследованных нами набросных сооружений среднее значение $Y_g = 1,20$ (см. стр. 77).

17. О ПЕРЕЛИВЕ ПОТОКА ЧЕРЕЗ НАБРОСКУ

В стадии водослива мы имеем две характерные конфигурации отсыпи (рис. 31). Из них первая по своему гидравлическому существу оказывается близкой к затопленному

водосливу треугольного профиля, если наброска выполняется строго с одного створа.

При большой сопротивляемости (крупности) каменного материала и сравнительно малой активности стока водослив треугольного очертания может перейти из затопленного в незатопленное состояние. Вторая конфигурация при достаточно развитой форме отсыпи дает водослив типа широкого порога с закругленным входным ребром.

Однако на практике производство работ по наброске редко может обеспечить формирование отсыпи по строго треугольному очертанию и отвечающий ему повышенный по сравнению с широким порогом коэффициент расхода; чаще здесь будет иметь место отсыпь, приближающаяся к трапеции (компактный профиль). Поэтому при расчетных соображениях как первая, так и вторая конфигурации наброски могут рассматриваться как компактный водослив с округленным входным ребром, обычно характеризующийся следующими значениями:

коэффициент расхода незатопленного водослива

$$m = 0,45 \div 0,35; \quad (88)$$

коэффициент скорости затопленного водослива

$$\varphi = 0,92 \div 0,70.$$

Обращаясь к стадии быстрого стока, рассмотрим прежде всего верховой водосливный участок отсыпи.

Данные наших лабораторных исследований и некоторые наблюдения в натуре указывают на то, что и для водосливного участка третьей конфигурации отсыпи (рис. 31) практически приемлемы предельные числовые значения выражений (88).

Лишь при четвертой конфигурации как лабораторные опыты, так и измерения в натуре указывают на увеличение водопропускной способности водослива вследствие образования гребня в общем более округленного очертания, чем при предыдущих контурах наброски.

Однако, учитывая в этот период наброски неизбежность отдельных нагромождений камня на гребне и связанное с этим уменьшение водопропускной способности всего фронта, а также довольно растянутые во многих случаях очертания гребня, мы должны прийти к выводу, что это увеличение не может быть слишком большим.

Как среднее значение для водосливного участка четвертой конфигурации мы в соответствии с данными, полученными нами в результате опытов, полагаем возможным принять

$$m = 0,385$$

или

$$M = m \sqrt{2g} = 1,72. \quad (89)$$

Следует подчеркнуть то обстоятельство, что приводимые значения дают лишь некоторую среднюю характеристику водосливов, образованных наброской; вследствие неизбежных случайностей в нагромождениях гребней отсыпей во многих случаях вероятны отклонения от этих средних величин. Это необходимо иметь в виду при расчетах. В зависимости от конкретных особенностей задачи следует принимать иногда более высокий коэффициент расхода, иногда же — более низкий. Так, например, при опасении преувеличить получаемый из расчета перепад, создаваемый наброской, по сравнению с минимально возможной величиной перепада в действительности осторожнее принимать более высокие из приведенных выше значения коэффициента расхода.

Рассмотрим теперь движение воды на быстротоке — на низовом откосе отсыпи. Это движение в общем случае является неравномерным. Однако при значительном сопротивлении, которое оказывает движению потока весьма шероховатая поверхность наброски, силы, поддерживающие движение жидкости непосредственно за водосливным участком, практически сравнительно быстро уравниваются силами сопротивления, и поэтому движение потока на большей части низового откоса отсыпи оказывается близким к равномерному. То, что фильтрационная часть расхода выходит на поверхность на всем протяжении низового откоса отсыпи и тем повышает глубины в концевой части быстротока, является дополнительным обстоятельством, объясняющим наблюдаемое в опытах практическое равенство глубин на протяжении низового откоса. В условиях наброски это делает еще более приемлемым допущение о равномерном движении потока по низовому откосу.

Следующим весьма существенным обстоятельством для характеристики движения потока по откосу является вопрос о потерях энергии при этом движении. Действительно, при сравнительно развитой стадии быстротока перепад, создавае-

мый наброской, является в основном результатом потери напора по длине наброски, усиленной выходом фильтрации.

Основываясь на данных строительного опыта по наброске камня в текущую воду на Нивастрое и Свирьстрое и на результатах некоторых лабораторных опытов, полагаем возможным рекомендовать следующее среднее значение коэффициента шероховатости. Для случая практически однородной отсыпи из округленного камня «подручного» размера (d от 15 до 25 см) и расчетов по формуле Маннинга среднее значение коэффициента шероховатости

$$n = 0,05.$$

Обратим внимание на то обстоятельство, что это значение коэффициента шероховатости значительно снизится, если промежутки между однородными камнями отсыпи по той или иной причине окажутся заполненными более мелким материалом. Напротив для крупного рваного камня значение коэффициента n может приблизиться к величине

$$n = 0,10.$$

Мы полагаем, что в условиях плоской задачи касательное напряжение по поверхности наброски

$$\tau_0 = \gamma h_0 I = \gamma \frac{v^2}{C^2}$$

не может превысить нормального напряжения, обусловленного скоростным напором потока и только в пределе станет равным ему. Тогда

$$\gamma \frac{v^2}{C^2} = \gamma \frac{v^2}{2g}.$$

Отсюда теоретический предел $C_{мин} = \sqrt{2g} = 4,43$, а так как при малых относительных глубинах ($1 < \frac{h_0}{d} < 10$) коэффициент $C = \frac{1}{n}$, то в пределе

$$n_{макс} = \frac{1}{4,43} = 0,225.$$

В заключение отметим возможность двух основных режимов сопряжения бьефов за каменной наброской. В том случае, когда нижние ее слои образованы из сравнительно крупного камня, имеет место уступ, и переливающийся поток создает поверхностный режим сопряжения бьефов; размыв дна за наброской при этом мало вероятен.

В том же случае, когда незатопленный водослив или концевая часть отсыпи быстротока формируется из относительно мелкого материала, возможны форма плавного его сопряже-

ния с дном реки и как следствие донный режим сопряжения бьефов, который может вызвать размыв дна. Примером сказанного может явиться перекрытие русла Камы.

18. ОСНОВНАЯ ЗАДАЧА И РАСЧЕТ ПЕРВОЙ И ВТОРОЙ КОНФИГУРАЦИЙ НАБРОСКИ

Основная задача¹ при гидравлическом расчете фронтальной наброски камня в текущую воду может быть для условий плоской задачи сформулирована следующим образом.

Известны: расход на 1 пог. м ширины прорана q м²/сек; бытовая глубина реки, соответствующая расходу Q_p реки, h_b м; диаметр набрасываемого в текущую воду камня, приведенного к шару, d м; объемный вес вещества камня γ_m т/м³ и воды t /м³ и значения входящих в расчеты опытных коэффициентов (сопротивления камня, шероховатости откоса, расхода и т. п.).

Имеется в виду случай спокойного в бытовых условиях состояния потока, т. е.

$$h_b > h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q_p^2}{g B^2}}.$$

Обеспечена также сама возможность образования в заданном потоке отсыпи из камня данного размера, т. е. удовлетворено условие

$$v_b = \frac{c}{h_b} < v_{мин},$$

где $v_{мин}$ — минимальное значение скорости, сдвигающей данный камень на гладком дне.

При заданном перепаде (разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов) требуется определить конфигурацию наброски и ее основные размеры.

В соответствии с описанной в § 13 последовательностью явлений при расчете наброски камня в текущую воду рассмотрим сначала стадию водослива, а затем стадию быстрого течения. В пределах каждой из этих стадий надлежит осветить расчетом входящие в них характерные конфигурации (рис. 31).

Стадия водослива характеризуется двумя основными конфигурациями наброски.

¹ Излагаемый здесь метод решения основной задачи позволил решить и ряд ее видоизменений: случаи переменного расхода, аккумулирующего влияния верхнего бьефа и т. п. Указанные случаи здесь не приводятся.

Расчетная схема первой конфигурации (рис. 42) составлена нами для момента, когда достигнут предел роста высоты отсыпи h , при котором возросшие до значения $v_{мин}$ скорости потока начинают сдвигать (сметать) камни, лежащие на вершине отсыпи. До этого момента последняя формировалась по компактному очертанию, близкому к треугольному, с горизонтальной площадкой, определяемой лишь неизбежными на практике смещениями створов наброски.

Задачей расчета здесь является выяснение максимальной высоты наброски, а равно и величины перепада, которые могут быть достигнуты при этой конфигурации.

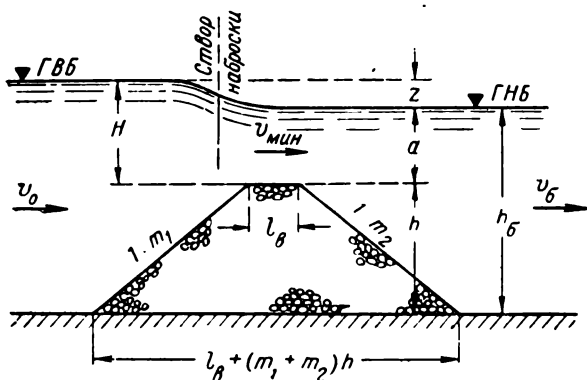


Рис. 42. Расчетная схема первой конфигурации.

Если пренебречь незначительной при этой конфигурации фильтрацией сквозь тело наброски¹, то ход расчета может быть следующим.

Сначала определяем

$$v_{мин} = Y_c \Pi \sqrt{d} = 0,86 \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d},$$

а затем находим

$$a = \frac{a}{v_{мин}} \text{ и } h = h_0 - a.$$

Величина перепада, исправленная «на скорость подхода» в предположении затопленного водослива,

$$z_0 = \frac{1}{\varphi^2} \frac{v_{мин}^2}{2g},$$

¹ В противном случае задача, решения которой здесь не приводим, решается подбором. Расчет фильтрации изложен в § 25.

где, чтобы не преувеличить перепад, осторожнее принять

$$\varphi = 0,92.$$

Определение разности горизонтов верхнего и нижнего бьефов z , строго говоря, следует вести подбором, так как скорость подхода v_0 заранее неизвестна; однако, приняв, что при малых перепадах

$$v_0 \approx v_6,$$

найдем:

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \frac{v_{мин}^2}{2g} - \frac{v_6^2}{2g}.$$

Как показывает опыт, отношение заложения откоса к высоте наброски составляет обычно

$$m_1 = m_2 \approx 1 \div 1,25.$$

При этом ширина отсыпи понизу при первой конфигурации наброски составляет:

$$l_0 = l_g + (m_1 + m_2) h \approx l_g + (2 \div 2,5) h.$$

При высоте отсыпи, меньшей h , и действующих на гребне скоростях, меньших $v_{мин}$, порядок определения элементов отсыпи (если задаваться $v < v_{мин}$) остается прежним.

Отметим, что приведенная расчетная схема относится к наброске с затопленным водосливом, т. е. при $H > 2z$ (см. § 2).

Расчетные схемы второй конфигурации (рис. 43, схемы А и Б) относятся к тому этапу, когда при дальнейшем росте отсыпи выше только что определенной высоты h происходят снос дополнительно набрасываемого камня и удлинение отсыпи, стремящейся перейти к стадии быстрого тока (третья конфигурация). Этот переход от первой конфигурации, когда устойчивость определяется сдвигающей скоростью $v_{мин}$, к третьей уже весьма развитой стадии со значительными потерями напора по длине быстрого тока отражает вторая конфигурация наброски, когда камни на откосе оказываются защищенными рядом лежащими и способны сопротивляться выкатыванию под воздействием возросшей скорости. Являясь относительно короткой и принадлежа по своему гидравлическому существу к стадии водослива, вторая конфигурация обладает в то же время настолько развитой по верху отсыпи площадкой водосливного участка длиной l_g , что в последний переходный момент при второй конфи-

гурации уже создаются новые, повышенные условия устойчивости камня, характеризующиеся сопротивлением скорости $v_{\text{макс}}$.

Изображенные на рис. 43 расчетные схемы относятся к этому последнему моменту существования второй конфигурации отсыпи, достигшей максимальной для этой конфигурации высоты h_1 при которой скорость над наброской равна

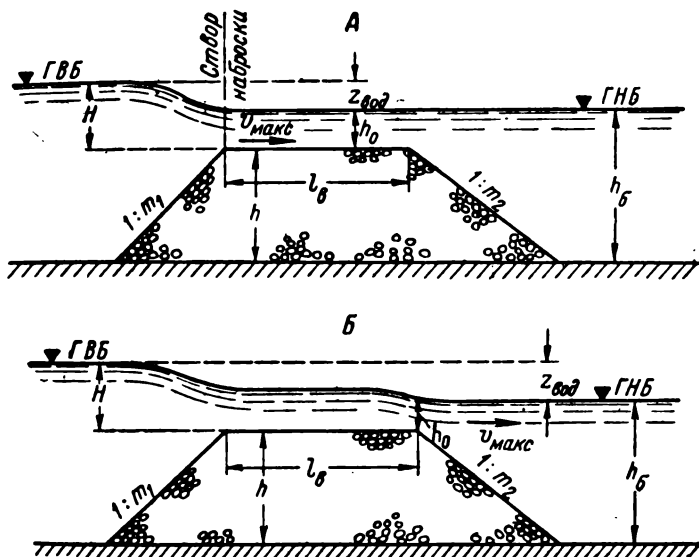


Рис. 43. Расчетные схемы второй конфигурации.

$v_{\text{макс}}$; непосредственно вслед за этим моментом отсыпь переходит к своей третьей конфигурации. Схема А представляет собой затопленный, схема Б — незатопленный водослив с широким порогом, образованным отсыпью.

Решим прежде всего вопрос о том, в каких случаях какой именно из двух приведенных схем надлежит пользоваться.

Для условий схемы А имеем:

$$z_0 = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{\text{макс}}^2}{2g}$$

и

$$h_0 = \frac{q}{v_{\text{макс}}}.$$

Обозначим через q_{np} (q предельное) наименьшее значение q , при котором $h_0 = h_{кр}$ и водослив еще является затопленным; тогда

$$q_{np} = v_{макс} h_{кр} = \frac{v_{макс}^3}{g}.$$

Очевидно, при $q > q_{np}$ водослив с широким порогом будет работать как затопленный и действительна схема А; при $q < q_{np}$ водослив не затоплен и надлежит обращаться к схеме Б.

Как видно из последнего выражения, величина q_{np} зависит в основном от применяемого для наброски камня ($v_{макс}$). Это позволяет заранее подсчитать значения q_{np} .

Так, при коэффициенте сопротивления камня $Y_s = 1,20$ и объемном весе материала последнего $\gamma_m = 2,60 \text{ т/м}^3$ получим:

$$q_{np} = 31,3d^{3,2},$$

что дает при

$d, \text{ м}$	0,20	0,25	0,30
$q_{np}, \text{ м}^3/\text{сек на 1 пог.м}$	2,81	3,91	5,15

Полученные величины q_{np} указывают на то, что на практике могут встретиться расходы q и большие и меньшие q_{np} .

Итак, перед началом расчета второй конфигурации наброски желательно путем вычисления q_{np} и сопоставления его в первом приближении с q прежде всего решить вопрос о состоянии водослива (затопленном или незатопленном) и тем решить вопрос о выборе расчетной схемы второй конфигурации (А или Б)*.

Определяем максимальную скорость, которую способен выдержать камень, сопротивляющийся гидродинамическому воздействию потока, стремящемуся выкатить его из «гнезда»:

$$v_{макс} = Y_s \Pi \sqrt{d} = 1,20 \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d};$$

* Отметим, что, ведя расчет по $v_{макс}$, можно, например, определить z и без предварительного выявления состояния водослива; последнее представляет, однако, принципиальный с гидравлической точки зрения интерес (см. стр. 19-20).

далее:

$$h_0 = \frac{q}{v_{\max}};$$

$$h = h_\sigma - h_0;$$

$$z_0 = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{\max}^2}{2g}.$$

Приняв, как и в случае первой конфигурации,

$$v_0 \approx v_\sigma,$$

найдем разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов (рис. 43, схема А) по формуле

$$z_{\text{вод}} = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{\max}^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}.$$

Минимальный на схеме размер l_s длины водослива с широким порогом, как показывает опыт, может быть определен по формуле

$$l_s \approx 3 h_{кр} = 3 \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{q}}.$$

Расчет по схеме Б ($q < q_{пр}$, водослив не затоплен) изложим здесь также без учета фильтрационной части расхода; в своей первой части он аналогичен предыдущему, т. е.

$$v_{\max} = 1,20 \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d};$$

$$h_0 = \frac{q}{v_{\max}};$$

$$h = h_\sigma - h_0;$$

$$l_s \approx 3 h_{кр} = 3 \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}.$$

Далее, можно определить

$$H_0 = \left(\frac{q}{M} \right)^{2,3} \quad \text{и} \quad z_0 = H_0 - h_0.$$

Принимая

$$v_0 \approx v_6,$$

получим (рис. 43, схема Б):

$$z_{вод} = H_0 - h_0 - \frac{v_6^2}{2g}.$$

Следует иметь в виду, что проведенный по схеме Б расчет отсыпи в стадии незатопленного водослива все же весьма схематизирует происходящие в действительности явления, связанные с воздействием на крайние камни струи, сливающейся в нижний бьеф.

19. РАСЧЕТ ТРЕТЬЕЙ КОНФИГУРАЦИИ НАБРОСКИ

Стадия быстротока следует за только что рассмотренным предельным моментом существования второй конфигурации. Непосредственный рост величины h при этой последней (рис. 43) уже невозможен; это привело бы к уменьшению глубины h_0 и увеличению скорости сверх величины $v_{макс}$, которой камень уже не в состоянии сопротивляться. Поэтому набрасываемый камень сносится потоком и ложится с некоторым уклоном в сторону нижнего бьефа, создавая сравнительно пологий откос, по которому, как показывает опыт, поток движется с почти постоянной глубиной, равной (рис. 44) h_0 . Мы имеем третью конфигурацию отсыпи.

Расчетные схемы третьей конфигурации (рис. 44, схемы А и Б) имеют следующие основные черты. Конфигурация наброски состоит из двух частей: головной части, представляющей собой водослив с широким порогом длиной l_n , перед которым создается местный перепад на водосливе $z_{вод}$, идущий на увеличение скорости до $v_{макс}$, и быстротока (при схеме А лотка малого уклона), по которому поток движется со скоростью $v_{макс}$, затрачивая на его длине перепад, равный $z_{быс}$. При сравнительно развитой конфигурации отсыпи величина $z_{быс}$, обусловленная потерей напора по длине наброски, является основной частью общего перепада, определяющего разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов, чем существенно и отличается стадия быстротока от стадии водослива.

Расчет водосливного участка можно начать с выявления того, затоплен (рис. 44, схема А) или незатоплен (схема Б) водосливный участок.

Так как в обоих случаях глубина воды непосредственно за водосливным участком равна

$$h_0 = \frac{q}{v_{\max}},$$

то критерий для решения вопроса о состоянии водослива остается тем же, который был приведен при изложении рас-

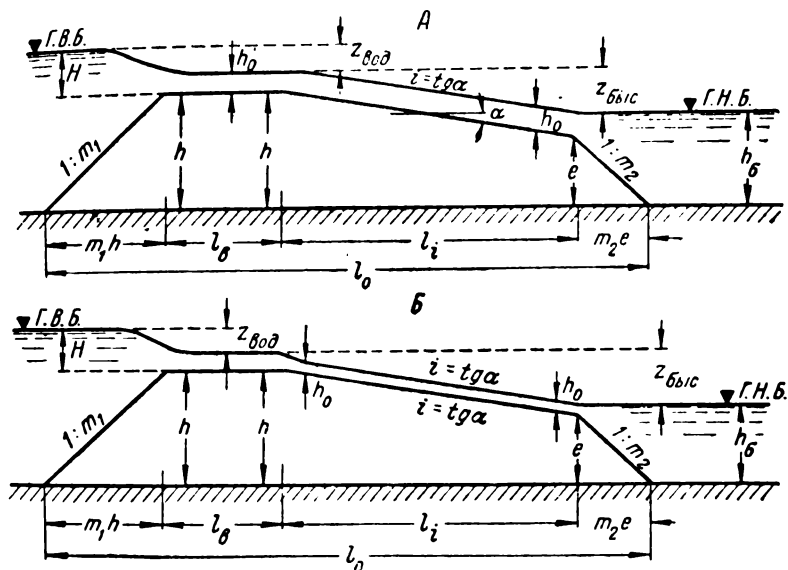


Рис. 44. Расчетная схема третьей конфигурации.

чета второй конфигурации, а именно надлежит сравнить q с q_{np} .

При $q > q_{np}$ водосливный участок окажется затопленным (рис. 44, схема А); одновременно $h_0 > h_{кр}$ и $i < i_{кр}$, т. е. низовой откос отсыпи является лотком малого уклона в гидравлическом смысле этого термина¹ со спокойным состоянием равномерно движущегося по нему потока.

¹ Следует отметить, что название быстротока справедливо в гидравлическом смысле этого слова лишь для случая, когда $q < q_{np}$; при $q > q_{np}$ (случай вообще более редкий) наименование стадии быстротока становится условным, так как при этом откос наброски представляет собой в гидравлическом смысле уже не быстроток, а так называемый «лоток малого уклона».

При $q < q_{пр}$ водосливный участок не затоплен ($h_0 < h_{кр}$, $i > i_{кр}$) (рис. 44, схема Б) и по низовому откосу мы имеем быстроток с равномерно движущимся бурным потоком.

Ход расчета участка отсыпи, где поток движется практически равномерно со скоростью $v_{макс}$, остается при обеих схемах (А и Б) одинаковым.

Напомним, что по формуле Шези

$$v_{макс} = C \sqrt{Ri},$$

где по формуле акад. Н. Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y.$$

В частности, при $y = \frac{1}{6}$ (по Маннингу)

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

Так как мы рассматриваем плоскую задачу, то

$$R = h_0,$$

и поэтому

$$v_{макс} = \frac{1}{n} h_0^y h_0^{\frac{1}{2}} i^{\frac{1}{2}}.$$

С другой стороны,

$$v_{макс} = \frac{q}{h_0}.$$

Поэтому

$$\frac{q}{h_0} = \frac{1}{n} h_0^{y+0,5} i^{0,5}$$

и

$$i = \frac{n^2 q^2}{h_0^{2y+3}}.$$

В частности, при $y = \frac{1}{6}$ (по Маннингу)

$$i = \frac{n^2 q^2}{h_0^{10/3}}.$$

Полученной для определения уклона i формулой мы и будем пользоваться в дальнейшем как наиболее общей; в отдельных расчетных случаях может оказаться более удобным пользоваться несколько преобразованными частными видами той же формулы, например:

$$i = \frac{n^2 q^2}{h_0^{10,3}} = \frac{n^2 q^2 v_{\text{макс}}^{10,3}}{q^{10,3}} = \frac{n^2 v_{\text{макс}}^{10,3}}{q^{4,3}},$$

где произведение $n^2 v_{\text{макс}}^{10,3}$ есть величина для данного камня практически постоянная.

В частном случае незатопленного водосливного участка (рис. 44, схема Б) можно заменить q через $MH_0^{3/2}$:

$$i = \frac{n^2 v_{\text{макс}}^{10,3}}{q^{4,3}} = \frac{n^2 v_{\text{макс}}^{10,3}}{M^{4,3} H_0^2} = \frac{S}{H_0^2},$$

где $S = \frac{n^2 v_{\text{макс}}^{10,3}}{M^{4,3}}$ есть постоянная величина для данного камня и типа водослива.

Перейдем теперь к изложению хода расчета при третьей конфигурации наброски, отдельно для случаев затопленного и незатопленного водосливных участков.

Расчет по схеме А (рис. 44, $q > q_{np}$ — водосливный участок затоплен; $h_0 > h_{кр}$; $i < i_{кр}$) для третьей конфигурации наброски придется вести подбором, так как неизвестна фильтрационная часть расхода q_{ϕ} .

Как это было указано при формулировке основной задачи, перепад, а следовательно, и горизонт верхнего бьефа полагаем заданными.

При наличии, водоотвода q для заданного перепада определяется по заранее подсчитанным таблицам или графикам; отметка нижнего бьефа при незначительной аккумулярующей способности верхнего бьефа остается при этом практически постоянной.

Затем определяем часть перепада $z_{\text{быс}}$, которая отвечает участку быстротока:

$$z_{\text{быс}} = \nabla Г.В.Б. - \nabla Г.Н.Б. - z_{\text{вод}},$$

где

$$z_{\text{вод}} = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{\text{макс}}^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}.$$

Величину $v_{\text{макс}}$ полагаем найденной при расчете второй конфигурации наброски; скорость подхода

$$v_0 = \frac{q}{\nabla \Gamma.B.B. - \nabla \partial n \partial}.$$

Далее, находим:

$$h_0 = \frac{q}{v_{\text{макс}}};$$

определяем

$$i = \frac{n^2 q^3}{h_0^{10.3}}$$

и соответствующие показанные на схеме величины (рис. 44).

$$l_i = \frac{z_{\text{бмс}}}{i};$$

$$e = h_0 - h_0;$$

$$h = e + z_{\text{бмс}};$$

$$l_0 = 3 \sqrt[3]{\frac{\alpha q^3}{g}}.$$

Наконец, полная длина отсыпи понизу

$$l_0 = m_1 h + m_2 e + l_0 + l_i.$$

При известных

$$m_1 = m_2 \approx 1 \div 1,25$$

$$l_0 = (1 \div 1,25)(h + e) + l_0 + l_i.$$

Площадь профиля наброски

$$\Omega = m_1 \frac{h^2}{2} + m_2 \frac{e^2}{2} + i_0 h + l_i \left(e + \frac{z_{\text{бмс}}}{2} \right).$$

При $m_1 = m_2 = 1,25$

$$\Omega = 0,625 (h^2 + e^2) + l_0 h + l_i \left(e + \frac{z_{\text{бмс}}}{2} \right).$$

Переходим к расчету по схеме Б (рис. 44, $q < q_{\text{пр}}$ — водосливный участок не затоплен; $h_0 < h_{\text{кр}}$; $i > i_{\text{кр}}$). Не повто-

рая исходных соображений, которые были высказаны для схемы А, отметим лишь, что и здесь на основании данных задачи нетрудно определить общий перепад: $\nabla Г.В.Б. - \nabla Г.Н.Б.$

Находим:

$$h_0 = \frac{q}{v_{\max}}.$$

Затем определяем

$$H_0 = \left(\frac{q}{M} \right)^{2,3}.$$

При

$$\varphi = 0,92$$

$$H_0 = \left(\frac{q}{1,55} \right)^{2,3}.$$

Тогда

$$z_0 = H_0 - h_0;$$

$$z_{\text{зод}} = z_0 - \frac{v_0^2}{2g}$$

и

$$z_{\text{выс}} = \nabla Г.В.Б. - \nabla Г.Н.Б. - z_{\text{зод}}.$$

Расчет быстротока и размеров отсыпи выполняется так же, как это было показано для схемы А.

В заключение относительно расчета по третьей конфигурации наброски отметим следующее. Для определения различных элементов формулы даны в их основном виде, непосредственно отвечающем изображенным на рис. 44 схемам и заданным в основной задаче исходным условиям. Значительная часть формул может быть переписана и в ином виде, если раскрыть значения входящих в них элементов, упростить некоторые зависимости и т. п., что для некоторых случаев расчета является удобным, а иногда и необходимым.

Так, например, при весьма удлинённых отсыпях, когда местный перепад на водосливном участке $z_{\text{зод}}$ мал по сравнению с потерями по длине наброски $z_{\text{выс}}$ (в свою очередь l_0 мало по сравнению с l_i), в некоторых случаях (например, при выявлении в первую очередь кубатуры наброски и др.) представляется возможным упростить расчет третьей конфигурации наброски, исключая из рассмотрения водосливный

участок и рассматривая в расчетной схеме только быстроток (см. также § 22).

В тех случаях, когда уточненное определение отметки верхнего бьефа имеет существенный практический интерес, подлежащий учет местного перепада на водосбросном участке наброски необходим.

20. РАСЧЕТ ЧЕТВЕРТОЙ КОНФИГУРАЦИИ НАБРОСКИ

Прежде всего надлежит выяснить вопрос, при каких условиях может иметь место переход от третьей конфигурации наброски к четвертой (рис. 31),

Представляется очевидным, что если имеет место практическое постоянство величины q (например, при отсутствии водоотвода), отсыпь при наброске камня в текущую воду будет все время распространяться в длину, сохраняя третью конфигурацию, и наступления четвертой конфигурации не последует. Можно показать также, что основной элемент, характеризующий при этом распространение в длину отсыпи, — величина l_i (см. схему на рис. 44) окажется прямо пропорциональной перепаду $z_{бис}$, обусловленному потерей напора по длине отсыпи.

Действительно,

$$l_i = \frac{z_{бис}}{i} = \frac{h_0^{2y+3}}{n^2 q^2} z_{бис} = \frac{q^{2y+1}}{n^2 v_{\max}^{2y+3}} z_{бис},$$

или

$$l_i = E z_{бис},$$

где

$$E = \frac{q^{2y+1}}{n^2 v_{\max}^{2y+3}} = \text{const}$$

при $q = \text{const}$ и данном камне, определяющем собой как величину коэффициента шероховатости n , так и скорости $v_{\max}$.

Полученная зависимость может служить для грубо ориентировочных соображений о распространенности отсыпи, всегда имеющей при приведенных выше условиях третью конфигурацию.

Четвертая конфигурация наступит только тогда, когда произойдет существенное уменьшение величины q . Наряду с более интенсивным, чем ранее, ростом гребня отсыпи в

высоту и переломом низового откоса, становящегося более крутым в верхней своей части, одним из наиболее существенных признаков наступления четвертой конфигурации является практическое прекращение роста наброски в сторону нижнего бьефа.

Как уже было указано, основной величиной, определяющей распространенность наброски в сторону нижнего бьефа, является величина l_i . Посмотрим, какому условию должны удовлетворять $z_{\text{бис}}$ и q , чтобы величина l_i начала уменьшаться. Обозначим индексом i' все величины, при которых l_i достигло максимума.

Условие

$$l_i < l_{i'}$$

может быть переписано в форме:

$$\frac{z_{\text{бис}}}{i} < \frac{z'_{\text{бис}}}{i'}.$$

Величина

$$\frac{z_{\text{бис}}}{i} = \frac{z_{\text{бис}} q^{4,3}}{n^2 v_{\text{макс}}^{10,3}} = \frac{z_{\text{бис}} q^{4,3}}{A},$$

где

$$A = n^2 v_{\text{макс}}^{10,3} = \text{const}$$

для данного камня.

Аналогично

$$\frac{z'_{\text{бис}}}{i'} = \frac{z'_{\text{бис}} q^{4,3}}{A}.$$

Тогда предыдущее неравенство переписется в следующем виде:

$$\frac{z_{\text{бис}} q^{4,3}}{A} < \frac{z'_{\text{бис}} q^{4,3}}{A}.$$

Иначе говоря, l_i начнет уменьшаться по сравнению с максимальным его значением $l_{i'}$, достигнутым при третьей конфигурации, и сама наброска перейдет к четвертой конфигурации в том случае, когда произведение $z_{\text{бис}} q^{4,3}$ начнет уменьшаться по сравнению с предыдущим его значением, т. е. когда $z_{\text{бис}} q^{4,3} < z'_{\text{бис}} q^{4,3}$.

или в общей форме когда $z_{\text{выс}} q^{2y+1} < z'_{\text{выс}} q'^{2y+1}$.

При $y = 0$, входящие в неравенство величины пропорциональны удельной мощности потока на быстротоке. (§ 3).

Разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов, которая отвечает максимальному значению l_i , при этом проще всего определяется в результате построения графика (рис. 45)

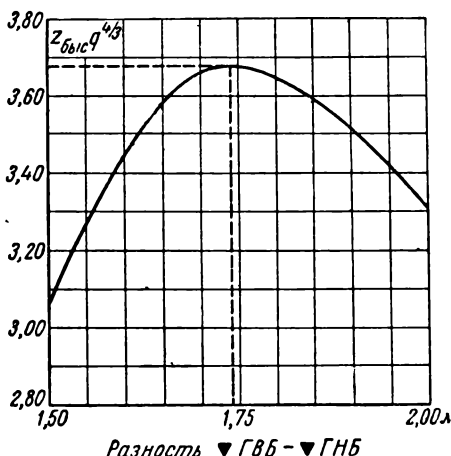


Рис. 45. Пример построения графика для определения перепада, отвечающего наибольшей растянутости отсыпи.

$$z_{\text{выс}} q^{4/3} = f(\nabla \Gamma.В.Б. - \nabla \Gamma.Н.Б.).$$

Расчетная схема для четвертой конфигурации наброска изображена на рис. 46. Ход расчета по ней — следующий. Для заданного горизонта верхнего бьефа определяем величину q .

Определяем величину H_0 , имея в виду незатопленный водосливный участок:

$$H_0 = \left(\frac{q}{M} \right)^{2/3}.$$

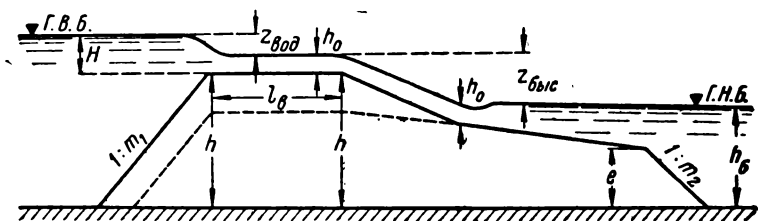


Рис. 46. Расчетная схема четвертой конфигурации.

При этом, чтобы не преувеличивать перепада, создаваемого наброской, что для четвертой стадии особенно существенно, для величины M выбираем наибольшее для водослива с широким порогом значение, а именно $M = 1,72$.

Полагая для данного камня заранее вычисленной величину $v_{\text{макс}}$, находим:

$$h_0 = \frac{q}{v_{\text{макс}}};$$

$$z_{\text{год}} = H_0 - h_0 - \frac{v_0^2}{2g}.$$

Далее, если водосливный участок не затоплен, высота, отсыпи

$$h = \nabla \Gamma.В.Б. - \nabla \partial на - H_0 - \frac{v_0^2}{2g};$$

$$z_{\text{быс}} = \nabla \Gamma.В.Б. - \nabla \Gamma.Н.Б. - z_{\text{год}}.$$

Находим уклон крутой части низового откоса по формуле

$$i = \frac{n^2 q^2}{h^{10,3}},$$

равно как и длину водосливного участка

$$l_s \approx 3 \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}.$$

Точку пересечения более крутой части низового откоса с полученным ранее проще всего определить графически. Предел крутизны откоса, полученного из расчета, следует назначить в соответствии с углом естественного откоса отсыпи.

Прежде чем обратиться к последнему этапу сооружения, отметим необходимость увязки между расчетным профилем и гидравлическими данными при третьей и четвертой конфигурациях. Эта увязка может быть сделана, например, следующим образом. Получив значение $\Gamma.В.Б.$, при котором расчет по схеме третьей конфигурации дает максимальную величину l_s , следует для этого же $\Gamma.В.Б.$ сделать расчет по схеме четвертой конфигурации, который, как это можно показать, дает несколько большие, чем в предыдущем случае, размеры наброски. Этот новый расчетный профиль может быть принят за исходный для расчета последующих очертаний четвертой конфигурации.

21. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ К РАСЧЕТАМ

Изложенный выше расчет относился к условиям плоской задачи, когда движение потока происходит практически одинаково на каждой единице ширины некоторого широкого фронта, и мы вместо всего потока можем рассматривать в расчете только этот частичный (единичный) поток шириной 1 м.

В случае не плоской, а так называемой пространственной задачи гидравлическое содержание явлений значительно усложняется и в каждом отдельном случае зависит от конкретных особенностей (кривизна русла в плане, наличие пойменных участков и т. п.). В ряде случаев при этом получают значительное развитие различные местные гидравлические явления, из которых некоторые, как, например, спиралевидные течения, могут оказать решающее влияние на формирование отсыпи потоком.

При прямолинейном сравнительно правильного очертания участке русла, преграждаемого наброской, в некоторых случаях оказывается, что средняя скорость на вертикали, отвечающая максимальной глубине, мало отличается от средней скорости для всего живого сечения. Тогда в качестве первого приближения можно использовать следующий прием приведения естественного русла к расчетному прямоугольному.

Максимальный удельный расход $q_{\text{макс}}$ на 1 пог.м ширины реки, отвечающий наибольшей глубине потока $h_{\text{макс}}$, будет:

$$q_{\text{макс}} = v_{\text{ср}} h_{\text{макс}} \frac{m^2}{\text{сек}}$$

Приведенным расчетным сечением явится прямоугольник с глубиной $h_{\text{макс}}$ и шириной

$$B = \frac{Q}{q} = \frac{v_{\text{ср}} \omega_p}{v_{\text{ср}} h_{\text{макс}}} = \frac{\omega_p}{h_{\text{макс}}}$$

Очевидно, что при этом живые сечения естественного и приведенного русел, равно как и расходы в них, равны между собой.

Произведя расчет на погонный метр приведенного прямоугольного русла, при подсчете объемов наброски следует пользоваться профилями естественного русла, что в целом обеспечит некоторый «запас» в кубатуре.

Сделаем теперь несколько замечаний в отношении самого процесса сооружения отсыпи. Систематическими лабора-

торными опытами установлено следующее. Наиболее рациональным с гидравлической точки зрения методом сооружения является применение вначале мелкого камня с последовательным переходом к более крупным и однородным его категориям по мере возрастания перепада и действующих скоростей. Рассмотрим фронтальное перекрытие.

Задача расчета: найти диаметр d камня, который необходим для того, чтобы при данной отметке гребня длина отсыпи l_i оказывалась в пределах, ограниченных линиями $A-A'$ и $B-B'$ (рис. 47).

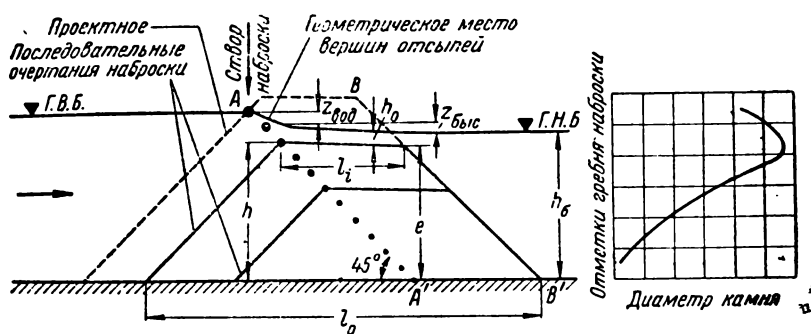


Рис. 47. К расчету фронтального перекрытия русла камнем переменной крупности по высоте наброски

Из геометрических соображений

$$h_0 = h_b + il_i - h. \quad (90)$$

Подставим вместо i его значение, полученное путем применения формул Шези и Маннинга. Тогда

$$h_0 = h_b + \frac{n^2 q^2}{h_0^{10,3}} l_i - h, \quad (91)$$

где q — удельный расход, идущий по верху наброски,
 n — коэффициент шероховатости.

Определив h_0 из формулы (91), находим:

$$v_{\max} = \frac{q}{h_0}. \quad (92)$$

Искомое d из формулы (87)

$$d = \frac{v_{\max}^2}{Y_s^2 P^2}, \quad (93)$$

где $Y_s = \sim 1,20$; $2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma} = P^2 = 31,3$ (для размеров в м).

Получаемый из расчета и подтвержденный опытами характер изменения диаметра камня в функции от отметки гребня наброски показан на рис. 47. В производственных условиях плавная кривая может быть заменена ступенчатыми отрезками прямых.

Для облегчения расчетов и экономии времени составлены табл. 8 и графики¹ на рис. 48.

Табл. 8 служит для определения некоторых наиболее важных величин, входящих в расчеты и зависящих в основном от диаметра камня.

Отметим, что в случае, если в расчете принят какой-либо иной, отличный от приведенных в таблице диаметр камня, ни интерполяция данных таблицы, ни тем более, экстраполяция не рекомендуются. В таких случаях весьма полезно вычислить основные величины по исходным формулам, так как точность этих величин существенно влияет на точность результата. К непосредственному вычислению по формулам надлежит обратиться и в случае принятия по тем или иным соображениям иных, чем приведенные в таблице, расчетных коэффициентов.

График на рис. 48, а служит для определения того максимального перепада z_0 (с учетом скорости подхода), который в условиях наброски—затопленного водослива может быть создан с помощью камня с диаметром, приведенным к шару d . Конфигурация I отвечает $v_{\min}$, конфигурация II— $v_{\max}$.

График на рис. 48, б предназначен для определения напора H_0 (с учетом скорости подхода) на гребне водосливной части наброски при пропуске через нее удельного расхода q .

Все изложенное в § 16—21 относилось к детальным расчетам отдельных конфигураций наброски, которая отвечает стадиям технического и рабочего проектов.

¹ Графики составлены инженерами Ленгидэпа В. П. Зверковым и Л. Б. Горчаковой.

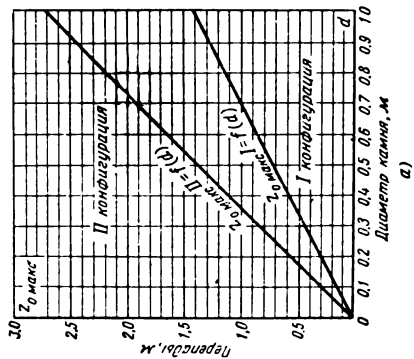
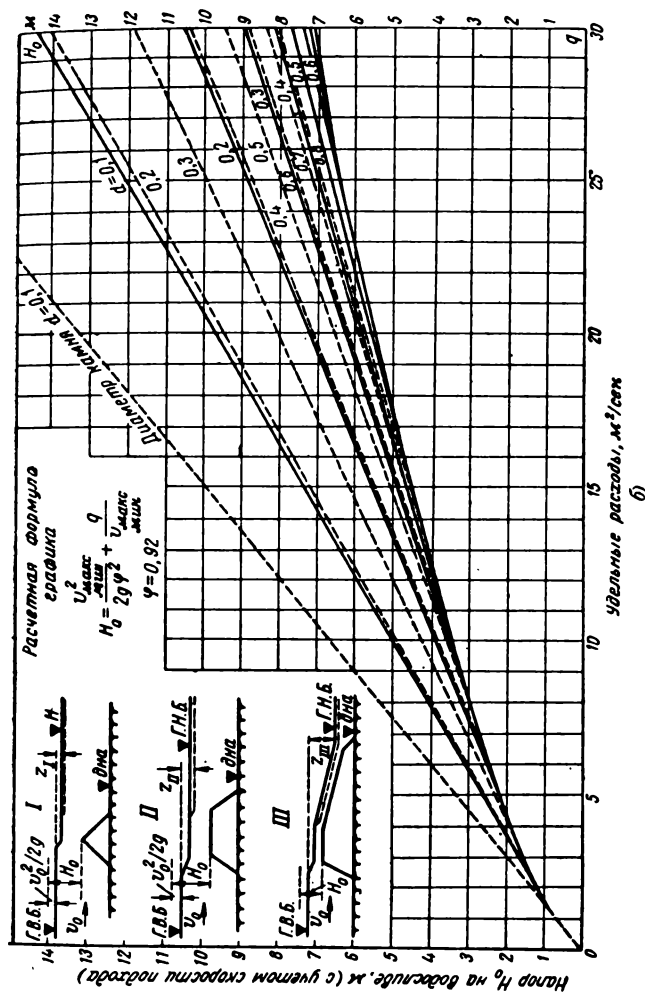


Рис. 48. Вспомогательные графики для водосливной стадии и частей профиля.

а—для определения максимального перепада (с учетом скорости подхода) $z_0 \text{ макс}$ по d камня; б—для определения напора H_0 (с учетом скорости подхода) по удельному расходу q , переливающемуся через наброску. Пунктирные линии отвечают $v_{\text{мин}}$, сплошные— $v_{\text{макс}}$

Таблица 8

Наименование величины	Диаметр камня d , м				Формула, по которой вычислена величина	Принятое значение коэффициентов, входящих в формулу
	0,15	0,20	0,25	0,30		
$v_{\max}$, м/сек	2,62	3,02	3,37	3,69	$v_{\max} = Y_c \Pi \sqrt{d}$	$Y_c = 1,20$ $\Pi = \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}}$
$v_{\min}$, м/сек	1,88	2,17	2,42	2,65	$v_{\min} = Y_c \Pi \sqrt{d}$	$Y_c = 0,86$ $\gamma_m = 2,60 \text{ т/м}^3$ $\gamma = 1,00 \text{ т/м}^3$

Наименование величины	Диаметр камня d , м				Формула, по которой вычислена величина	Принятое значение коэффициентов, входящих в формулу
	0,15	0,20	0,25	0,30		
$\frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{мин}^2}{2g}$ м	0,21	0,28	0,35	0,42	$\frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{мин}^2}{2g}$	$\varphi = 0,92$
$\frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{макс}^2}{2g}$ м	0,41	0,55	0,68	0,82	$\frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{макс}^2}{2g}$	
$\frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{n^2 v_{макс}^{10/3}}{2g}$ м	0,35	0,46	0,58	0,69	$\frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v_{макс}^2}{2g}$	$\varphi = 1,00$
$n^2 v_{макс}^{10/3}$	0,062	0,099	0,144	0,193	$n^2 v_{макс}^{10/3}$	$n_{н} = 0,05$
$n^2 v_{макс}^{10/3}$	0,252	0,398	0,575	0,776	$n^2 v_{макс}^{10/3}$	$n_{н} = 0,10$

Для стадии схематического проектирования и вариантных сопоставлений различных методов перекрытия нужны упрощенные приемы определения основных объемов наброски из камня различной крупности.

Перейдем к рассмотрению этого вопроса.

22. ПРИБЛИЖЕННОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЕДИНИЧНОГО ОБЪЕМА КАМЕННОЙ НАБРОСКИ РАСПЛАСТАННОГО ПРОФИЛЯ

Некоторые строительства могут располагать относительно дешевым каменным материалом и потому допускать большую распластannость профилей каменной наброски, получающей при этом значительный объем.

В этом случае для первых ориентировочных определений¹ объема Ω каменного материала, который в среднем приходится на 1 пог. м ширины фронта перекрытия, может быть предложен упрощенный приближенный прием [Л.45]. Для сильно распластанного профиля мы вводим логичное допущение, что разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов (перепад z) целиком определяется гидравлическим трением по длине быстотока, т. е.

$$z_{\text{быс}} = z.$$

Соответствующий расчетный профиль отсыпи схематически изображен на рис. 49; он отвечает «третьей конфигурации» по классификации, приведенной на рис. 31 и является, таким образом, промежуточным.

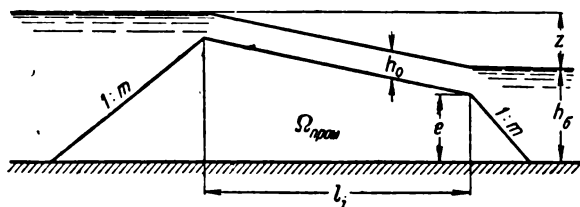


Рис. 49. Расчетная схема для приближенного определения единичного объема наброски, профиль которой отвечает третьей конфигурации.

Из геометрических соображений при коэффициенте откоса m

$$\Omega_{\text{про.м}} = el_i + \frac{zl_i}{2} + m \left[\frac{e^2}{2} + \frac{(e+z)^2}{2} \right],$$

¹ Формулы для детального определения площадей профиля наброски приведены в § 19.

вий та или другая часть единичного объема может иметь относительно большее или меньшее значение. В некоторых случаях величина

$$e = h_{\delta} - h_0 = h_{\delta} - \frac{q}{v_{\max}}$$

в результате подсчета может оказаться равной нулю или даже меньшей нуля. Это указывает на то, что мощный переливающийся через наброску поток создает в русле скорости, превышающие предельное значение $v_{\max}$ для примененного материала. Таким образом, этот материал переводится потоком из невлекомого во влекомое состояние (см. также § 8 и 12). В последнем случае только интенсивность подачи, превышающая транспортирующую способность потока, может привести к отложению подвижной гряды из материала наброски вместо устойчивого банкета. При всем этом поток будет сопрягаться с дном русла путем донного режима сопряжения бьефов. Этот режим, как известно, способствует размыву за наброской, который может нарушить ее устойчивость и увеличить ее объем.

Для некоторых вообще относительно узких интервалов изменения величин, входящих в формулы (94) и (95), могут быть получены упрощенные выражения указанных формул, в том числе и чисто экспериментального характера. Однако применять такого рода зависимости (которых мы здесь не приводим) следует с осторожностью и только в тех случаях, когда рассматриваемый случай достаточно близко отвечает условиям проведенных опытов. В противном случае возможны грубые просчеты.

Сопоставление результатов расчета по формулам с данными опытов приведено на рис. 51. На графике по вертикали отложены опытные единичные объемы наброски, по горизонтали — вычисленные по формулам (94) и (95). Полученные точки группируются вблизи прямой, наклоненной под углом 45° , что подтверждает соответствие ориентировочных расчетов данным опытов; отдельные отклонения достигают 25%, причем данные наиболее крупномасштабных опытов указывают, что расчет содержит в себе некоторый запас. Отметим, что лабораторные опыты были проведены в широком интервале изменения величин: крупность камня 1,4—9,4 см; глубины нижнего бьефа 48—72 см; удельные расходы 227—454 л/сек на 1 пог. м.

Рассмотрим теперь пример расчета $\Omega_{\text{кон}}$ при связи между расходом в проране q и перепадом над наброской z в виде:

$$\frac{z}{z_{\text{макс}}} = 1 - \frac{q}{q_{\text{макс}}}.$$

Пусть при этом максимальные величины z и q имеют значение $z_{\text{макс}} = 1,45$ м, $q_{\text{макс}} = 15$ м²/сек, а бытовая глубина в русле $h_{\delta} = 7$ м.

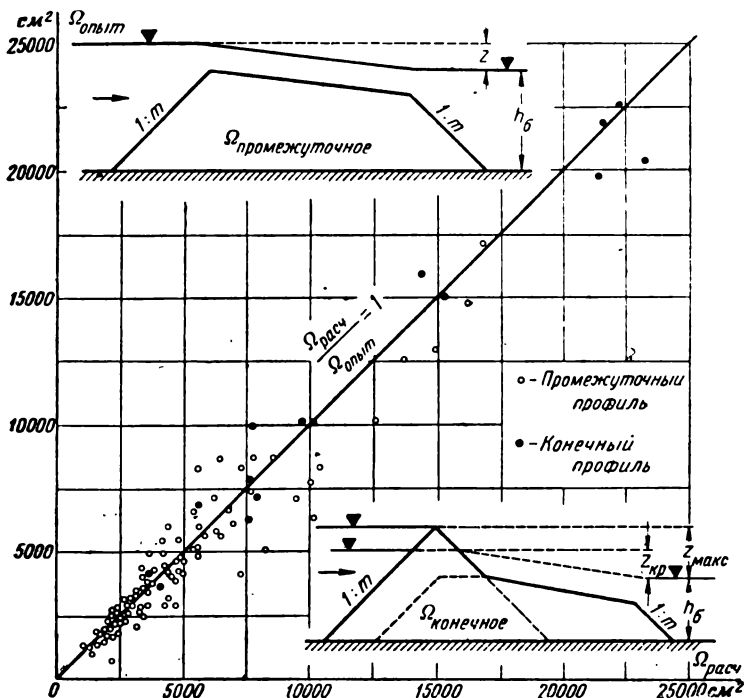


Рис. 51. График связи результатов расчета по формулам (94), (95) и данных опыта.

Используется камень $d = 0,33$ м; для указанного однородного и крупного камня принимаем $m = 1,0$.

По соответствующим зависимостям (стр. 29) определяем:

$$N_{\text{кр}} = 5,4 \frac{m}{\text{сек}} \text{ на } 1 \text{ пог. м; } z_{\text{кр}} = 0,72 \text{ м;}$$

$$v_{\text{макс}} = 1,2 \sqrt{2g \frac{m}{\gamma}} \sqrt{d} = 3,86 \frac{\text{м}}{\text{сек}};$$

$$h_0 = \frac{q_{кр}}{v_{макс}} = \frac{7,5}{3,86} = 1,94 \text{ м}; \quad e = h_0 - h_0 = 7 - 1,94 = 5,06 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} \Omega_{кон} &= \frac{e N_{кр} h_0^{1,3}}{\gamma D} \left(1 + \frac{z_{кр}}{2e} \right) + m (h_0 + z_{макс})^2 = \\ &= \frac{5,06 \cdot 5,4 \cdot 1,94^{1,3}}{1,0 \cdot 0,1^2 \cdot 3,86^3} \left(1 + \frac{0,72}{2 \cdot 5,06} \right) + (7 + 1,45)^2 = 134,3 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

ГЛАВА ШЕСТАЯ

ТУРБУЛЕНТНАЯ ФИЛЬТРАЦИЯ СКВОЗЬ НАБРОСКУ

23. ХАРАКТЕРИСТИКА РЕЖИМОВ ФИЛЬТРАЦИИ СКВОЗЬ МАТЕРИАЛЫ НАБРОСКИ

Основные закономерности, которым по данным опытов многочисленных исследователей подчиняется движение жидкости в пористой среде, следующие:

а) При низких скоростях и малых числах Рейнольдса градиент давления изменяется строго линейно с изменением скорости, т. е.

$$J = \frac{v}{K_A}, \quad (96)$$

где K_A — коэффициент (ламинарной) фильтрации — постоянная величина для данной пористой среды и фильтрующей жидкости.

б) По мере увеличения числа Re выше некоторого предела $Re_{кр}^I$ градиент J начинает возрастать быстрее, чем скорость. Для данного случая основной закон фильтрации может быть выражен в виде:

$$J = Av + Bv^2, \quad (97)$$

или

$$J = Av^n, \quad (98)$$

где n лежит в пределах 1—2.

в) При дальнейшем увеличении числа Re выше некоторого «второго» критического значения $Re_{кр}^{II}$ градиент J изменяется практически пропорционально квадрату скорости v , т. е.

$$J = \frac{v^2}{K^2}, \quad (99)$$

где K — коэффициент турбулентной фильтрации — постоянная величина для данной пористой среды.

В 1912 г. инж. А. А. Краснопольский предложил для расчета фильтрации в трещиноватых породах формулу вида:

$$v = K \sqrt{J}. \quad (100)$$

Это исторически первая аналитическая формулировка основного закона фильтрации для турбулентного режима движения жидкости в пористой среде.

Приведенные выше закономерности движения жидкости в пористой среде принято наглядно иллюстрировать графиками связи между коэффициентом гидравлического сопротивления при фильтрации η_ϕ и числом Рейнольдса Re .

Мы будем исходить из следующего выражения для числа Рейнольдса:

$$Re = \frac{uR}{\nu}, \quad (101)$$

где u — действительная скорость в порах;

R — гидравлический радиус порового канала.

Как известно (например, [Л.11]),

$$R = \frac{md}{6\alpha(1-m)}, \quad (102)$$

где d — диаметр шара, равновеликого по объему частице пористой среды;

α — отношение поверхности частицы к поверхности шара с диаметром d ;

m — пористость среды.

$$u = \frac{v}{m}. \quad (103)$$

Таким образом, получаем:

$$Re = \frac{vd}{\nu 6\alpha(1-m)}. \quad (104)$$

Величина гидравлического сопротивления, как известно, выражается формулой

$$\eta_\phi = \frac{\Delta p}{\Delta L} \cdot \frac{2R}{\rho u^2} = \frac{m^3 d}{\rho 3\alpha(1-m) v^2} \cdot \frac{\Delta p}{\Delta L}. \quad (105)$$

Следует заметить, что введение в качестве линейного параметра гидравлического радиуса порового канала связано с рядом допущений:

а) При этом не учитывается возможное существование в порах мертвых зон и замкнутых течений, уменьшающих «полезный» объем пор и увеличивающих действительные скорости в порах по сравнению с вычисленными по формуле (103).

Как показывают опыты, для зернистых несвязных пористых сред с достаточно большими размерами зерен (галечная или каменная наброска) или большой пористостью (каркасная наброска) относительное уменьшение пор не сказывается сколько-нибудь значительно на величинах гидродинамических характеристик фильтрационного потока.

б) При принятой расчетной схеме форма частиц, составляющих пористую среду, учитывается лишь коэффициентом α , который не характеризует полностью их форму (при одной и той же величине α частица может иметь округленные очертания или острые углы) и не учитывает состояния поверхности этих частиц. Форма частицы и характер ее поверхности, безусловно, существенно влияют на величину коэффициента гидравлического сопротивления η_{ϕ} .

При сравнении в фильтрационном отношении различных материалов наброски, обладающих одинаковой шероховатостью поверхности (например, в случае, когда все элементы — бетонные) и угловатостью формы элементов наброски, гидравлический радиус пористой среды как линейный параметр вполне подходит.

Выше были приведены два «критические» значения числа Рейнольдса; ниже первого из них наблюдается ламинарный, выше второго — турбулентный режимы движения фильтрационного потока. Между этими значениями находится так называемая переходная зона.

Для правильного выбора расчетных зависимостей необходимо установить значение указанных «критических» величин числа Рейнольдса.

Данные по первым критическим числам Рейнольдса $Re_{кр}^I$, т. е. числам, при превышении которых происходит отклонение от первой автомоделльной области, опубликованы многими исследователями.

В табл. 9 приведены некоторые данные с указанием автора исследований и принятой зависимости для числа Re .

Т а б л и ц а 9

Автор исследования	Re	$Re_{кр}^I$
Н. Н. Павловский	$\frac{vd_{\text{эф}}}{v}$ $0,75m + 0,23$	7,5—9,0
В. Н. Шелкачев	$\frac{10}{m^{2,3}} \cdot \frac{v \sqrt{k_0}}{v}$	1—12
М. Д. Миллионщиков	$\frac{v}{v m} \sqrt{\frac{k_0}{m}}$	0,022—0,29
Г. М. Ломизе	$\frac{vd}{v 6(1-m)}$	0,15—1,70
Е. Линдквист	$\frac{vd_{\text{эф}}}{v}$	4
Д. Фенчер, Д. Льюис и К. Бернс	$\frac{vd_{\text{эф}}}{v}$	1—4
Ф. Шаффернак и О. Дахлер	$\frac{vd_{\text{эф}}}{v}$	3—6

П р и м е ч а н и е. В первых четырех формулах характерная скорость принята по зависимости (103).

Переход от ламинарной фильтрации к турбулентной происходит плавно в весьма широком диапазоне чисел Рейнольдса. Второе критическое число Рейнольдса $Re_{кр}^{II}$ соответствует верхнему пределу переходной области.

Получить этот предел на опытной установке, которая должна иметь высокие технические показатели, трудно. Это удалось выполнить только некоторым исследователям; полученные здесь данные имеют первостепенное практическое значение для сильнотрансфирующих пористых сред.

По С. В. Избашу («Основы лабораторно-опытного дела в гидротехнике», Госэнергоиздат, 1938)

$$Re_{кр}^{II} \approx 10\,000,$$

где число Рейнольдса вычислено по формуле

$$Re = \frac{vd}{v}, \quad (106)$$

Принимая за линейный параметр гидравлический радиус, число Рейнольдса определяют из формулы (104). При сред-

ней пористости каменной наброски $m = 0,4$ и коэффициенте формы частиц $\alpha = 1,0$ результаты, полученные С. В. Изба-шем, дают величину

$$Re_{\kappa p}^{II} = \frac{10\,000}{6 \cdot 1,0 (1 - 0,4)} = 2\,780.$$

Этот вывод хорошо согласуется с опытными кривыми, полученными при фильтрации воды в искусственно созданной крупнопористой среде из деревянных клеток [Л.34]. Эти кривые приведены на рис. 52. Здесь значения второго критического числа Рейнольдса, вычисленного по гидравлическому радиусу, оказались равными 2 000—3 000.

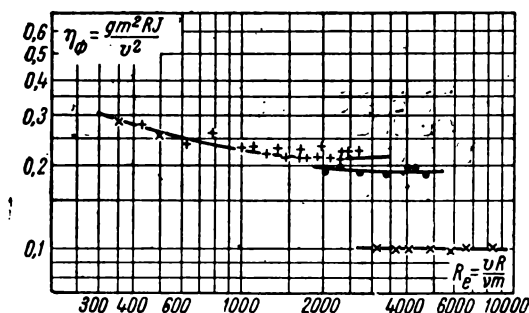


Рис. 52. Кривые связи коэффициента гидравлического сопротивления η_{ϕ} при фильтрации от числа Re . Обозначения;

+ . . . пористость $m = 0,767$, коэффициент фильтрации $K = 43,5$ см/сек; $m = 0,840$, $K = 61,4$ см/сек;
x $m = 0,892$, $K = 106,4$ см/сек

В каркасной наброске, выполненной из сборных железобетонных каркасных конструкций (рис. 24) в масштабе 1 : 25, вторая автомобильная область фильтрации достигается уже при скорости фильтрации

$$v = \frac{Re_{\kappa p}^{II} \cdot v_{6\alpha} (1 - m)}{d} = \frac{2\,500 \cdot 0,01 \cdot 6 \cdot 2,6 \cdot 0,2}{4,3} = 18 \text{ см/сек.}$$

Такая скорость получается (при $K = 64$ см/сек) уже при градиенте

$$J = \left(\frac{v}{K} \right)^2 = \left(\frac{18}{64} \right)^2 = 0,08.$$

Следовательно, даже в условиях лабораторных опытов по преграждению русла каркасной наброской в большинстве случаев в теле наброски имеет место турбулентная фильтрация ($J_{\phi} \approx 0,10$). Тем самым оправдывается применение принципов гравитационного моделирования для пересчета опытных данных на натуру.

24. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ТУРБУЛЕНТНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ КРУПНОПОРИСТЫХ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

Определение скорости фильтрации, необходимое для оценки пропускной способности наброски на фильтрацию, производится, исходя из основного закона фильтрации, который дает связь скорости фильтрации с градиентом давления или гидравлическим уклоном и характеристиками структуры пористой среды.

В данном изложении мы ограничиваемся рассмотрением этого основного закона в виде степенной функции

$$J = Av^n. \quad (107)$$

Для второй автомобильной области эта формула, как известно, переписывается в виде:

$$v = K \sqrt{J}. \quad (100)$$

Используя метод размерностей, С. В. Избаш в 1931 г. [Л.1] получил зависимость, названную им «обобщенной формулой Шези», в виде:

$$\frac{p}{l\gamma} = J = \frac{A}{g} v^{2-n} m^{-n} d^{n-3} v^n, \quad (108)$$

где p — потеря давления на длине участка l ;
 γ — объемный вес жидкости;
 J — гидравлический уклон;
 v — кинематический коэффициент вязкости;
 m — пористость среды;
 d — диаметр элементов пористой среды, приведенный к шару;
 v — скорость фильтрации;
 n — показатель степени в формуле (107);
 A — безразмерный коэффициент, зависящий в общем случае от:

1) структуры пористой среды;

- 2) формы и шероховатости обтекаемых элементов среды;
- 3) числа Рейнольдса.

Отсюда скорость v выражается формулой

$$v = \sqrt[n]{\frac{g}{A}} m \sqrt[n]{\frac{d^{3-n} J}{v^{n-2}}}. \quad (109)$$

В таком общем виде формула (109) пригодна для расчетов равномерного движения любой жидкости в среде с любой проницаемостью и при всяком режиме движения. При ламинарном движении жидкости в среде $n = 1,0$ и формула получает вид:

$$v = \frac{g m d^2 J}{A v}. \quad (110)$$

Для турбулентного режима движения жидкости в среде $n = 2,0$ и

$$v = \sqrt{\frac{g}{A}} m \sqrt{d J}. \quad (111)$$

Обозначая здесь

$$\sqrt{\frac{g}{A}} = C_\phi,$$

получаем:

$$v = C_\phi m \sqrt{d J}. \quad (112)$$

Для определения коэффициента C_ϕ , названного С. В. Избашем «обобщенным коэффициентом Шези», были использованы проведенные им опыты по фильтрации в крупнозернистом материале [Л.1].

Для каменного материала округленной формы с пористостью в наброске $m = 0,40$ в интервале изменений диаметров фракций, приведенных к шару,

$$1,0 \text{ см} < d < 5,75 \text{ см}$$

и в интервале изменений градиентов

$$0,1 < J < 1,0;$$

для коэффициента C_ϕ получена формула вида:

$$C_\phi = 20 - \frac{14}{d} \quad (113)$$

(для размеров в сантиметрах).

Для увеличения приведенного диапазона применения формул (112) и (113) М. Ф. Срибным [Л.3] были поставлены специальные опыты на экспериментальной установке НКПС в Малаховке. Опыты проводились с рваным камнем с $d_1 = 11,3$ см и $d_2 = 26,2$ см (пористость наброски была соответственно $m_1 = 0,55$ и $m_2 = 0,50$) при безнапорном неравномерном движении фильтрационного потока.

Результаты этих опытов и опыта проф. Н. П. Пузыревского [Л.4] (с кирпичным щебнем с $d = 5,94$ см) $m = 0,49$ и $K = 21,2$ см/сек хорошо совпадают с вычисленными по формуле С. В. Избаша значениями.

На основе такого сопоставления М. Ф. Срибный счел возможным рекомендовать формулы (112) и (113) для проведения практических расчетов. Для облегчения расчетов им по формуле С. В. Избаша составлена таблица применительно к пористости каменной наброски 0,40; 0,45 и 0,50 в диапазоне диаметров фракций 5—50 см. Эта таблица приводится в учебных пособиях [Л.12] и руководствах (см., например, «Справочник по малым мостам и трубам», изд. 1953 и 1955 гг.), однако без ссылки на то, что таблица М. Ф. Срибного составлена по формуле С. В. Избаша.

Для щебня угловатой формы небольшой крупности (до 5 см) величина коэффициента C_ϕ , по данным опытов, получается несколько большей, чем вычисленная по формуле (113). Используя данные опытов П. И. Гордиенко [Л.23] и М. Ф. Срибного [Л.3], можно предложить следующую ориентировочную зависимость для оценки коэффициента C_ϕ при мелких фракциях угловатой формы, приведенных к шару (для размеров в сантиметрах):

$$C_\phi = 20 - \frac{5}{d}. \quad (113')$$

Что касается наброски из других материалов, кроме камня округленной формы (бетонные массивы, каркасы), то формула (112) при определении коэффициента C_ϕ из формулы (113), естественно, дает весьма большие отклонения в сторону уменьшения (в случае пористой среды из бетонных кубов — около 25%, в случае крупнопористой среды из каркасов ~ 50—60%).

В настоящее время для таких сред коэффициент турбулентной фильтрации следует определять опытным путем (соответствующим образом моделируя наброску из массивов или каркасов).

Некоторые исследования фильтрационной способности каркасной и массивовой набросок были выполнены в МЭИ.

Для сравнения разных материалов в отношении пропускной способности на фильтрацию приведем для них значения коэффициентов турбулентной фильтрации K см/сек (табл. 10).

Таблица 10

А. Коэффициенты турбулентной фильтрации для набросок

Тип материала	Вес элемента наброски, кг									
	1,36	10,5	80	160	500	1 000	3 000	5 000	10 000	
	<i>d, см</i>									
	10	20	40	50	75	90	130	160	200	
Камень, $m=0,4$	23,5	34,5	50	57	69					
Бетонные кубы, $m=0,475$			61	68	83	93	110	120	136	
Бетонные тетраэдры, $m=0,50$				76	93	100	120	140	150	
Железобетонные каркасы (рис. 24, тип 4), $m=0,80$				200	250	280	330	360	410	

Б. Решетчатые конструкции

Наименование конструкций и отношение толщины δ бруса к величине просвета e между брусками	Коэффициент сопротивления ζ_j (округленно)	
	при прямоугольных брусках	при скругленных бревнах
Решетчатая переборка с просветами, равными половине толщины бруса $\left(\frac{\delta}{e} = 2\right)$	12	10
Решетчатая переборка с просветами, равными толщине бруса (сквозная рубка $\frac{\delta}{e} = 1$)	6	5,00
Решетчатая переборка с просветами, равными двойной толщине бруса $\left(\frac{\delta}{e} = \frac{1}{2}\right)$	3	2,75
Решетчатая переборка с просветами, равными утроенной толщине бруса $\left(\frac{\delta}{e} = \frac{1}{3}\right)$	2	1,85

Связь коэффициента турбулентной фильтрации с пористостью наброски иллюстрируется графиком (рис. 53 а).

В заключение отметим, что коэффициент турбулентной фильтрации является практически одинаковым для равномерной и безнапорной неравномерной фильтрации [Л.34].

Особо следует рассматривать случай, когда поток проходит через систему решетчатых конструкций (рис. 536),

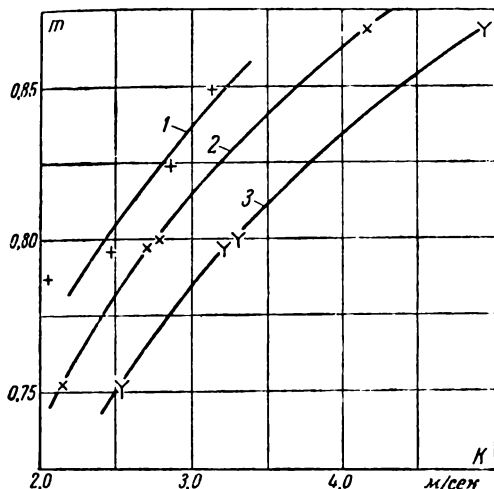


Рис. 53а. Связь коэффициента турбулентной фильтрации с пористостью наброски.

1 — каркасы типов 1 и 2 весом 1,7 т; $K_{cp} = 2,8 \text{ м/сек}$;
2 — „малые“ каркасы типа 4 весом 1,5 т; $K_{cp} = 3,2 \text{ м/сек}$;
3 — „большие“ каркасы типа 4 весом 4,2 т; $K_{cp} = 3,8 \text{ м/сек}$.

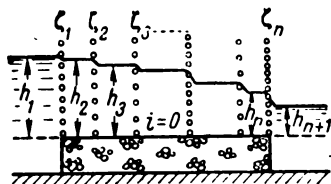


Рис. 536. К расчету системы решетчатых конструкций.

например, через переборки частично загруженного камнем ряжа, срубленного с просветами. Не останавливаясь здесь подробно на вопросах гидравлики ряжей ([Л.9], гл. 5), отметим только, что удельный расход на 1 пог. м фронта гидравлически затопленной со стороны нижнего бьефа системы решетчатых конструкций может быть (при пренебрежении изменением скоростного напора) выражен формулой

$$q_i = \sqrt{\frac{2g(h_1^3 - h_{n+1}^3)}{3\Sigma_{i,j}}},$$

где $\Sigma_{i,j}$ — сумма коэффициентов сопротивления системы решетчатых конструкций; прочие обозначения ясны из рис. 536.

Значения коэффициентов сопротивления ζ_j нормальной к потоку решетчатой переборки ряжа с учетом продольных по течению стенок сквозного ряжа и тормозящего влияния дна клеток ряжей приведены в нижней части табл. 10.

25. ФИЛЬТРАЦИЯ СКВОЗЬ ЗАТОПЛЕННУЮ НАБРОСКУ ТРЕУГОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

Для гидравлической оценки процесса перекрытия, особенно в случае крупнопористых материалов, надо уметь оценивать величины фильтрационных расходов сквозь тело наброски в различных ста-

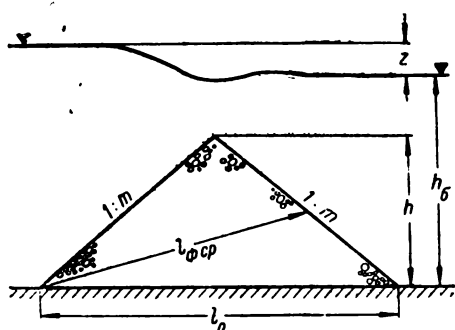


Рис. 54. Расчетная схема для ориентировочной оценки фильтрации.

дних ее роста. Как уже отмечалось, наиболее экономной по расходу материала является наброска треугольного очертания. Как показывает лабораторный и строительный опыт, наброска из крупного камня, массивов и каркасов во многих практических случаях приближается к треугольному очертанию. Поэтому здесь рассмотрим

только случай треугольного очертания наброски. Наброска принимается при этом однородной в смысле ее фильтрационных свойств.

С. В. Избашем в качестве первого приближения дана [Л.2] расчетная схема (плоская задача для расчета фильтрационного расхода через каменную наброску при первой конфигурации наброска треугольного очертания) (рис. 54). По этой схеме величина удельного фильтрационного расхода определяется формулой

$$q_{\phi} = v_{\phi} h = hK \sqrt{\frac{z}{l_{\phi}}}. \quad (114)$$

Однако сравнение опытных данных с результатами расчета по формуле (114) показывает, что в действительности фильтрационные расходы могут быть больше вычисленных. В формуле фигурируют средние величины и не учтена усиленная фильтрация через оголовск профиля, составляющая иногда до 70 % всего фильтрационного расхода.

Таблица 11

Материалы наброски	Диаметр, приведенный к шару	Пористость наброски
Камень	1,59 см	0,434
»	2,33 »	0,418
»	3,48 »	0,473
Каркасы типов 1 и 2 (рис. 23)	3,70 »	0,796

Перепады давлений между верхним бьефом и точками на откосах наброски определялись с помощью подвижной гидростатической трубки и дифференциального манометра (рис. 56).

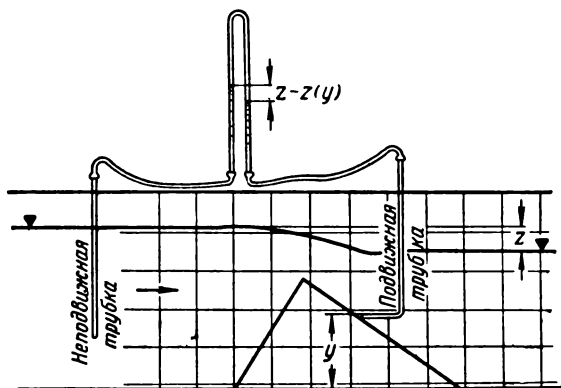


Рис. 56. Схема опытного определения распределения давления на откосах отсыпи.

Расположение линий токов в теле наброски было определено путем выпуска краски в отдельных точках верхового откоса, зарисовки полученных линий на стекле лотка и последующей фотофиксации полученной картины.

Как было установлено в результате проведения многих опытов, максимальные скорости над гребнем наброски наблюдаются при переходе водослива из затопленного в незатопленное состояние. Этот момент является наиболее трудным в процессе формирования в потоке отсыпи треугольного профиля. Из опытов по определению распределения давле-

ния на откосах наброски попутно удалось выяснить и эту сторону вопроса. Соответствующие данные приведены в § 2 при рассмотрении вопроса об активности преграждаемого потока.

Опыты по определению распределения давления на откосах отсыпи были обработаны в безразмерных координатах и приведены на графике на рис. 57.

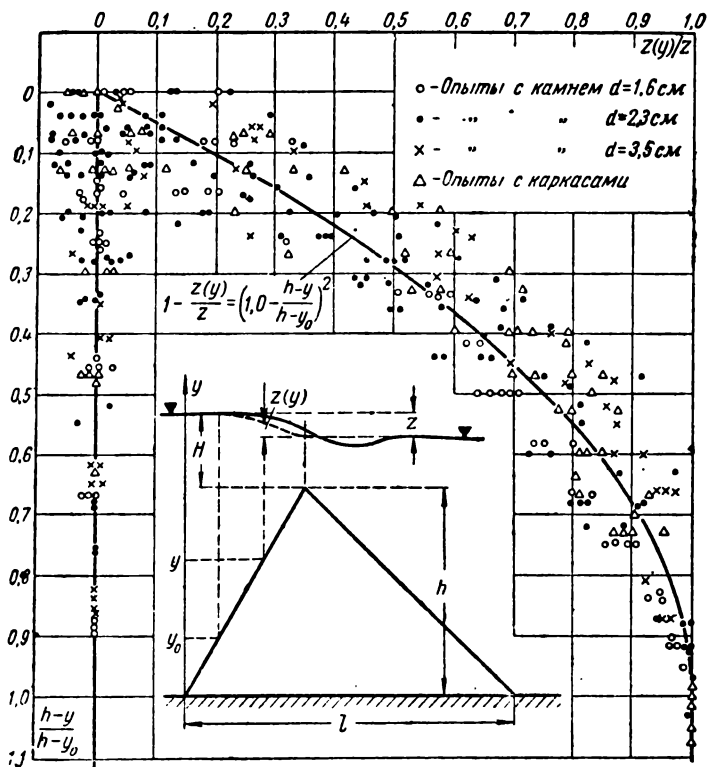


Рис. 57. Распределение давления на откосах затопленной отсыпи.

Для затопленного состояния водослива ($z < 0,5H$) данные опытов обработаны в координатах

$$\frac{z(y)}{z} = f\left(\frac{h-y_0}{h-y}\right),$$

где $z(y)$ — разность между пьезометрическими отметками в данной точке и нижнем бьефе;

y — переменная ордината для точек на откосах.

Прочие обозначения ясны из схемы, приведенной на рис. 57.

Все опытные точки легли около одной линии, которая в своей криволинейной части описывается формулой

$$1 - \frac{z(y)}{z} = \left(1 - \frac{h-y}{h-y_0}\right)^2$$

или

$$z(y) = z \left[1 - \left(\frac{y-y_0}{h-y_0} \right)^2 \right]. \quad (117)$$

Как видно из графика на рис. 57, распределение давле-

ния на верховом откосе не является гидростатическим. Уменьшение давления по сравнению с гидростатическим начинается с некоторой ординаты y_0 . Часть отсыпи, расположенная выше ординаты y_0 , названа С. В. Избашем «гидродинамическим оголовком» наброски [Л.9].

Низовой откос наброски является линией равного напора.

На основе опытных данных построен график (рис. 58)

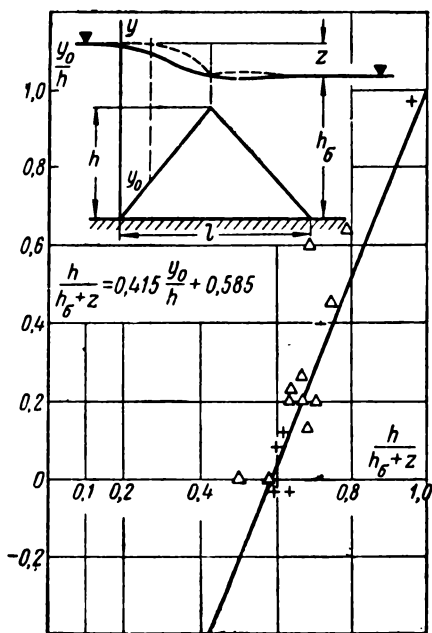


Рис. 58. К определению размеров гидродинамического оголовка.

При $\frac{h}{h_\delta + z} > 0,5$ опытные точки ложатся около прямой

$$\frac{h}{h_\delta + z} = 0,415 \frac{y_0}{h} + 0,585,$$

откуда

$$y_0 = \frac{h}{0,415} \left(\frac{h}{h_\delta + z} - 0,585 \right). \quad (118)$$

(где h_δ — глубина Н.Б.; h — высота отсыпи), на основе которого можно определить величину y_0 .

Обработка фотодокументов, полученных в результате опытов по определению расположения линий токов, производилась в безразмерных координатах $\frac{y}{h}$ и $\frac{l_{\phi}(y)}{l}$ (рис. 59).

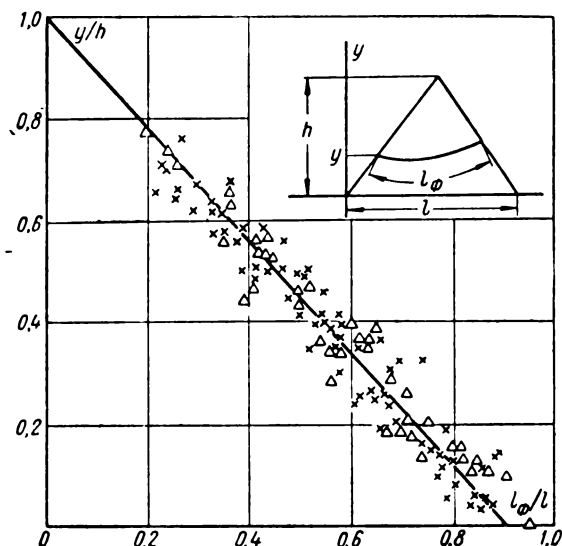


Рис. 59. Результаты опытов по определению длины линии фильтрационных токов.

Опытные точки ложатся около прямой

$$\frac{y}{h} = 1,0 - \frac{l_{\phi}(y)}{0,9l},$$

откуда

$$l_{\phi}(y) = 0,9l \frac{h-y}{h}. \quad (119)$$

Конечной целью расчета пропускной способности отсыпи на фильтрацию является получение кривой изменения величины расхода поверхностного потока с ростом отсыпи и перепада над ней. На основе этого мы имеем возможность определить величину критической удельной мощности преграждаемого банкетом потока.

Поэтому достаточно иметь зависимость для определения пропускной способности отсыпи на фильтрацию в следующем диапазоне изменений высоты наброски h : от величины $0,585(h_0 + z)$ (при этом $y_0 = 0$) до высоты, при которой

происходит переход водослива из затопленного состояния в незатопленное (как указывалось, в этот момент скорости над наброской достигают своего максимума).

Перейдем теперь к выводу указанной зависимости.

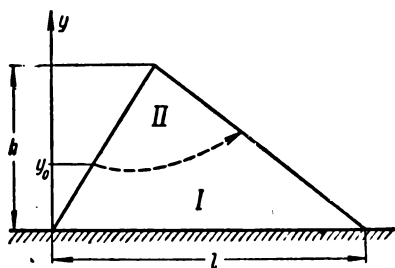


Рис. 60. Разбивка треугольного профиля на фрагменты

Учитывая наличие на верховом откосе отсыпи участка с гидростатическим распределением давления, расчетный профиль рационально разделить на два фрагмента, рассматривая их отдельно (рис. 60).

Для первого фрагмента формула (116) переписывается в виде:

$$dq_{\phi I} = K \sqrt{\frac{zh}{0,9l(h-y)}} dy.$$

Интегрируя в пределах $0 < y < y_0$, получаем:

$$q_{\phi I} = 2K \sqrt{\frac{zh}{0,9l}} (\sqrt{h} - \sqrt{h-y_0}). \quad (120)$$

Для второго фрагмента соответственно

$$dq_{\phi II} = K \sqrt{\frac{zh \left[1 - \left(\frac{y-y_0}{h-y_0} \right)^2 \right]}{0,9l(h-y)}} dy;$$

интегрируя в пределах $y_0 < y < h$, получаем:

$$q_{\phi II} = \frac{2}{3} (2\sqrt{2}-1) K \sqrt{\frac{zh}{0,9l}} \sqrt{h-y_0}. \quad (121)$$

Полный фильтрационный расход через наброску треугольного очертания определяется формулой

$$q_{\phi} = q_{\phi I} + q_{\phi II} = 2K \sqrt{\frac{zh}{0,9l}} (\sqrt{h} - 0,39 \sqrt{h-y_0}). \quad (122)$$

Сопоставление расчетных зависимостей (114) и (122) с опытными данными произведено в виде графика роста перепада над наброской в связи с повышением гребня отсыпи (рис. 61). График составлен применительно к расчетным условиям перекрытия русла Волги при строительстве Волжской ГЭС.

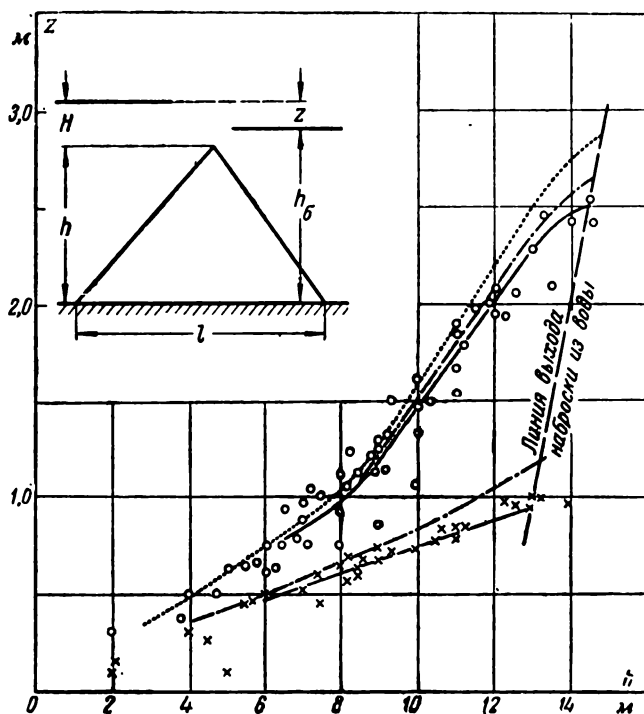


Рис. 61. Сопоставление опытных и расчетных данных по фильтрационной способности треугольного профиля.

Расчетные кривые: без учета фильтрации ; с учетом фильтрации по формуле (122) ————— ; по формуле (114) - - - - - ; каменная наброска, $K = 0,39$ м, сек; каркасная наброска, $K = 3,2$ м, сек.

Из приведенного сопоставления можно сделать следующие выводы:

1. Неучет фильтрации, равно как и пользование формулой (114), дает в расчетах для заданного h некоторое отклонение от опытных величин z , тем большее, чем больше

значение коэффициента фильтрации наброски и (ср. кривые для каменной и каркасной набросок) чем ближе наброска к выходу из воды.

2. Результаты расчета по предлагаемой зависимости (122) ближе всего согласуются с опытными данными; зависимость (114) несколько преуменьшает величину фильтрационных расходов.

3. В случае каменной наброски, коэффициент фильтрации которой относительно незначителен, учет фильтрации не ведет к большим погрешностям.

26. ФИЛЬТРАЦИЯ СКВОЗЬ НАБРОСКУ ТРЕУГОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ, ВЫШЕДШУЮ ИЗ ВОДЫ

Перекрытие русла реки можно считать завершенным, когда гребень наброски покажется из воды. Дальнейшее поднятие гребня отсыпи до нужных отметок уже не представляет затруднений.

Для определения перепада, при котором (при заданных условиях перекрытия) наброска выходит из воды, нужно знать и величину фильтрационного расхода сквозь тело наброски в этот момент.

Здесь мы имеем дело с безнапорной неравномерной турбулентной фильтрацией. Подобная задача применительно к фильтрующим дамбам была решена многими исследователями [Л.3, 4 и 12]. Однако при выводе ими расчетных зависимостей верховой и низовой откосы большей частью принимаются вертикальными (за длину пути фильтрации принимается ширина дамбы по дну). Таким образом, в случае прямоугольного русла и горизонтального расположения водопора ими получены формулы вида:

$$l_1 = \frac{K^2}{3q^2} (h_1^3 - h_2^3), \quad (123)$$

где l_1 — ширина дамбы по дну;
 h_1 и h_2 — глубины воды перед и за дамбой.

При расчете фильтрующих дамб такое допущение не приводит к большим погрешностям, так как величина l_1 обычно значительно превышает величины глубин ($l_1 \gg h$). В нашем

же случае $l_1 \approx h$ и неточность от указанного выше упрощенного приема будет значительной.

Применяемая нами расчетная схема приведена на рис. 62. Расчетный профиль разделен на два фрагмента горизонтальной линией на отметке нижнего бьефа.

При расчете фильтрации через первый фрагмент действительные линии токов заменены горизонтальными прямыми длиной $l_\phi(y)$, а откосы наброски приняты за линии равных напоров. Тогда выражение для $q_{\phi 1}$ напишется в виде:

$$q_{\phi 1} = K \int_0^{h_\delta} \frac{dy}{\sqrt{l_\phi(y)}}. \quad (124)$$

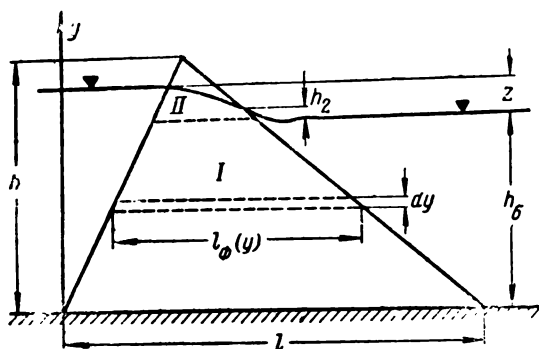


Рис. 62. Расчетная схема для треугольного профиля наброски, вышедшей из воды.

Учитывая, что

$$l_\phi(y) = \frac{l}{h} (h - y), \quad (125)$$

и интегрируя, получаем:

$$q_{\phi 1} = 2K \sqrt{\frac{hz}{l}} (\sqrt{h} - \sqrt{h - h_\delta}). \quad (126)$$

Для второго фрагмента принимаем за основу формулу (123). Обозначая соответственно $h_1 = z$ и $l_1 = \frac{l}{h} (h - h_\delta - h_2)$, получаем:

$$q_{\phi II} = K \sqrt{\frac{h}{l}} \sqrt{\frac{z^3 - h_2^3}{3(h - h_\phi - h_2)}}. \quad (127)$$

Для всего фильтрационного расхода имеем:

$$q_\phi = K \sqrt{\frac{h}{l}} \left[2 \sqrt{hz} - 2 \sqrt{z(h - h_\phi)} + \sqrt{\frac{z^3 - h_2^3}{3(h - h_\phi - h_2)}} \right]. \quad (128)$$

В расчетах величиной h_2 как малой в сравнении с величиной z или h_ϕ обычно можно пренебрегать. Тогда зависимость (128) получает несколько упрощенный вид:

$$q_\phi = K \sqrt{\frac{h}{l}} \left[2 \sqrt{hz} - 2 \sqrt{z(h - h_\phi)} + \sqrt{\frac{z^3}{3(h - h_\phi)}} \right]. \quad (129)$$

Для сопоставления полученной формулы с данными опытов величину

$$\frac{2 \sqrt{z(h - h_\phi)} - \sqrt{\frac{z^3}{3(h - h_\phi)}}}{h - h_\phi} = M$$

обозначим как функцию величины $\frac{z}{(h - h_\phi)}$.

При обозначении

$$\frac{z}{h - h_\phi} = n$$

величина M может быть записана в виде:

$$M = 2 \sqrt{n} - \sqrt{\frac{n^3}{3}}. \quad (130)$$

На графике $M = f(n)$ (рис. 63) проведена кривая, отвечающая формуле (120), и нанесены соответствующие опытные точки. Приведенная кривая хорошо совпадает с опытными данными.

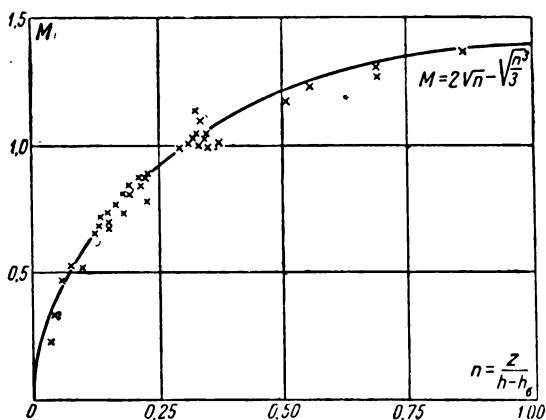


Рис. 63. Сопоставление расчетных и опытных данных по фильтрации через наброску, вышедшую из воды.

В момент выхода наброски из воды $h = h_0 + z$, и формула (129), принимает вид:

$$q_{\phi} = K \sqrt{\frac{h}{l}} \left[2 \sqrt{hz} - \left(2 - \frac{1}{\sqrt{3}} \right) z \right].$$

Этой формулой в виде:

$$q_{\phi} = 2K \sqrt{\frac{h}{l}} (\sqrt{hz} - 0,71z) \quad (131)$$

и будем пользоваться в дальнейшем.

ГЛАВА СЕДЬМАЯ

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ КАРКАСНОЙ НАБРОСКИ

27. РАЗЛИЧНЫЕ СПОСОБЫ КАРКАСНОЙ НАБРОСКИ

Сущность метода каркасной наброски изложена в § 14. Расчет фильтрации через нее в § 25 и 26. Здесь мы остановимся на возможных методах ее выполнения, гидравличе-

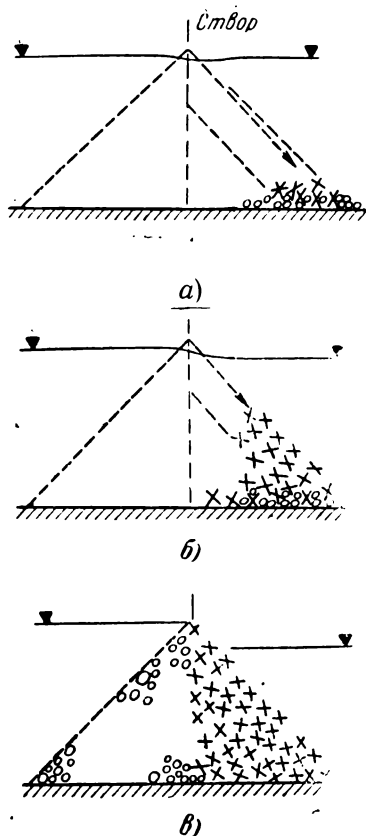


Рис. 64. Этапы роста каркасно-каменной наброски (способ I).

так, что верхние их отростки остаются свободными (рис. 64,а). Далее производится наброска только каркасов равномерно по всему фронту¹.

Каркасная наброска формируется при этом в виде наклонной в сторону верхнего бьефа стенки (рис. 64,б), верхняя часть которой частично отделяется и, падая, заполняет пазуху под стенкой со стороны верхнего бьефа (рис. 64,в), создавая тем самым для наброски широкое основание. Наброска

ской оценке переливающегося потока и устойчивости каркасной наброски в целом.

В ходе разработки вопросов перекрытия русла Волги в створе Волжской ГЭС в гидравлической лаборатории МЭИ были намечены, проверены опытами и сравнены пять следующих ниже способов применения каркасной наброски.

Способ I. Последовательная каркасно-каменная наброска с одного створа (сначала набрасываются каркасы, затем — камень)

В створе перекрытия на дно русла предварительно набрасывается каменная подготовка — защитный слой.

Высота первоначального высотного стеснения определяется из условия, чтобы скорости в проране не превышали предельных значений для выбранного типа каркаса.

Достаточная ширина каменно-набросной подготовки может быть принята примерно равной трем глубинам потока над ней.

Теперь можно начать производить наброску каркасов. Первые их ярусы загружают камнем

¹ Если каркасы выбраны с большим запасом сопротивляемости, то можно допустить значительную неравномерность в их наброске по фронту.

каркасов продолжается до выхода отсыпи (уже примерно треугольного профиля) из воды (рис. 64, в).

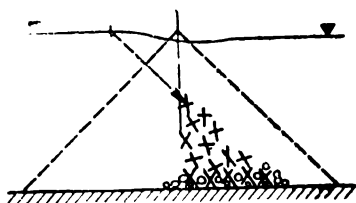
В последующем верховой откос наброски загружают камнем.

При этом поры между каркасами тоже хорошо заполняются камнем.

С п о с о б II. Последовательная каркасно-каменная наброска с двух створов

После загрузки первых рядов каркасов камнем наброска каркасов продолжается вплоть до достижения гребнем отсыпи примерно двух третей глубины потока (рис. 65, а).

Дальнейшая наброска производится со второго створа (например, с очередной линии канатной дороги) до выхода наброски из воды (рис. 65). Затем перекрытие завершается путем загрузки верхового откоса каркасной наброски камнем.



а)

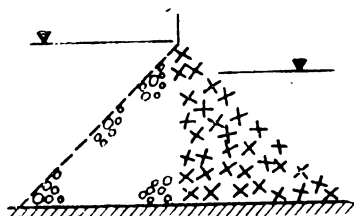
С п о с о б III. Последовательная каменно-каркасно-каменная наброска (сначала камень, затем каркасы и, наконец, опять камень) с одного створа

Перекрытие начинают с наброски камня и доводят ее до предела сохранения отсыпью треугольного профиля (рис. 66).

Теперь рационально осуществить переход к наброске каркасов. Поток сносит их на низовой откос каменной отсыпи, создавая тем самым наклонную постель из каркасов. Опираясь друг на друга, каркасы образуют слой, поднимающийся над гребнем отсыпи (рис. 66). После выхода гребня каркасной отсыпи из воды перекрытие завершают наброской камня.

Возможен частный случай, когда критические параметры потока отвечают относительно небольшим глубинам над гребнем наброски.

Рациональный момент перехода от наброски камня к наброске каркасов может быть определен в этом случае, исходя из условия, чтобы скорости над гребнем отсыпи были меньше предельных для частично выходящих из воды каркасов (при



б)

Рис. 65. Этапы роста каркасно-каменной наброски (способ II).

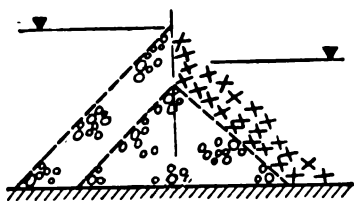


Рис. 66. Каменно-каркасно-каменная наброска (способ III).

первой их наброске), достаточно большого веса и высотных размеров (рис. 67). При такой схеме может быть допущен некоторый разнос отсыпи камня (рис. 67) перед переходом к наброске каркасов. При этом число требуемых каркасов весьма невелико, хотя размеры их должны быть довольно значительными, а материалом может служить и металл.

Набрасываемые порции камня задерживаются на гребне отсыпи каркасами. Разнос отсыпи камня вниз по течению тем самым прекращен; отсыпь выходит из воды. Суммарный объем наброски окажется меньшим, чем при выполнении перекрытия только каменной наброской (рис. 67, пунктирная линия).

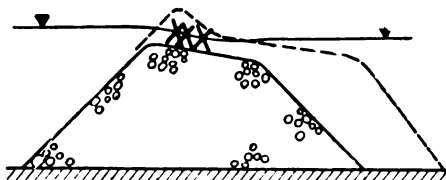


Рис. 67. Схема наброски каркасов, частично выходящих из воды

Способы IV и V. Созместная наброска каркасов и камня с одного или двух створов

Наброска каркасов и камня осуществляется одновременно.

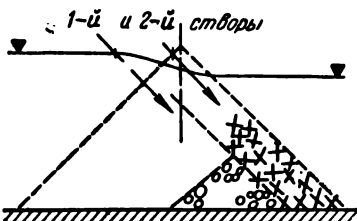


Рис. 68. Совместная наброска каркасов и камня (способы IV и V).

Каркасы образуют на низовом откосе отсыпи защитный слой (рис. 68), предотвращающий разнос камня.

Неблагоприятной особенностью наброски с одного створа в данном способе является трудно устранимая в производственных условиях опасность избыточной загрузки каркасов камнем. В этом

случае новые порции набрасываемых каркасов уже не имеют возможности сцепляться с ранее набросанными, и поэтому эти порции легко сносятся в нижний бьеф.

Наброска с двух створов дает гораздо лучшие результаты. Здесь створ наброски камня расположен выше по течению створа наброски каркасов (створ 1, рис. 68). Расстояние между створами зависит от применяемого вида и размеров каркасов, а также от формы, удельного веса и размеров набрасываемого камня. В опытах расстояния между створами были 1 м и более.

Для предотвращения чрезмерной загрузки камнем каркасной верхушки отсыпи следует выдерживать некоторое опреде-

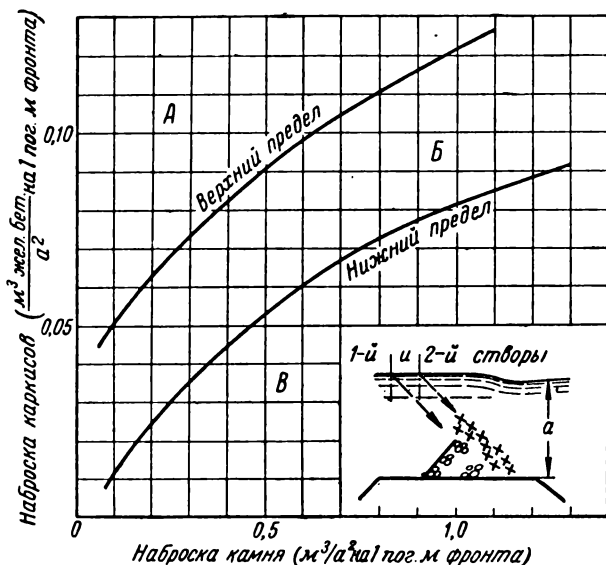


Рис. 69. График оптимальных отношений удельных объемов камня и каркасов при их совместной наброске.

А—область применения 1 способа; Б—область рационального соотношения для V способа; В—область применения III способа.

ленное соотношение между набрасываемыми объемами железобетона и камня. На основе опытов составлен график их оптимальных соотношений (рис. 69). На графике указаны верхний и нижний пределы применения описываемого метода. Пересекая нижнюю границу, мы переходим в область применения способа каменно-каркасно-каменной наброски (способ III); пересекая верхнюю границу, переходим в область применения каркасно-каменной наброски с одного створа (способ I).

Переходим к сравнению описанных методов с учетом гидравлических, статических и экономических соображений, а также простоты производства работ.

В гидравлическом отношении благоприятными являются способы, при которых в наибольшей степени используется значительная фильтрационная водопрopusкная способность каркасной наброски. За счет этого существенно уменьшается переливающаяся часть расхода, входящая в критическую величину удельной мощности.

Исходя из сказанного, наилучшим является способ последовательной (раздельной) каркасно-каменной (сначала каркасы, а после выхода их из воды — камень) наброски с одного или двух створов.

Необходимо отметить следующие обстоятельства, связанные с указанным способом. Заполнение каркасов можно производить материалом как невлекомой, так и влекомой потоком (фильтрующимся сквозь каркасы) крупности. В последнем случае нужно обеспечить достаточную интенсивность подачи материала-заполнителя в поры каркасной наброски, с тем чтобы имела место нагрузка фильтрационного потока грунтом сверх его транспортирующей способности. При интенсивном заполнении тела каркасной наброски границаемость последней быстро уменьшается и возникший при этом резкий подъем горизонта верхнего бьефа может быть использован и в целях аккумуляции перекрываемого потока в верхнем бьефе.

При осуществлении этого способа наброски с одного створа (способ I) в опытах отмечены периодические и закономерные частичные (как по высоте, так и по фронту) выпадения (со стороны верхнего бьефа) отдельных групп каркасов с верхушки к основанию каркасной стенки, наклоненной в сторону верхнего бьефа.

В случае, если понижение гребня отсыпи произойдет одновременно по всему фронту, это может вызвать некоторое понижение достигнутой ранее величины перепада и сработку некоторого объема верхнего бьефа.

Рост отсыпи в виде наклоненной в сторону верхнего бьефа стенки объясняется хорошей сцепляемостью каркасов между собой. Это же свойство позволяет легко ликвидировать возможные неровности в отметках гребня отсыпи.

Представляется возможным найти такое распределение наброски по фронту, которое позволяет довести колебания перепадов до практически неощутимых размеров. Можно даже,

грубо разметив места сброса каркасов, провести наброску участками с промежутками по фронту, примерно равными глубине потока, с последующим заполнением каркасами оставленных пониженных участков гребня. В этом случае частичные выпадения каркасов в сторону верхнего бьефа не могут вызвать нежелательных гидравлических явлений для фронта перекрытия в целом.

Для выяснения принципиальной возможности применения указанной разновидности I способа с наброской каркасов на отдельных участках фронта были поставлены специальные опыты в масштабе 1 : 25.

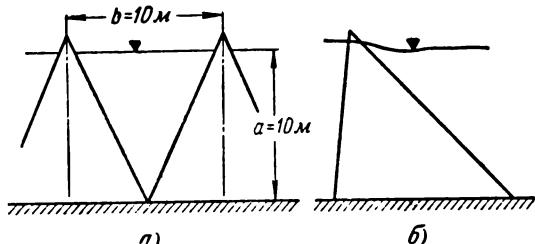


Рис. 70. Схема каркасной наброски, производимой по I способу с промежутками по фронту.

Ширина лотка составляла в пересчете на натуру 12,5 м. Наброска каркасов производилась либо из точки в середине лотка, либо из двух точек около стенок лотка (расстояние между точками наброски составляло в этом случае 10 м). В потоке образовались каркасные конусы, которые при формировании проходили все свойственные I способу этапы. После выхода вершечек конусов из воды каркасные конусы получают широкие основания и являются весьма устойчивыми (рис. 70). Оставленный между каркасными конусами промежуток весьма легко перекрывается каркасами.

Перекрытие оставленных пониженных участков гребня следует начинать с двух сторон постепенно, по мере выхода наброски из воды, приближаясь к середине участков понижения гребня.

Разумеется, при таком способе производства работ несколько ухудшаются гидравлические условия перекрытия; поток стремится в отверстие между каркасными конусами. Это обстоятельство должно быть учтено при выборе типа и веса каркасных конструкций. Учет неравномерности потока по фронту может быть произведен аналогично описанному в § 4.

В производственном отношении наиболее простыми являются способы I и III. Последовательно набрасывают либо только каркасы, либо только камень. Контроль за ходом работ несложен. Определять моменты перехода от наброски одного вида материала к наброске другого вида нетрудно, особенно для I способа.

II способ требует одного перехода к новому створу вниз по течению, что может оказаться трудным для строителей (хотя возможно использование различных сторон моста или разных линий канатной дороги).

При выполнении перекрытия по IV или V способу следует вести строгий учет всех набрасываемых материалов, согласовывая их соотношения согласно графику типа, изображенного на рис. 69.

Сравнение опытных данных по разным способам в части объемов работ показало, что в этом отношении все способы приблизительно равноценны. Некоторое увеличение объема набрасываемого железобетона при первых двух способах компенсируется здесь большой экономией камня.

Сроки перекрытия являются для всех способов практически одинаковыми. Надо только отметить, что при первых двух способах гребень наброски покажется из воды гораздо быстрее, чем при других способах.

Иллюстрируем сказанное табл. 12 опытных данных применительно к проектным условиям перекрытий русла Волги при строительстве Волжской ГЭС и расходе реки $Q_p = 12000 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Т а б л и ц а 12

Способы наброски	I	II	III	IV	V
Перепад при выходе наброски из воды $z, \text{ м}$	0,97	1,00	2,60	2,60	2,60
Объем железобетона $\text{м}^3/\text{пог.м}$ фронта	20	18	16,7	16,7	16,7
Объем камня $\text{м}^3/\text{пог.м}$ фронта	200	203	247	247	237
Время перекрытия, суток	6,83	6,85	8,10	8,10	7,80

П р и м е ч а н и е. Интенсивность подачи материалов наброски принята равной $33 \text{ м}^3/\text{пог.м}$ в сутки.

В заключение настоящего параграфа отметим, что, как видно из приведенного выше сравнения отдельных способов наброски, наиболее простым и надежным является производство работ по I способу (последовательная каркасно-каменная наброска с одного створа).

При этом, конечно, должны быть соблюдены надежные соотношения между предельными величинами для камня и каркасов (при данной удельной мощности переливающегося потока).

В связи со сказанным дальнейшие гидравлические расчеты разработаны нами применительно к структуре каркасной наброски, отвечающей I способу ее возведения.

28. КАРКАСНАЯ НАБРОСКА КАК ВОДОСЛИВ

До выхода из воды наброска отвечает водосливу с уширенным гребнем. Этот водослив может быть как затопленным, так и незатопленным. Критерий затопленности водослива был приведен выше (см. § 2) — зависимости (1) и (2) — в форме:

$$z < \frac{H}{2}.$$

Расход, пропускаемый через наброску, может быть определен известной формулой:

$$Q = mB \sigma_{II} \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (132)$$

где $H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ — напор, исправленный на скорость подхода v_0 .

Коэффициент расхода m в формуле (132) имеет для каменной наброски величину $m = 0,35$ [Л.9]. Для определения его значения в случае каркасной наброски в МЭИ были поставлены специальные опыты (рис. 71). При помощи гидродинамической трубки были определены эпюры скоростей над гребнем отсыпи и затем вычислены величины переливающейся части расхода. Измерения скоростей были проведены для набросок, созданных способами I, II и V (см. § 27).

Коэффициент затопления

$$\sigma_{II} = f\left(\frac{h_0 - h}{H}\right) = f\left(\frac{h_{II}}{H}\right)$$

определяется по соответствующему графику (см. рис. 5).

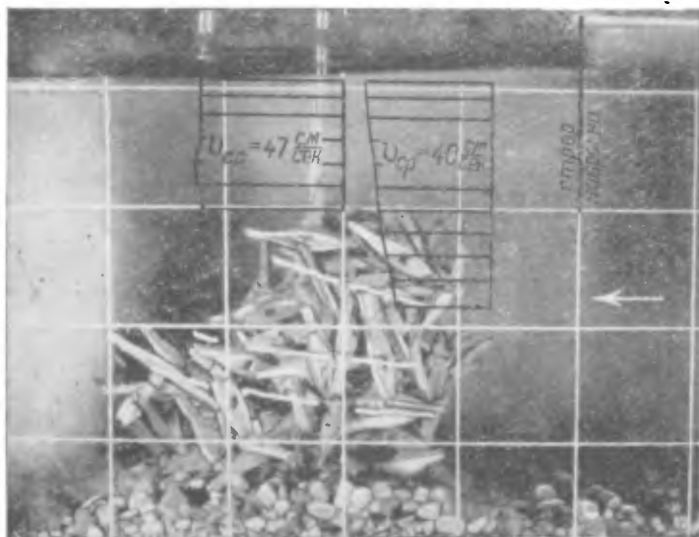


Рис. 71. Опытное исследование каркасной наброски как водослива.

Опытные данные приведены в табл. 13.

Таблица 13

№	z, см	$\frac{q, \text{см}^3}{\text{сек}}$	$h_0, \text{см}$	$h, \text{см}$	$\alpha_{\text{П}}$	$v, \text{см/сек}$	$\frac{q_n, \text{см}^3}{\text{сек}}$	m
1	0,71	1 178	37,1	22,4	0,7	40,0	588	0,30
2	1,14	1 051	37,1	36,1	0,84	41,4	454	0,27
3	1,14	1 036	37,1	24,2	0,81	40,0	515	0,26
4	1,29	1 160	37,1	20,5	0,76	43,5	725	0,27
5	1,36	1 135	37,1	20,3	0,80	47,0	791	0,28
6	1,62	1 057	37,1	22,3	0,84	56,0	826	0,32
7	1,12	1 180	37,1	19,2	0,72	46,0	822	0,30
8	1,31	1 142	37,1	28,2	0,91	46,0	416	0,29
9	2,20	950	37,1	27,9	0,99	60,0	693	0,39
10	2,51	891	37,1	32,5	1,00	54,0	340	0,38
11	3,52	741	37,1	33,0	1,00	52,0	344	0,34

$$m_{\text{ср}} = 0,31$$

До получения более точных данных по натурным измерениям можно пользоваться полученным средним значением $m = 0,31$.

29. К ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ КАРКАСНОЙ НАБРОСКИ

Каменные и массивовые наброски состоят из малосвязных сыпучих элементов. Сдвиг одного элемента в отношении другого происходит сравнительно легко. Поэтому устойчивость такой наброски в целом зависит от устойчивости отдельных элементов, лежащих в поверхностном слое. Такая наброска разрушается путем последовательного «размыва» потоком ее отдельных элементов. Устойчивость таких элементов рассмотрена в § 16.

По-другому обстоит дело с каркасной наброской.

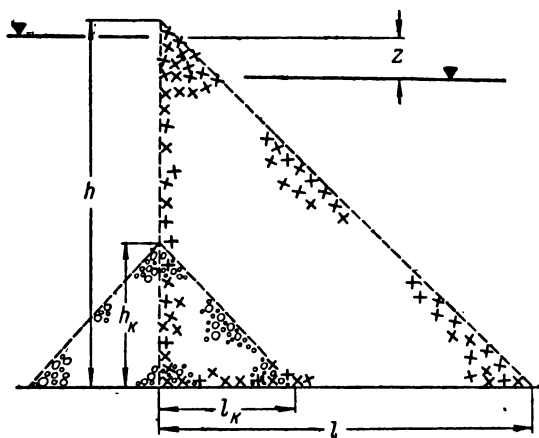


Рис. 72. Структура каркасной наброски, возведенной по I и II способам.

Каркасная наброска имеет две характерные (в зависимости от методов возведения) структуры, отличающиеся друг от друга своими статическими свойствами.

Созданная по способу I или II наброска имеет скелет треугольного очертания, состоящий из сильно сцепленных друг с другом каркасов (рис. 72) и частично или (при окончании перекрытия) полностью заполненный камнем. Как показывают специально поставленные нами опыты с искусственным разрушением законченных возведением каркасных отсыпей, указанный скелет в статическом отношении может быть рассмотрен работающим как одно целое.

В результате применения III — V способов для перекрытия русла каркасной наброской законченная возведением каркасно-каменная отсыпь треугольного очертания имеет на своем низовом откосе защитный слой из каркасов (рис. 73). Разрушение такой отсыпи происходит вследствие сдвига низового откоса

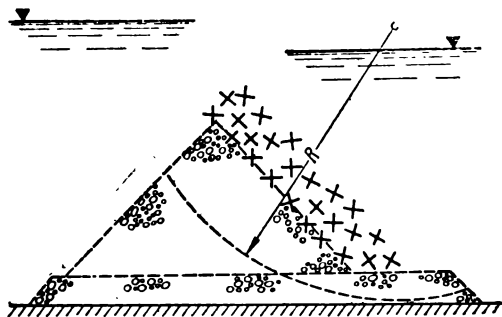


Рис. 73. Структура каркасной наброски, возведенной по III—V способам.

по некоторой поверхности скольжения внутри каменной наброски.

Низовой откос наброски находится под воздействием потоков как поверхностного, переливающегося через возводимую отсыпь, так и фильтрующегося сквозь тело наброски.

В таких условиях низовой откос каменной наброски находится в состоянии предельного равновесия. Устойчивость откоса определяется устойчивостью отдельных камней поверхностного слоя откоса. Устойчивость таких откосов подробно изучена Б. Т. Емцевым [Л.20].

В отличие от каменной наброски каркасная наброска формируется не в состоянии предельного равновесия; каркасная наброска в целом и отдельные ее элементы имеют определенный запас устойчивости. Для каменной наброски аналогичным является рост отсыпи по первой и второй конфигурациям, когда скорости на гребне наброски не достигли предельных для камня значений.

Как известно из механики грунтов, вода, движущаяся в пористой среде, в каждой единице объема последней создает фильтрационные силы, направленные по линиям тока и равные

$$F = \gamma J. \quad (133)$$

Этими силами, которые должны быть учтены при оценке устойчивости отсыпи, главным образом и ограничивается влияние фильтрационного потока на формирование каркасной наброски.

Следует отметить, что местные скорости фильтрационного потока в каркасной наброске оказываются весьма большими и могут достигать значения нескольких метров в секунду;

поэтому основание каркасной наброски должно быть неразмываемо при указанных скоростях. Для этого по контакту крупнопористой наброски с размываемым дном прорана должен быть создан переходный обратный гравийно-каменный фильтр. Градиенты фильтрационного потока по горизонтальным контактам слоев крупностью d и D должны быть [Л.9], стр. 126 — 127) меньшими размывающего градиента

$$J_p = (1 \div 2) \frac{d}{D}.$$

Большие скорости фильтрационного потока в крупнопористой каркасной наброске могут способствовать тому, что набрасываемый для загрузки каркасного скелета камень малого диаметра не задерживается в пределах скелета и уносится в нижний бьеф. Сравнение опытов в гидравлической

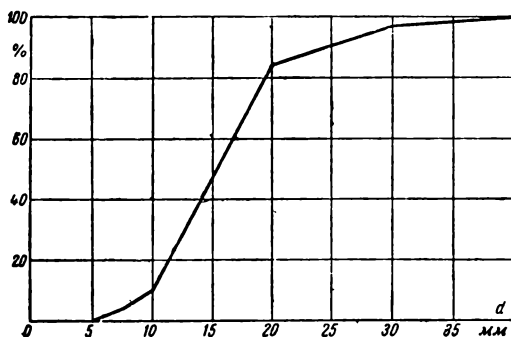


Рис. 74. Механический состав испытанного в лаборатории материала заполнителя каркасной наброски.

лаборатории НИС Гидропроекта, где использовались каркасы из пяти элементов, с опытами в гидравлической лаборатории МЭИ, где применялись каркасы из трех элементов (тип № 4), показывает, что в последнем случае каркасный скелет получался более густым, что позволяет для загрузки применять более мелкий камень. Примененный в опытах камень, ситовой анализ которого приведен на рис. 74, полностью задерживался в пределах каркасной наброски. Для закрытия «ходов» между каркасами практически достаточно иметь в составе каменного материала около 10% крупного камня.

Из приведенных выше двух характерных расчетных схем для оценки устойчивости полученной наброски нами подробнее рассмотрена лишь первая схема. Вторая схема приведет

нас к аналогичному расчету однородных земляных откосов по методу круговых поверхностей скольжения.

Расчетная схема для первого из рассмотренных случаев приведена на рис. 75.

Сдвиг каркасного тела в целом по основанию происходит при нарушении неравенства

$$F < fG, \quad (134)$$

где F — горизонтальная сила, действующая на наброску;

G — вес наброски в воде;

f — коэффициент трения каркасной наброски по каменной наброске — основанию каркасной наброски.

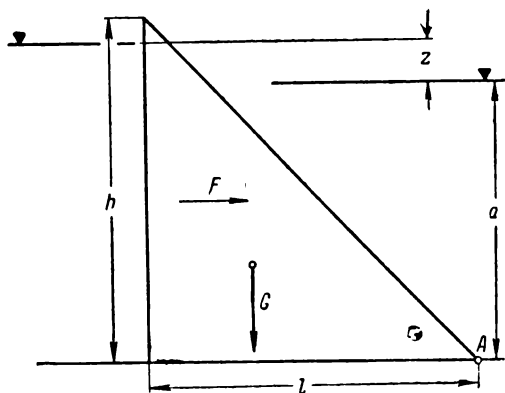


Рис. 75. Расчетная схема к оценке устойчивости каркасной наброски.

Величина

$$F = \gamma h z \quad (135)$$

(принимая распределение давления на откосах по гидростатическому закону и за линии токов — горизонтальные прямые; перепады z малы в сравнении с высотой наброски).

Вес наброски в воде определяется зависимостью

$$G = \frac{1}{2} h l \gamma_{\kappa.н.}, \quad (136)$$

где $\gamma_{\kappa.н.}$ — объемный вес каркасной наброски в воде.

Отсюда получаем:

$$\gamma z < \frac{1}{2} f l \gamma_{\kappa.н.} \quad (137)$$

Чтобы не произошло опрокидывания наброски вокруг точки А (рис. 75), должно соблюдаться неравенство

$$F \frac{h}{2} < \frac{2}{3} Gl. \quad (138)$$

Заменяя в формуле (138) величины F и G их значениями из (135) и (136) получаем:

$$\gamma z < \frac{2}{3} \cdot \frac{l^2}{h} \gamma_{\kappa.н}. \quad (139)$$

Выясним, какой вид разрушения наброски является более опасным: путем сдвига или опрокидывания. Сравнивая правые части неравенств (137) и (139), получаем, что при

$$\frac{h}{l} > \frac{4}{3f}$$

опасным является опрокидывание; при

$$\frac{h}{l} < \frac{4}{3f}$$

наиболее опасен сдвиг.

Встречаемые в опытах соотношения $\frac{h}{l} = 0,75 \div 1,0$; коэффициенты трения колеблются в пределах $f = 0,6 \div 0,8$.

Следовательно,

$$\frac{h}{l} = 0,75 \div 1,0 < \frac{4}{3f} = 1,67 \div 2,22,$$

и в этом случае более вероятным является сдвиг каркасной наброски по основанию.

Полученный результат хорошо подтверждается опытами.

Коэффициент запаса устойчивости каркасной наброски можно определить из формулы

$$\kappa_3 = \frac{fl \gamma_{\kappa.н}}{2\gamma z}. \quad (140)$$

Из неравенства (137) видно, что пути обеспечения устойчивости каркасной наброски заключаются в увеличении:

1) коэффициента трения каркасной наброски по каменной отсыпи—ее основанию; коэффициент f увеличивается при загрузке нижних ярусов каркасов камнем;

- 2) ширины каркасной наброски понизу;
- 3) объемного веса каркасной наброски путём загрузки нижних ее ярусов камнем.

Следует указать, что загрузка каркасного скелета камнем уменьшает пропускную способность наброски (фильтрационную способность). Коэффициент фильтрации K для заполненной камнем части скелета практически равен коэффициенту фильтрации только каменной наброски при той же крупности камней. Уменьшение пропускной способности приведет к увеличению перепада z . Это обстоятельство должно быть учтено в расчетах.

Увеличение веса наброски при загрузке ее камнем происходит согласно формуле

$$G = \frac{1}{2} l h \gamma_{\kappa.н} + \frac{1}{2} h_{\kappa} l_{\kappa} \beta \gamma_{\kappa}, \quad (141)$$

где γ_{κ} — объемный вес камня в воде;
 β — коэффициент полноты загрузки; равен объему камня в единице объема наброски (в опытах $\beta = 0,3 \div 0,35$).

Остальные обозначения ясны из рис. 72.

Поскольку

$$G > \frac{\gamma z h}{f},$$

то при $h_{\kappa} = h$ (и $l_{\kappa} = l$)

$$\gamma z < \frac{f l}{2} (\beta \gamma_{\kappa} + \gamma_{\kappa.н}). \quad (142)$$

Формула (142) дает верхний предел применения каркасной наброски. Если перепад, или произведение γz , больше допускаемого по формуле (142), то даже полностью заполненная камнем отсыпь не является в потоке устойчивой.

Полученные зависимости позволяют решать вопрос о возможности перекрытия данного водотока без перевода строительных расходов в специально подготовленные водопропускные отверстия.

При решении этой задачи должны быть соблюдены два условия:

- 1) $N_{кр} < TM$ для данного материала и
- 2) $\gamma z < 0,5 f l \gamma_{\kappa.н}$.

Требование обеспечения устойчивости наброски приводит нас к определению величины необходимой первоначальной глубины потока a .

Устойчивость наброски определяется неравенством (137). Решающим является максимальное значение перепада, которое достигается при выходе наброски из воды. Соответственно, принимая $l = h$, где $h = a + z$, неравенство (137) переписывается в виде:

$$z \leq \frac{f \gamma_{\kappa.н}}{2\gamma - f \gamma_{\kappa.н}} a = Pa, \quad (143)$$

где P — постоянная, зависящая только от свойств материала наброски.

С другой стороны, весь расход в русле надо пропускать сквозь тело наброски. Величина удельного фильтрующегося расхода определяется формулой (131):

$$q_{\phi} = 2K(\sqrt{az + z^2} - 0,72z). \quad (144)$$

Заменяя в уравнении (144) величину z согласно (143), получаем для величины необходимой первоначальной глубины формулу

$$a \geq \frac{q_{\phi}}{2K(\sqrt{P - P^2} - 0,72P)}. \quad (145)$$

Для найденного минимального значения a можно определить величину $N_{кр}$ и сравнить ее с допустимой величиной для данного материала по данным § 11.

ГЛАВА ВОСЬМАЯ

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЛА

30. СВОДКА РАСЧЕТНЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ

В предыдущем изложении приведены основные зависимости, которые необходимы для гидравлического расчета стеснения и перекрытия русла материалом невлекомой крупности.

Дадим здесь сводку некоторых зависимостей, имея в виду в первую очередь фронтальный метод перекрытия. Эти зависимости относятся к энергетической оценке перекрывааемых потоков, выбору материала наброски, учету фильтрации сквозь нее, а также перепадов, которые возникают при предварительном боковом стеснении русла. Соответствующие числовые примеры поясняют способы применения указанных зависимостей.

Наконец, приводятся зависимости для приближенного определения объемов фронтальной каменной наброски распластанного профиля. На базе этой зависимости производятся сопоставления объемов фронтальной наброски при различных, в том числе минимальных, ширинах проранов. Эти подсчеты являются некоторым приближением к оценке объемов наброски при пионерном перекрытии русла.

Активность потока выражается величиной критической удельной мощности потока, переливающегося через фронтально возводимую наброску (см. § 3), т. е. критерием

$$N_{кр} = (\gamma q_n z)_{макс} \frac{m}{сек} \text{ на } 1 \text{ пог. м,} \quad (146)$$

где q_n — удельный переливающийся через наброску расход, $\frac{м^2}{сек}$;

z — перепад над наброской, $м$.

При этом следует ввести в расчет некоторый разумный запас (см. § 4) на случай неравномерного роста гребня наброски по фронту.

Сопrotивляемость материала фронтальной наброски должна соответствовать активности потока и выражается (см. § 11) критерием

$$M = (\gamma_m - \gamma) V \frac{\omega}{d} \frac{m}{сек} \text{ на } 1 \text{ пог. м.} \quad (147)$$

Здесь γ_m и γ — соответственно объемные веса материала наброски и воды, $т/м^3$;

V — объем элемента наброски;

ω — гидравлическая крупность элемента наброски [определяется по зависимости (53)].

Величины активности потока и сопротивляемости материала при фронтальной наброске связаны зависимостью

$$N = TM, \quad (148)$$

где коэффициент пропорциональности T — опытная безразмерная величина, характерная для данного типа материала наброски компактного профиля.

Величиной, определяющей минимально необходимые размеры и вес элементов наброски, является также значение первоначальной скорости потока в перекрываемом проране (см. § 10). Для каркасных конструкций величина предельной скорости может быть определена зависимостью

$$v_{np} = \omega \sqrt{f \frac{\eta}{\eta'}} \left(\frac{h}{t} \right)^x \frac{м}{сек}, \quad (149)$$

где коэффициенты $\sqrt{f \frac{\gamma}{\gamma'}}$ и показатель степени $x \approx \frac{1}{3}$ определены из опытов для исследованных типов конструкций. Сводка соответствующих данных приведена в § 10. Для ориентировочного определения величины v_{np} может быть также использован график на рис. 27.

Для частично погруженных элементов предельная средняя скорость набегающего потока выражается зависимостью

$$v_{np} = w \sqrt{f \frac{\gamma}{\gamma'}} \sqrt{\frac{\gamma_m - \gamma}{(\gamma_m - \gamma)} \frac{h}{t}} \text{ м/сек.} \quad (150)$$

Для камня соответствующие предельные скорости определяются из формулы С. В. Избаша

$$v_{np} = Y \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d} \text{ м/сек,} \quad (151)$$

где $Y = 0,86 \div 1,20$.

Формула С. В. Избаша с коэффициентом $Y = 0,86$ дает величину скорости, способной вызвать первый сдвиг камня, лежащего на гладкой подстилке. Формула С. В. Избаша с коэффициентом $Y = 1,20$ определяет величину средней скорости потока, выше которой камни не в состоянии противостоять воздействию потока; каменный материал начинает «течь» и не может создать банкета.

Расход на участке замыкания разделяется на части: переливающуюся через банкет и фильтрующуюся через тело наброски. Величина фильтрационного расхода для наброски в стадии затопленного водослива может быть ориентировочно определена зависимостью (114), а уточнена по формуле (122):

$$q_\phi = 2K \sqrt{\frac{zh}{0,9l}} (\sqrt{h} - 0,39 \sqrt{h - y_0}). \quad (152)$$

Последнюю формулу, заменяя y_0 соответственно по (118), получим в виде:

$$q_\phi = 2Kh \sqrt{\frac{z}{0,9l}} \left(1 - 0,6 \sqrt{1 - \frac{h}{h_0 + z}} \right) \text{ м}^2/\text{сек.} \quad (153)$$

Величина переливающейся части расхода q_n определяется разницей

$$q_n = q - q_\phi \quad (154)$$

или общеизвестной формулой

$$q_n = m \sigma_n \sqrt{2 g H_0^{3/2}}, \quad (155)$$

где m — коэффициент расхода водослива; для каркасной наброски коэффициент может быть принят $m = 0,31$ (см. § 28), для каменной наброски $m = 0,35 \div 0,45$; σ_n — коэффициент подтопления; определяется по кривой, приведенной на рис. 5, или по формуле

$$\sigma_n = 1 - \left(\frac{h_n}{H} \right)^{1/8}. \quad (156)$$

Переход водослива из затопленного в незатопленное состояние, как указывалось (см. § 2), происходит при напоре на наброске-водосливе

$$H = 2z. \quad (157)$$

Совместное решение уравнений (153)—(155) с учетом пропускной способности бокового водосброса $q(z)$ позволяет определить величины фильтрационного q_ϕ и переливающегося q_n расходов и высоту отсыпи h в функции от перепада z .

Имея вид ϕ функции $q_n(z)$, нетрудно вычислить значение критической удельной мощности преграждаемого потока.

В § 3 было отмечено возможное несовпадение стадии наброски, отвечающей критической мощности, со стадией перехода водослива из затопленного в незатопленное состояние. При более точном расчете компактного профиля за основу можно принимать момент, отвечающий условию $H = 2z$. Однако такой расчет уменьшает величину возможного запаса.

Приведем также зависимости для оценки устойчивости созданной каркасной наброски.

Перепад при выходе наброски из воды зависит от пропускной способности на фильтрацию вышедшей из воды наброски и пропускной способности строительного водосбросного тракта.

В момент выхода наброски из воды ее высота $h = h_\delta + z$, где h_δ — глубина воды над каменно-набросным основанием каркасной наброски. Величина расхода, фильтрующегося через тело наброски, вышедшей из воды, определяется формулой

$$q_\phi = 2K \sqrt{\frac{h}{l}} (\sqrt{hz} - 0,72z). \quad (158)$$

Устойчивость каркасной наброски определяется неравенством

$$\gamma z < \frac{1}{2} fl \gamma_{к.н}. \quad (159)$$

γ и $\gamma_{к.н}$ — объемные веса воды ($\gamma = 1,0 \text{ т/м}^3$) и каркасной наброски ($\gamma_{к.н} \approx 0,3 \text{ т/м}^3$);

f — коэффициент трения каркасной наброски по каменной наброске — основанию каркасной наброски ($f \approx 0,6 \div 0,8$);

l — ширина каркасной наброски по дну;

$h \approx h_0 + z$ — глубина воды над каменным основанием в верхнем бьефе [в формуле (158)].

При пионерном стеснении и перекрытии русла, кроме приведенных выше факторов, надо учесть следующее.

Перепад, вызванный боковым стеснением русла, определяется из формулы

$$Q = \mu_* \omega_p \sqrt{2gz}, \quad (25)$$

где коэффициент расхода μ_* находится либо по графику на рис. 20, а, либо вычисляется по формуле (46).

Для широких русел ($\Lambda \geq 3$) и стеснений ($\Theta > 0,6$) коэффициент μ_* может определяться по формуле

$$\mu_* = 0,9(1 - \Theta). \quad (47)$$

В этом случае можно найти степень стеснения русла Θ в зависимости от расхода через проран Q и перепада z :

$$\Theta = 1 - \frac{Q}{4 \omega_p \sqrt{z}},$$

где $\Theta = \frac{B_p - B}{B_p}$ (для русла правильной формы поперечного сечения).

При отрывном обтекании головных частей дамб следует учитывать сжатие потока. Стеснение русла с учетом сжатия (приведенное стеснение) Θ' вычисляется по формуле

$$\Theta' = 1 - \varepsilon(1 - \Theta). \quad (27)$$

В этом случае в расчетные зависимости вместо Θ следует подставлять величину Θ' .

Коэффициент сжатия ε принимается в соответствии с рекомендациями § 5 и 6.

При ориентировочных расчетах объема распластанной каменной наброски полезно пользоваться приближенными формулами. Величина площади конечного поперечного профиля вычисляется по формуле

$$\Omega_{\text{кон}} = \frac{e N_{\text{кр}} h_0^{1/3}}{\gamma n^2 v_{\text{макс}}^3} \left(1 + \frac{z_{\text{кр}}}{2e} \right) + 1,25 (h_0 + z_{\text{макс}})^2, \quad (161)$$

где $z_{\text{кр}}$ — величина перепада, отвечающая максимальному значению мощности переливающегося потока $N_{\text{кр}}$;
 e — высота нижней бровки банкета; определяется по формуле

$$e = h_0 - h_0$$

и является положительной при $v_0 < v_{\text{макс}}$, т. е. когда материал наброски не влеком при глубинах потока, равных бытовым;

$h_0 = \frac{q_{\text{кр}}}{v_{\text{макс}}}$ — глубина равномерного потока на пологой части растянутаго профиля;

n — шероховатость поверхности каменной наброски ($n \approx 0,05 \div 0,10$ при пользовании формулой Маннинга);

$z_{\text{макс}}$ — величина перепада при выходе наброски из воды.

31. ОСНОВНАЯ ЗАДАЧА РАСЧЕТА И ХОД ЕЕ РЕШЕНИЯ

В основе относящихся к перекрытию проектных материалов лежат: гидролого-гидравлические данные — ожидаемый расход в реке, пропускная способность боковых водосбросов; гидротехнические данные — размеры преграждаемого прорана, возможные материалы наброски, интенсивность подачи материалов, створ наброски и др. Исходя из этих данных, следует найти наивыгоднейший в технико-экономическом отношении способ перекрытия русла на данном строительстве.

Общий ход решения задачи гидравлического расчета фронтального перекрытия русла банкетом может быть следующим:

I стадия расчета

1. Пренебрегая в первом приближении пропускной способностью тела наброски на фильтрацию, несложно построить график изменения удельной мощности преграждаемого потока N в функции от перепада на наброске z и опреде-

лить максимальное значение этой мощности, т. е. величину критической мощности преграждаемого потока $N_{кр}$.

Полученная величина $N_{кр}$ характеризует в гидравлическом отношении трудность фронтального перекрытия.

Как указано в § 11, на этой стадии расчета возможен и другой прием определения типоразмеров материала перекрытия. По данным гидравлического расчета определяем величину перепада, отвечающую переходу наброски-водослива из затопленного в незатопленное состояние. Затем, по данным таблицы, приведенной в конце § 11, можно наметить величину d (диаметр элементов, приведенный к шару), которая необходима для материала определенного типа.

2. На основе указанного или данных таблицы, приведенных в § 15, можно наметить предварительный выбор того, какими именно материалом и шириной прорана для фронтального его перекрытия следует в данном случае пользоваться. При этом, разумеется, учитываются все местные возможности и особенности. Так, например, допустим, что по данным указанного предварительного расчета выяснена возможность в определенном конкретном случае перекрытия обойтись только наброской камня. Однако подходящий для наброски привозной камень оказывается в условиях данного строительства весьма дорогим. Тогда нужно проанализировать возможность применения местного камня малой сопротивляемости как заполнителя скелета, созданного каркасной наброской.

3. После предварительного выбора способа и материала перекрытия устанавливается необходимая в гидравлическом отношении величина и вес элементов наброски. Исходными здесь являются величины N и скорости потока в начале перекрытия.

Для этого используются приведенные в § 10 и 11 формулы и коэффициенты.

II стадия расчета

II стадия расчета является уточнением в отношении фильтрации сквозь тело наброски, которое совершенно необходимо в случае крупнопористой наброски (из массивов, каркасов и т. п.).

4. Здесь в первую очередь надлежит выяснить зависимость $q_n(z)$ — величины переливающегося через наброску расхода от перепада z и с учетом фильтрационной части расхода [см. формулы (155) и (153)].

5. Далее, в условиях уточненной расчетом величины переливающегося расхода q_n необходимо выяснить величину

перепада, отвечающего переходу наброски-водослива из затопленного в незатопленное состояние.

6. Произведение $\gamma q_n z_n = N_n$, т. е. величине удельной мощности переливающейся части потока в стадии перехода водослива из затопленного в незатопленное состояние.

7. Найденная величина N_n позволяет повторить первую стадию расчета и в порядке уточнения определить необходимые типоразмеры материала, обеспечивающего перекрытие русла.

Несколько иным является гидравлический расчет перекрытия русла пионерным методом. Подробнее он изложен в примере, приведенном в § 7. В специальном параграфе (§ 34) на базе фронтального метода рассматривается приближенный способ определения объемов наброски камня при пионерном методе перекрытия.

32. ПРИМЕР РАСЧЕТНОЙ ОЦЕНКИ АКТИВНОСТИ ПЕРЕКРЫВАЕМОГО ПОТОКА

Допустим, требуется перекрыть крупную сибирскую реку со скалистым руслом для возведения в нем высокой плотины.

Исходные данные

расчетный расход реки в период перекрытия	$Q_p = 11\,560 \text{ м}^3/\text{сек}$
ширина русла реки	$B_p = 800 \text{ м}$
ширина участков замыкания:	
первый вариант	$B_1 = 400 \text{ м}$
второй вариант	$B_2 = 300 \text{ м}$

Строительным водосбросным трактом являются три туннеля в берегах (в случае пропуска расхода через оставленные в теле плотины отверстия ход расчета принципиально не изменится). Туннели имеют поперечные размеры $18 \times 24 \text{ м}$ и длину 800 м ; суммарная пропускная способность трех туннелей задана формулой

$$Q_s = 5\,400 \sqrt{z}, \quad (162)$$

где z — перепад между верхним и нижним бьефами.

Отметка дна на участке замыкания $\nabla_{\partial} = 0,0 \text{ м}$.

Отметка нижнего бьефа $\nabla_{Г.Н.Б} = 13,33 \text{ м}$.

Приступаем к гидравлическому расчету.

Величина критической удельной мощности перекрываемого потока определяется формулой

$$N_{кр} = (\gamma q_n z)_{\text{макс}}. \quad (146)$$

В первом приближении пренебрегаем фильтрацией в теле наброски. Тогда величина $N_{кр}$ может быть вычислена по приведенной в § 3 зависимости в виде:

$$N_{кр} = 0,148 \gamma q_{\max} z_{\max}.$$

Здесь величины $q_{\max}$ и $z_{\max}$ определяются из выражений:

$$q_{\max} = \frac{Q_p}{B};$$

$$z_{\max} = \left(\frac{Q_p}{5400} \right)^3.$$

Результаты расчета приводим в табл. 14.

Таблица 14

Ширина участка замыкания, м	$z_{\max}$, м	$q_{\max}$, м ³ /сек	$N_{кр}$, тм/сек на 1 пог. м
400	4,58	28,9	19,6
300	4,58	38,5	26,1

При ширине участка замыкания 400 м трудность перекрытия ($N_{кр}$) примерно равна проектным условиям перекрытия Волги в створе Волжской ГЭС (см. рис. 10).

Из табл. 8 найдем, что перекрытие наброской компактного профиля в таких условиях обеспечивается специальными мероприятиями: наброской совместно с камнем весьма тяжелых бетонных массивов или каркасной наброской.

В качестве вариантов материала наброски рассмотрим каркасную наброску [каркасы из сборного железобетона (рис. 24, тип 4) и каркасы типа Горьковгэсстроя (рис. 25, тип 5)] и наброску бетонных тетраэдров с камнем.

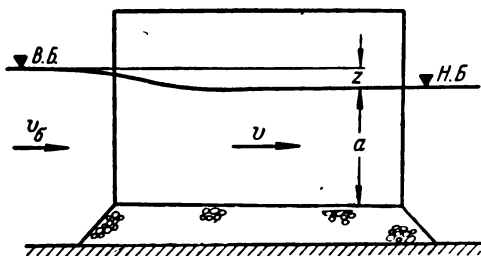
При применении массивов с камнем в меньшей мере требуется дальнейшее уточнение величины $N_{кр}$, поскольку фильтрующаяся через наброску часть расхода при этом не так значительна, как при каркасной наброске.

Определение необходимых весов и размеров бетонных тетраэдров и камня приведено в следующем параграфе.

Прежде чем перейти к уточнению величин мощности переливающейся части потока для каркасной наброски, выясним отметку первоначального высотного стеснения прорана каменной наброской. Исходным соображением должно быть, чтобы средние скорости в проране не превышали скоростей,

предельно сдвигающих отдельные каркасы на каменном основании (см. § 10). При этом принимаем во внимание уменьшение расходов в проране в связи с некоторым сбросным расходом через водосбросные сооружения (к началу наброски каркасов перемычки водосбросных сооружений разобраны).

В основу расчета приняты следующие зависимости:



$$Q_p = Q + Q_s;$$

$$v = \frac{Q}{Ba}$$

и

$$z = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{v^2}{2g} - \frac{v_б^2}{2g},$$

Рис. 76. Расчетная схема к определению отметки первоначального высотного стеснения потока подготовкой.

где $\varphi = 0,85$; $B_1 = 400$ м; $B_2 = 300$ м и $v_б = 2,16$ м/сек.

Расчетная схема приведена на рис. 76.

Результаты расчета приведены на рис. 77 в виде кривых зависимости $v = f(a)$.

На тот же график нанесена кривая зависимости предельных скоростей от глубины потока для каркаса принятого типа. Точки пересечения указанной кривой с кривыми $v = f(a)$ определяют предельно допустимые глубины высотного стеснения.

В основу дальнейших расчетов приняты глубины над каменной подготовкой с 25 %-ным запасом в них.

Глубины a над каменной подготовкой составляют:

в случае $B_1 = 400$ м

$a_1 = 9,5$ м;

в случае $B_2 = 300$ м

$a_2 = 12,2$ м.

Перейдем к определению значения критической удельной мощности потока, переливающегося через каркасную наброску.

Для этого в первую очередь определяем величину перепада $z_{вы.х.}$, при которой каркасная наброска выходит из воды. В момент выхода наброски из воды весь расход в проране фильтруется сквозь тело наброски.

Величина фильтрующегося расхода определяется формулой

$$q_\phi = 2K \sqrt{\frac{h}{l}} (V\sqrt{hz} - 0,72z), \quad (158)$$

где $K = 3,2 \text{ м/сек}$; $\frac{h}{l} = 1,0$.

С другой стороны,

$$q_{\phi} = \frac{Q_p - 5400 \sqrt{z}}{B} \quad (163)$$

Совместное решение уравнений (158) и (163) позволяет найти величину перепада при выходе наброски из воды.

Решаем поставленную задачу путем построения кривых по формулам (158) и (163). Точка пересечения полученных кривых определяет искомые величины (рис. 78).

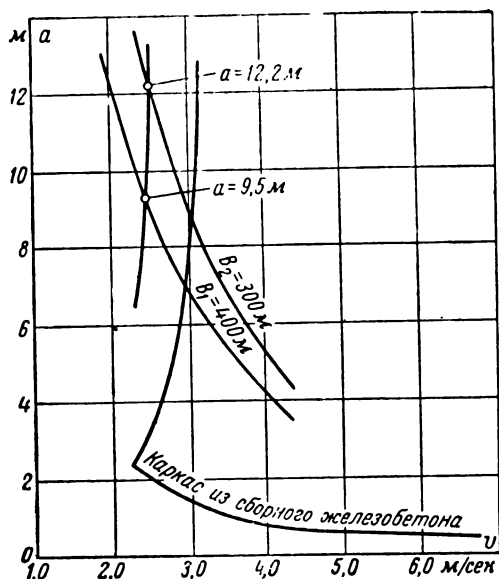


Рис. 77. График определения величины первоначального высотного стеснения потока каменной подготовкой каркасной наброски.

Выход каркасной наброски из воды осуществляется при ширине участка замыкания $B_1 = 400 \text{ м}$ при перепаде $z_{\text{вы.х}} = 0,95 \text{ м}$, при $B = 300 \text{ м}$ при $z_{\text{вы.х}} = 1,12 \text{ м}$.

Связь между высотой каркасной наброски h и перепадом над наброской z практически прямолинейная (см. рис. 61). Для рассматриваемого случая эта связь представлена на графике на рис. 79.

Теперь переходим к определению величины фильтрующегося сквозь каркасную наброску удельного расхода, величины переливающегося расхода и удельной мощности этого расхода. Для этого пользуемся формулой

$$q_{\phi} = 2 K h \sqrt{\frac{z}{0,9l}} \left(1 - 0,6 \sqrt{1 - \frac{h}{a+z}} \right), \quad (153)$$

где $K = 3,2$ м/сек; $\frac{h}{l} = 1,0$ (наброска осуществляется по I или II методу); $q_n = q - q_{\phi}$ и $N = \gamma q_n z$.

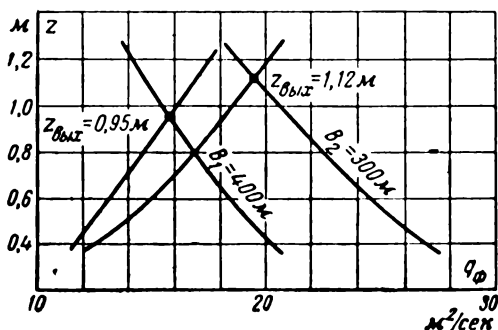


Рис. 78. График определения перепада $z_{облх}$, при котором каркасная наброска выходит из воды.

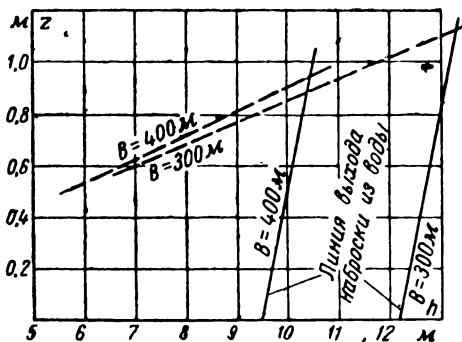


Рис. 79. Связь между высотой каркасной наброски h и перепадом z .

Сводку результатов расчета приводим в табл. 15.

Таблица 15

Ширина прорана $B_1 = 400$ м ($a_1 = 9,5$ м)

Перепад z , м	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85
Высота наброски h , м	5,7	6,6	7,8	8,9	9,4
Величина фильтрационного расхода q_{ϕ} , м ² /сек	1,39	2,85	5,54	9,10	11,40
Величина поверхностного расхода q_H , м ² /сек	17,96	15,61	12,06	7,71	5,07
Удельная мощность $N = \gamma q_H z$, тм/сек на 1 пог.м	8,98	9,38	8,45	6,17	4,31

Ширина прорана $B_2 = 300$ м ($a_2 = 12,2$ м)

Перепад z , м	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Высота наброски h , м	6,9	8,1	9,3	10,5	11,8
Величина фильтрационного расхода q_{ϕ} , м ² /сек.	1,24	2,96	5,28	8,41	13,1
Величина поверхностного расхода q_H , м ² /сек.	23,36	20,54	17,22	13,09	7,4
Удельная мощность $N = \gamma q_H z$, тм/сек на 1 пог. м	14,1	14,38	13,8	11,77	7,4

Графически результаты расчета приведены на рис. 80 в виде кривых связи между перепадом z , с одной стороны, и удельной мощностью всего расхода в проране (сплошная линия) и удельной мощностью переливающегося через каркасную наброску потока (пунктирная линия) — с другой.

Для расчета необходимы максимальные значения удельной мощности переливающегося потока. Эти величины оказались следующими:

$$B_1 = 400 \text{ м} \quad N_{кр} = 9,4 \text{ тм/сек на 1 пог. м}$$

и

$$B_2 = 300 \text{ м} \quad N_{кр} = 14,4 \text{ тм/сек на 1 пог. м.}$$

В заключение настоящего параграфа приводим сводную таблицу полученных в параграфе результатов (табл. 16).

Таблица 16

Ширина участка замыкания B , м	400	300
$N_{кр}$ для каменной и массивовой набросок, $\frac{т\cdot м}{сек}$ на 1 пог. м	19,6	26,1
$N_{кр}$ для каркасной наброски, $\frac{т\cdot м}{сек}$ на 1 пог. м	9,4	14,4
Глубина потока над каменным основанием a , м	9,5	12,2

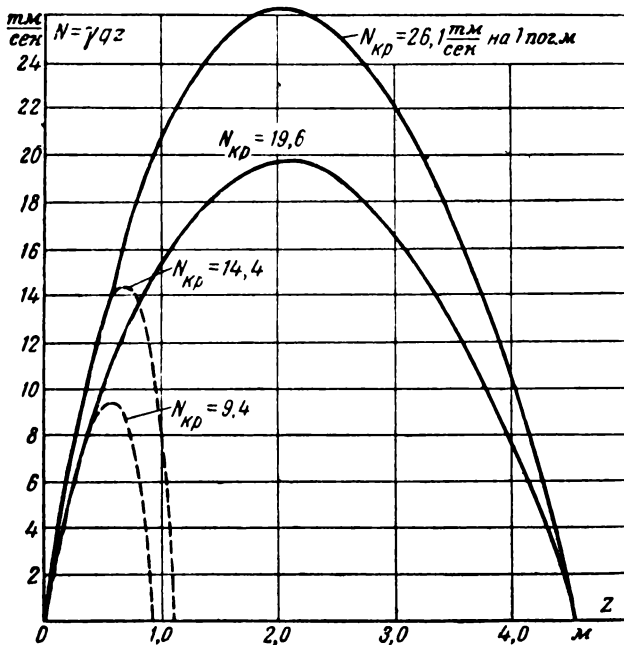


Рис. 80. Кривые изменения удельных мощностей преграждаемого потока.

наброска камней и массивов _____
 каркасная наброска - - - - -

33. ПРИМЕР РАСЧЕТНОЙ ОЦЕНКИ МАТЕРИАЛОВ ПЕРЕКРЫТИЯ ФРОНТАЛЬНЫМ МЕТОДОМ

Переходим к определению минимально необходимых для получения треугольного (компактного) профиля весов и размеров элементов наброски.

По заданной величине критической удельной мощности переливающегося потока $N_{кр}$ определяем необходимые значения сопротивляемости материала, а затем по этой величине — габаритные размеры и вес элемента соответствующего материала.

Использованные расчетные зависимости следующие:

$$N_{кр} = (\gamma q_n z)_{макс}; \quad (146)$$

$$M = (\gamma_m - \gamma) V \frac{\omega}{d}, \quad (147)$$

где

$$\omega = \sqrt{\frac{(\gamma_m - \gamma) V g}{\gamma d^2 \eta}} \quad \text{и} \quad V = \frac{\pi d^3}{6}.$$

Заменяя соответственно в формуле (147) величины ω и V через их значения, получаем:

$$M = \frac{(\gamma_m - \gamma)^{3/2} \left(\frac{\pi}{9} \right)^{3/2} V g}{\sqrt{\gamma}} \cdot \frac{d^{3/2}}{\sqrt{\eta}}. \quad (164)$$

Принимаем для бетона $\gamma_m = 2,4 \text{ т/м}^3$, а для камня $\gamma_m = 2,6 \text{ т/м}^3$. Тогда для бетонных конструкций и массивов диаметры объемов, приведенных к шару,

$$d = \left(\frac{M \sqrt{\eta}}{1,97} \right)^{2/3}, \quad (165)$$

а для камня

$$d = \left(\frac{M \sqrt{\eta}}{2,40} \right)^{2/3}. \quad (166)$$

Вес элементов наброски определяется формулой

$$G = \gamma_m \frac{\pi d^3}{6}. \quad (167)$$

Габаритные размеры и веса отдельных элементов наброски вычислены с учетом двукратного запаса в мощности переливающегося потока (см. также § 4).

Результаты расчета сведены в табл. 17.

Таблица 17

Ширина участка замыкания (прорана)	400 м			300 м		
Тип элемента наброски	Каркас из сбор- ного железобе- тона	Каркас типа Горьковгэс- стройка	Бетонные пира- миды	Каркас из сбор- ного железобе- тона	Каркас типа Горьковгэс- стройка	Бетонные пира- миды
$N_{кр}$, тм/сек на 1 пог.м . . .	9,4		19,6	14,4		26,1
Сопrotивляемость материала M , тм/сек на 1 пог.м . . .	2,34	2,86	10,90	3,60	4,37	14,5
Диаметр элемента наброски, при- веденного к шару d , м. . .	1,16	1,18	1,96	1,37	1,40	2,19
Вес элемента наброски G , т .	1,93	2,09	9,42	3,22	3,44	13,1

Рассмотрение данных таблицы приводит нас к следующему выводу: применение каркасной наброски позволяет для перекрытия русла применять обычные транспортные средства (веса элементов наброски — умеренные).

Расчет заканчиваем проверкой созданной каркасной наброски на устойчивость.

Коэффициент запаса устойчивости наброски определяется зависимостью (140) в виде:

$$k_3 = \frac{f l \gamma_{к.н}}{2 \gamma z}, \quad (168)$$

где

$$f = 0,6; \quad l = h = a + z;$$

$$\gamma_{к.н} = (1 - m)(\gamma_m - 1) \approx 0,3 \text{ т/м}^3.$$

34. ПРИМЕР СРАВНЕНИЯ ФРОНТАЛЬНОГО И ПИОНЕРНОГО МЕТОДОВ ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЛА¹

Используя приведенные выше зависимости, можно дать приближенное расчетное сопоставление фронтального и пионерного методов перекрытия русла.

Ознакомимся с подобным расчетом на примере перекрытия русла реки, основные характеристики которой были указаны

¹ Составлен канд. техн. наук, доц. И. В. Лебедевым.

ранее при рассмотрении примера определения гидравлических параметров стеснения русла (см. § 7). Перепад $z_{\text{макс}} = 2,8$ м.

Для перекрытия применяется камень с $d = 44$ см.

В подготовительный период перекрытия проток стесняется пионерными дамбами, которые выдвигаются до образования между ними прорана шириной $B = 200$ м.

Перекрытие этого прорана в условиях неразмываемого русла можно выполнить как банкетным, так и пионерным методами. Определим необходимые объемы наброски для этих случаев.

А. Фронтальный метод

Удельная критическая мощность потока при линейном законе отвода строительного расхода, как было упомянуто в § 3, определяется формулой

$$N_{\text{кр}} = 0,25 \gamma q_{\text{макс}} z_{\text{макс}},$$

где $q_{\text{макс}}$ — максимальный удельный расход в проране, определяемый отношением расхода реки Q_p к ширине прорана B .

При $B = 200$ м и $Q_p = 5600$ м³/сек $q_{\text{макс}} = \frac{5600}{200} = 28$ м³/сек на 1 пог. м.

$$N_{\text{кр}} = 0,25 \cdot 1 \cdot 28 \cdot 2,8 = 19,6 \text{ тм на 1 пог. м.}$$

Предельная скорость $v_{\text{макс}}$ для применяемого камня имеет величину

$$\begin{aligned} v_{\text{макс}} &= 1,2 \sqrt{2g \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma} Vd} = 1,2 \sqrt{2 \cdot 9,81 \frac{2,6 - 1,0}{1,0} \sqrt{0,44}} = \\ &= 4,45 \text{ м/сек} > \frac{Q_p}{Bh_0} = \frac{5600}{200 \times 8,4} = 3,33 \text{ м/сек.} \end{aligned}$$

Глубина потока над отсыпью распластанного очертания

$$h_0 = \frac{q_{\text{кр}}}{v_{\text{макс}}},$$

где $q_{\text{кр}}$ — удельный расход, отвечающий критической мощности потока; при линейном законе отвода можно показать, что $q_{\text{кр}} = \frac{q_{\text{макс}}}{2}$; $z_{\text{кр}} = \frac{z_{\text{макс}}}{2}$. В нашем

случае $q_{\text{кр}} = \frac{28}{2} = 14$ м³/сек на 1 пог. м; $z_{\text{кр}} = \frac{2,8}{2} = 1,4$ м;

$$h_0 = \frac{14}{4,45} = 3,15 \text{ м.}$$

Высота низовой бровки банкета

$$e = h_{\delta} - h_0 = 8,4 - 3,15 = 5,25 \text{ м.}$$

Площадь поперечного сечения наброски

$$\begin{aligned}\Omega_{\text{кон}} &= \frac{e N_{\text{кр}} h_0^{1/3}}{\gamma n^2 v_{\text{макс}}^3} \left(1 + \frac{z_{\text{кр}}}{2e} \right) + 1,25 (h_{\delta} + z_{\text{макс}})^2 = \\ &= \frac{5,25 \cdot 19,6 \cdot 3,15^{1/3}}{1 \cdot 0,1^2 \cdot 4,45^3} \left(1 + \frac{1,4}{2 \cdot 5,25} \right) + 1,25 (8,4 + 2,8)^2 = \\ &= 352 \text{ м}^2.\end{aligned}$$

Объем наброски камня для перекрытия прорана шириной $B = 200 \text{ м}$

$$W = \Omega B = 352 \cdot 200 = 70\,400 \text{ м}^3$$

материала крупностью $d = 44 \text{ см.}$

Б. Пионерный метод

На рис. 81,а, исходя из данных примера, рассмотренного в § 7, построена зависимость удельной мощности потока в проране¹ N от перепада z для пионерного перекрытия. На этом же графике нанесены линии, отвечающие изменению мощности в случае фронтального перекрытия проранов различной ширины.

Можно видеть, что с уменьшением ширины прорана, подлежащего перекрытию фронтальным методом, возрастает величина максимальной удельной мощности потока. При этом если предварительное стеснение русла пионерными дамбами создает перепад $z \leq z_{\text{кр}}$, то при последующем фронтальном перекрытии прорана между указанными дамбами максимальная удельная мощность будет равна критической, определяемой обычным способом (см. § 3). Эта мощность возникает в процессе фронтального перекрытия. Отмеченному случаю соответствуют, например, линии фронтальных перекрытий при ширинах прорана $B = 980$ и 200 м (рис. 81,а).

Если же намеченная ширина прорана такова, что ей отвечает перепад $z > z_{\text{кр}}$ (ширины прорана $B = 100$ и 50 м на рис. 81,а), то максимальная удельная мощность при фронтальном перекрытии будет равна начальной удельной

¹ Мощность в данном случае пересчитана без учета сжатия потока и концентрации скоростей у оголовков дамб, так как при сравнительных расчетах указанные факторы можно не учитывать (см. § 4).

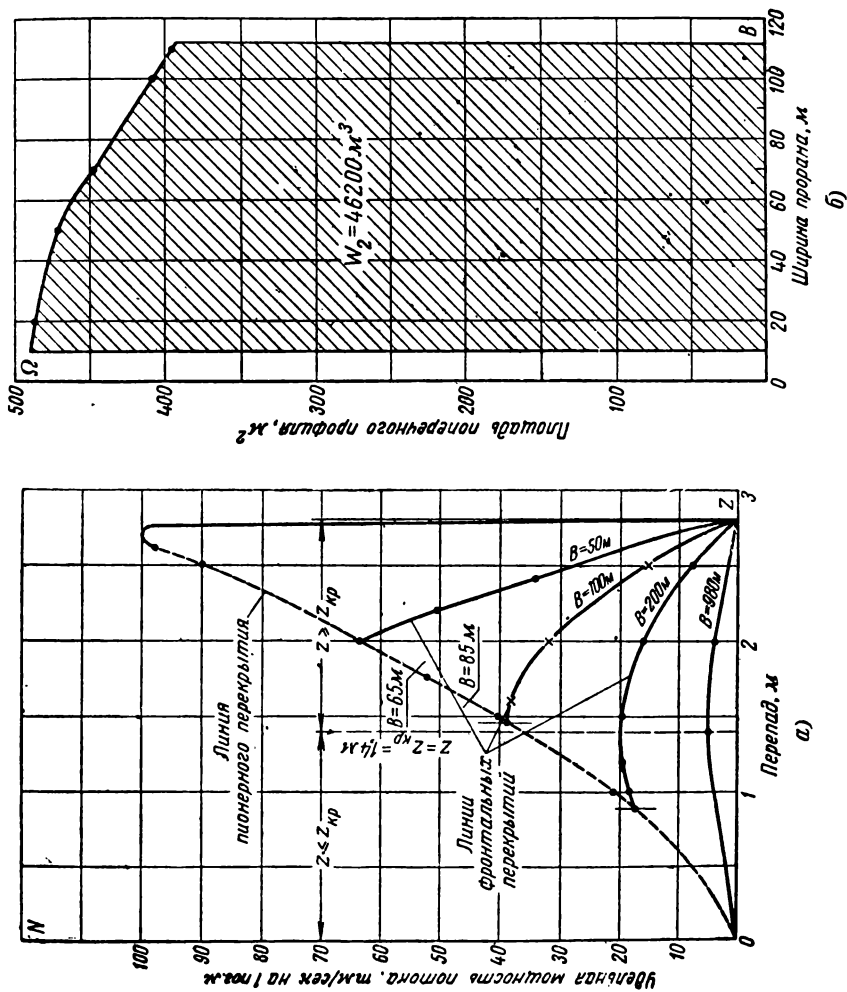


Рис. 81. К примеру сравнения фронтального и пионерного методов перекрытия.

а—зависимость удельной мощности от перепада при пионерном и фронтальном перекрытиях; б—к определению объема матернала наброски при пионерном перекрытии (на интервале ширины прорана 112—10 м).

мощности потока в проране. Эта мощность согласно рис. 81, а соответствует точкам пересечения линии пионерного перекрытия с линиями фронтальных перекрытий.

Для ориентировочной оценки объема материала при пионерном перекрытии русла представляется логичным использовать формулу для определения площади пионерного профиля фронтальной наброски.

При этом, однако, в указанную формулу в качестве N , e , h_0 и $z_{кр}$ следует подставлять переменные в процессе пионерного перекрытия величины.

Предварительно устанавливается (с использованием, например, графика, аналогичного представленному на рис. 21,б) предельная ширина прорана, при которой средние скорости v в проране будут меньше $v_{мин}$ (см. § 10*). Можно полагать, что до этой ширины пионерное перекрытие осуществляется компактным профилем заданного очертания. Далее, следует установить предельную ширину прорана, при которой материал еще не переходит во влекомое («текущее») состояние. В этом случае скорость в проране должна быть не большей $v_{макс}$.

Дальнейшее пионерное перекрытие прорана от указанной предельной ширины возможно только с применением материала большей крупности.

Выбор крупности материала для пионерного перекрытия следует производить по скорости, отвечающей началу смыкания дамб: в этот момент должно соблюдаться предельное условие $v = v_{макс}$.

Перекрытие русла на этапе смыкания дамб осуществляется крупногабаритным материалом, крупность которого в первом приближении может быть назначена по максимальной скорости, отвечающей этому этапу (см. рис. 21, б).

Так, в нашем примере при крупности камня $d = 44$ см минимальная скорость течения, как известно равная $v_{мин} = 0,715 v_{макс}$ (см. § 10), составляет:

$$v_{мин} = 0,715 \cdot 4,45 = 3,18 \text{ м/сек.}$$

Согласно рис. 21,б эта скорость наблюдается при ширине прорана $\bar{B} = 112$ м.

1* При детальных расчетах сравнивать с $v_{мин}$ следует максимальную скорость в проране, равную $v \cdot K$, т. е. с учетом концентрации скоростей у оголовков.

Предельная средняя ширина прорана, при которой используемый материал еще противостоит потоку, составляет приблизительно 10 м; при этой ширине дамбы фактически смыкаются нижними частями своих откосов (см. рис. 21,б). Скорость в проране при указанной ширине равна $v_{\max} = 4,45$ м/сек.

Таким образом, от ширины $B = 200$ м до $B = 112$ м возможно стеснение русла пионерными дамбами компактного профиля. От ширины $B = 112$ м до $B = 10$ м при пионерном стеснении будет наблюдаться разнос материала (образование «шлейфа»).

Создание банкета после начала смыкания дамб не может быть выполнено материалом, для которого $v_{\max} = 4,45$ м/сек, так как эта скорость меньше максимальной скорости в проране, равной в нашем случае 7,15 м/сек (см. рис. 21,б). Указанный материал будет непрерывно уноситься транспортирующим его потоком. Крупность материала, способная противостоять скорости в проране, составляет по формуле (69) приблизительно $d \approx 1,15$ м; этим материалом может быть создан банкет на участке замыкания.

Подсчитаем объемы материала, необходимые для пионерного перекрытия прорана шириной $B = 200$ м, не учитывая уширения дамб, необходимого для разворота автомашин, а также некоторый выход отсыпи из воды, т. е. считая, что высота отсыпи $h = h_0 + z_{\max} = 8,4 + 2,8 = 11,2$ м.

Будем рассматривать отдельно три следующие интервала ширин прорана:

1. Пионерное перекрытие дамбами компактного профиля от ширины $B_1 = 200$ м до $B_2 = 112$ м

$$W_1 = (a + m h) h (B_1 - B_2),$$

где a — ширина пионерной дамбы поверху; в расчете принимаем величину a равной 3 м;

m — коэффициент откоса; принимаем равным 1,25;

$W_1 = (3 + 1,25 \cdot 11,2) 11,2 (200 - 112) = 16\,760$ м³ материала крупностью $d = 44$ см.

2. Пионерное перекрытие дамбами с разносом материала от ширины $B_2 = 112$ м до $B_3 = 10$ м.

Для расчетов используем формулу (95), которая в нашем случае может быть записана так:

$$\Omega = \frac{e N_{\max} h_0^{1/3}}{\gamma n^2 v_{\max}^3} \left(1 + \frac{z}{2e} \right) + 1,25 (h_0 + z_{\max})^2,$$

где $N_{\text{макс}}$ — максимальная для данной ширины прорана удельная мощность потока;

z — перепад, соответствующий данной ширине прорана.

Следует отметить, что величины, входящие в формулу, определяются для данной ширины прорана по графикам на рис. 21, б и 81, а.

Так, например, задаем ширину прорана $B = 100$ м. Определяем по рис. 21, б удельный расход $q = 26,7$ м³/сек на 1 пог. м и перепад $z = 1,45$ м. Максимальная удельная мощность потока для данной ширины прорана

$$N_{\text{макс}} = \gamma q z = 1 \cdot 26,7 \cdot 1,45 = 38,7 \text{ тм на 1 пог. м.}$$

Определяем следующие величины:

$$h_0 = \frac{q}{v_{\text{макс}}} = \frac{26,7}{4,45} = 6 \text{ м; } e = h_0 - h_0 = 8,4 - 6 = 2,4 \text{ м.}$$

Площадь пионерного профиля наброски, эквивалентная фронтальному методу,

$$\Omega = \frac{2,4 \cdot 38,7 \cdot 6^{1/3}}{1,0 \cdot 1^2 \cdot 4,45^3} \left(1 + \frac{1,45}{2 \cdot 2,4} \right) + 1,25 (8,4 + 2,8)^2 = 407 \text{ м}^2.$$

Таким же образом определяем площади поперечных профилей для других ширин прорана в интервале от $B_2 = 112$ м до $B_3 = 10$ м.

Для указанного интервала построен график зависимости площади пионерного профиля пионерной наброски Ω от ширины прорана B (см. рис. 81, б).

Общий объем материала W_2 равен площади этого графика $\Omega = f(B)$, величина которой может быть установлена планиметрированием.

В нашем случае этот объем оказался равным $W_2 = 46\,200$ м³ материала крупностью $d = 44$ см.

3. Пионерное перекрытие на этапе смыкания дамб материалом крупностью $d = 1,15$ м при начальной средней ширине прорана $B_3 = 10$ м.

В этом случае расчет необходимого объема материала проводим также по использованной выше формуле, принимая в ней

$$N = (N_{\text{кр}})_{\text{пионерн}} = 100 \text{ тм/пог.м.}$$

Указанной мощности соответствуют перепад $z = 2,64$ м и удельный расход $q = 37,8$ м³/сек на 1 пог.м.

Определяем величины

$$h_0 = \frac{q}{v_{\text{макс}}} = \frac{37,8}{7,15} = 5,28 \text{ м}; e = 8,4 - 5,28 = 3,12 \text{ м};$$

$$\Omega = \frac{3,12 \cdot 100 \cdot 5,28^{1/3}}{1,0 \cdot 1^2 \cdot 7,15^3} \left(1 + \frac{2,64}{2 \cdot 3,12} \right) + 1,25 (8,4 + 2,8)^2 = 370 \text{ м}^2.$$

Объем материала, необходимый на этапе смыкания дамб, $W_3 = 10 \cdot 370 = 3700 \text{ м}^3$ материала крупностью $d = 1,15 \text{ м}$.

Таким образом, в условиях рассмотренного примера фронтальное перекрытие прорана шириной 200 м может быть осуществлено наброской 70400 м^3 материала крупностью 0,44 м. При пионерном методе наброской материала этой крупности окончательно перекрыть русло банкетом оказалось невозможным. Наброской указанного материала в объеме $W_1 + W_2 = 16760 + 46200 = 62960 \text{ м}^3$ можно пионерно стеснить проран до ширины 10 м. Перекрытие последнего участка замыкания для создания банкета свободной наброской требует 3700 м^3 однородного материала крупностью 1,15 м.

Приведенные цифры пригодны в случае неразмываемого русла, для ориентировочных технико-экономических сопоставлений фронтального и пионерного методов перекрытия с учетом стоимости материалов наброски, переправы, видоизменения подъемно-транспортных средств и других возможных обстоятельств, зависящих от конкретных условий того или иного объекта строительства.

После принятия определенного метода надлежит произвести окончательный, уточненный расчет перекрытия; для фронтального метода—по зависимостям, приведенным в гл. 5, с учетом фильтрации по данным гл. 6 и неравномерности наброски по фронту по данным § 4. В случае принятия пионерного метода при окончательном подсчете объемов, кроме того, надлежит учитывать концентрацию удельных расходов у торца пионерно выдвигаемой дамбы, сжатие потока в проране (рис. 4), а также увеличение ширины дамбы, необходимое для обеспечения разворота на ней автомашин, подающих камень.

В ряде случаев наиболее рациональным может оказаться комбинированный метод пионерно-фронтального перекрытия. В этом случае пионерно выдвигаются дамбы до обосновываемой расчетом ширины прорана, которую в технико-экономическом отношении выгодно и надежно перекрывать фронтальным методом.

Отметим также, что из числа вариантов строительного водоотвода должен быть выбран наиболее экономичный, т. е. такой, при котором суммарная стоимость этого водоотвода и перекрытия русла была бы минимальной. Это связано с общей компоновкой гидроузла.

ЗАКЛЮЧИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ

На первых же этапах применения гидравлически обоснованного метода перекрытия русел рек наброской камня в текущую воду этот метод получил широкое развитие в нашей стране. По подсчетам В. Е. Доманского [Л.44] только на предвоенных стройках СССР метод постройки плотин смешанного типа в текущей воде (без перемычек) дал стране свыше 100 млн. руб. экономии и значительное сокращение строительных сроков.

В дальнейшем совершенствование методов перекрытия русел стимулировало применение весьма экономичного однорежного пойменного расположения водопропускных бетонных сооружений на крупных равнинных реках (например, для Сталинградской ГЭС на Волге).

Помещенная в приложении таблица иллюстрирует постепенный рост перекрытых в СССР речных потоков за последние четверть века, а также некоторые гидравлические параметры и материалы перекрытий. Как правило, набросные банкеты, возведенные в СССР, входят в состав глухих русловых плотин смешанного типа.

Примеры крупных работ по перекрытию русел рек дает также зарубежная практика, однако большей частью применительно к возведению перемычек, не входящих в тело плотин.

Характерны усиление технической оснащенности наших и зарубежных строителей и разнообразие технических средств, примененных в процессе работ по перекрытию русел. Эти перекрытия до последних лет в большинстве случаев осуществлялись равномерной (по фронту) подачей в поток материалов невлекомой крупности, создающих банкет. С 1954 г. получает развитие и пионерный метод перекрытия русел рек.

В качестве средств транспорта применялись сначала железнодорожные составы, затем транспортеры, в дальнейшем почти повсеместно автомобили-самосвалы (грузоподъемность которых у нас дошла до 10—25 т), наконец, канатные дороги и средства гидромеханизации, в том числе с проточной частью, специально приспособленной для пропуска каменных материалов крупностью до булыжника и выше.

Наряду с широким применением в качестве подаваемого в поток материала естественных грунтов (массивов из суглинка, смеси глины с валунами, песчано-гравийных смесей) и карьерной смеси, а также камня можно отметить и применение на решающем этапе перекрытия искусственных материалов: бетонных массивов, сначала в форме кубов, а затем тетраэдров и, наконец, весьма проницаемых железобетонных и металлических каркасных конструкций.

Весьма ценным фактором для дальнейшего повышения не только количественных, но также качественных технико-экономических показателей перекрытий являются широко поставленные натурные измерения основных параметров перекрытия и возникновение в последнее время специальных лабораторий по вопросам гидравлики производства работ.

Как нам представляется, на современном этапе проектирование перекрытий русел рек должно производиться уже на ранних стадиях проектирования компоновки гидроузла в целом. Именно для этого нами предложены новые критерии и приемы расчета, имеющие целью: повысить технико-экономическую обоснованность проектов в отношении как строительной компоновки гидроузла в целом, так и самого процесса перекрытия в отдельности.

Наряду с этим новые грандиозные гидроузлы, осуществляемые и проектируемые на могучих реках Сибири, настоятельно выдвигают вопросы дальнейшего технико-экономического совершенствования методов перекрытия. В условиях скальных неразмываемых русел определенный интерес приобретают вопросы развития пионерного метода перекрытия русла наброской скалы различных в том числе и весьма крупных размеров. В соответствующих случаях значительное пионерное стеснение русла может сочетаться с фронтальной наброской на относительно малом участке замыкания, а также с применением ряжевых проницаемых конструкций, увеличивающих водопропускную способность банкета.

Мы полагаем, что требования, возникающие при проектировании и возведении новых крупных гидроузлов с высокими плотинами в их составе, несомненно, должны, в частности, привести в соответствующих случаях к увеличению высоты набросок и перепадов при перекрытии.

Задаче гидравлического обоснования предстоящего технического прогресса в деле перекрытия русел рек и должна служить по мысли авторов книга, предлагаемая вниманию наших передовых гидротехников.

ТАБЛИЦА НЕКОТОРЫХ ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПО ОСУЩЕСТВЛЕННЫМ ПЕРЕКРЫТИЯМ

Годы	Река	ГЭС	Фактический расход реки, $\text{м}^3/\text{сек}$	Ширина участка замыкания, м	Конечный перепад (при выходе), м	Материал фронтальной наброски	Интенсивность наброски, $\text{м}^3/\text{сут-ки}$ на 1 пог. м
А. Реки СССР							
1933	Нива	Нива II	83	20	1,49	Камень 25 см	10
1934	Свирь	Н. Свирская	600—850	120	1,93	Камень 25 см и бетонные кубы 3,6 м	10
1935	Тулома	Н. Туломская	70	35	5,0	Камень 10—70 см	28
1939	Волга	Угличская плотина № 4	450	75	3,05	Камень 20 см	30
1939	Сыр-Дарья	Чирчикская	100	25	2,0	Габбионы	30
1940	Волга	Рыбинская плотина № 3	500	300	0,4	Камень 20 см	30
1940	Шексна	То же № 5	400	40	1,8	То же	150
1944	Сыр-Дарья	Фархадская	320—380	70	3,0	Камень 20—25 см	30
1950	Иртыш	Усть-Каменогорская	450	81	1,5	» 20—30 см	12
1951	Свирь	В. Свирская	450	90	1,73	» и бетонные кубы 2 м	48
1951	Дон	Цимлянская	300	80	0,74	Сортированный камень	128

Годы	Река	ГЭС	Фактический расход реки, м ³ /сек	Ширина участка замыкания, м	Конечный перепад (при выходе), м	Материал фронтальной наброски	Интенсивность наброски, м ³ /сутки на 1 пог. м
1953	Кама	Камская	1 100— 1 400	149	1,35	«Вапны», бетонные кубы 4,2 м	24
1954	Нарова	Нарвская	360	36	2,4	Монолиты суглинка и каркасы (пионерно)	40
1955	Днепр	Каховская	1 700— 1 500	230	0,94	«Горная масса», бетонные массивы, железные каркасы	55
1955	Волга	Горьковская	1 200— 1 300	280	0,88	Карьерная смесь и железобетонные каркасы	65
1955	Волга	Волжская	3 800— 3 850	340	1,96	Карьерная смесь и бетонные пирамиды 10 м	88
1956	Ангара	Иркутская	1 580— 1 800	130	1,33	Карьерная смесь и бетонные массивы различной формы и веса	—
1956	Обь	Новосибирская	1 180— 1 520	42 ÷ 40	1,73— 2,16	Пионерная отсыпка камня, «гирлянд» и монолитов до 10 м	—
1957	Иртыш	Бухтарминская	460—355	—	1,90	Пионерная наброска глыб скалы весом до 25 м	—

Годы	Река	ГЭС	Фактический расход реки, м ³ /сек	Ширина участка замыкания, м	Конечный перепад (при выходе), м	Материал фронтальной наброски	Интенсивность наброски, м ³ /сутки на 1 пог. м
Б. За рубежомные реки							
1937—1940	Рона	ГЭС Жениссиа, Франция	300	60	—	Камень и заанкеренные металлические каркасы (тетраэдры)	—
1948	Колорадо	Плотина Дэвис, США	340—510	12	—	Крупный камень и металлическая решетка	—
1950	Колумбия	Плотина Мак-Нэри, США	3 000	73	—	Камень и бетонные пирамиды по 12 м	—
1952	Миссури	Плотина Форт-Рэндель, США	850	305	—	Гравий, $d = 7,6$ см	—
1954	Реп Oreille	Albeni Falls, США	420—560	40—0	2,0	Пионерное перекрытие верховой и низовой дамбами из скалы случайных размеров	—
1954	Колумбия	Joseph Dam, США	2 000	—	2	Пионерное перекрытие. На последних 15 м анкерования скальных глыб	—
1956	„	Dalles, США	3 000	—	3	Пионерное перекрытие дамбой шириной 70 м. На последних 30 м — каменные глыбы весом 4,5 т	—

ЛИТЕРАТУРА

1. Избаш С. В., О фильтрации в крупнозернистых материалах, Изв. НИИГ, т. 1, 1931
2. Избаш С. В., Постройка плотин наброской камня в текущую воду, М.-Л., 1932.
3. Срибный М. Ф., Фильтрующие искусственные сооружения и гидравлика турбулентной фильтрации, Трансжелдориздат, М., 1933.
4. Пузыревский Н. П., Фильтрующие насыпи, ОНТИ, Госстройиздат, 1934.
5. Избаш С. В., Гидравлика наброски, Изв. НИИГ, т. XVII, 1935.
6. Гордиенко П. И., Водосливные плотины из каменной наброски, «Гидротехническое строительство», 1944, № 3.
7. Blanchet Ch., Technique de la construction des barrages en pierre lancées dans l'eau courante, La Houille Blanche, vol. 1, 1946.
8. Bowman W., Westerns Europes Biggest Power Dam, Engineering News Record, № 26, 1948.
9. Избаш С. В., Гидравлика в производстве работ, Стройиздат, 1949.
10. Железняков Г. В., Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии, Изд. АН СССР, М.-Л., 1950.
11. Ломизе Г. М., Фильтрация в трещиноватых породах, Госэнергоиздат, 1951.
12. Михайлов К. А. и др., Гидравлика, гидрология, гидрометрия, т. II, Дориздат, М., 1952.
13. Шамов Г. И., Формулы для определения предельной скорости и расходов донных наносов, Труды государственного гидрологического института, вып. 36/90, Гидрометеиздат, Л., 1952.
14. Мостков М. А., Гидравлический справочник, 1952.
15. Тетрапод как результат научной разработки гидротехнических массивов с выступами, Engineering News Record, January 1953.
16. Straub L., Dredge Fill Closure of Missouri River of Fort Randall, Proceedings Minnesota International Hydraulics Convention, 1953.
17. Васильев А. Ф., Перекрытие крупной реки при строительстве гидроэлектростанции, ГЭИ, М.-Л., 1954.
18. Избаш С. В., Халдре Х. Ю. и Иванов В. Г., Каркасная наброска для перекрытия русел многоводных рек, «Гидротехническое строительство», 1954, № 4.
19. Резолюция Всесоюзной научно-технической конференции по некоторым вопросам гидротехники в помощь Куйбышевгидрострою, Куйбышев, 1954.
20. Емцев Б. Т., Об устойчивости откоса каменнонабросной отсыпи в потоке, Труды МЭИ, вып. XII, 1954, Госэнергоиздат.
21. Tracy H. J. and Carter R. W., Backwater Effects of Open Channels Constrictions, Proceedings ASCE, vol. 80, p. 413, February, 1954.
22. Kindwater C. H. and Carter R. W., Tranquil Flow through Open Channel Constrictions, Proceeding ASCE, vol. 80, p. 467, August 1954.
23. Гордиенко П. И., Фильтрация воды через наброску рваного камня, МИСИ, Сборник трудов, № 9, М., 1955.
24. Минц Д. М. и Шуберт С. А., Гидравлика зернистых материалов, Минкомгиз, 1955.
25. Носов Р. П. и Киселев Н. Г., Перекрытие русла Волги в створе Горьковской гидроэлектростанции, «Гидротехническое строительство», 1955, № 8.

26. Коних В. В., Платонов В. А., Дементьев М. А. и др., Перекрытие русла реки Днепр на строительстве Каховской ГЭС, «Гидротехническое строительство», 1955, № 7.

27. Производственный бюллетень № 2, Куйбышевгидрострой, Технический кабинет, 1955.

28. Совещание по гидромеханизации земляных работ и перекрытию русел рек. Тезисы докладов НТО строительной промышленности СССР, М., 1955.

29. Иориш Е. Л., Мелентьев В. А. и Горохов А. С., О перекрытии реки Днестр на строительстве Дубоссарской ГЭС в 1954 г., «Гидротехническое строительство», 1955, № 8.

30. Меламут Д. Л. и Копиевский К. П., Безбанкетное перекрытие русла реки Днестр, «Гидротехническое строительство», 1955, № 2.

31. Меламут Д. Л., Перекрытие рек способом гидромеханизации, Сельхозгиз, 1955.

32. Емцев Б. Т., Гидравлический расчет процесса перекрытия русла наброской камня в поток, «Гидротехническое строительство», 1956, № 5.

33. Избаш С. В. и Халдре Х. Ю., К оценке условий перекрытия русел рек и материалов наброски, «Гидротехническое строительство», 1956, № 5.

34. Халдре Х. Ю., К вопросу о неравномерной турбулентной фильтрации, Сборник научных трудов ЭСХА, вып. II, Эстонское государственное издательство, 1956.

35. Совещание по обобщению опыта гидромеханизации земляных работ и перекрытию русел рек, Решение совещания, Москва, 1956.

36. Емцев Б. Т., Экспериментальное изучение влияния интенсивности наброски на формирование каменной отсыпи в потоке, Труды МЭИ, вып. XIX, Госэнергоиздат, 1956.

37. Тепакс Л. А., Гидравлическое сопротивление при турбулентной фильтрации, Труды ТПИ, А-81, Таллин, 1956.

38. Тепакс Л. А., Скорость падения частиц в спокойной жидкости, Труды ТПИ, А-77, Таллин, 1956.

39. Васильев А. Ф., Моренные грунты в гидротехническом строительстве, Изд. Оргэнергостроя, г. Куйбышев, 1956.

40. Лебедев И. В., Гидравлический расчет сжатия и растекания потока, стесненного перемычками ГЭС, Изд. Оргэнергостроя, г. Куйбышев, 1957.

41. Мельников А. М. и Хальфин Ф. Н., Методы перекрытия русел рек и их влияние на темпы строительства гидроэлектростанций, Оргэнергострой, Техническая информация, вып. 2, 1956.

42. Torpen B. E., Large Rocks in River Control Works, Civil Engineering, vol. 26, № 9, September 1956.

43. Marvin J. Webster, The Dalles Diversion made with Rock-Fill Dam, Civil Engineering, vol. 21, № 2, February 1957.

44. Доманский В. Е., О научно-технической основе строительного производства в гидроэнергостроительстве и задачах предстоящих исследований, Оргэнергострой, 1957.

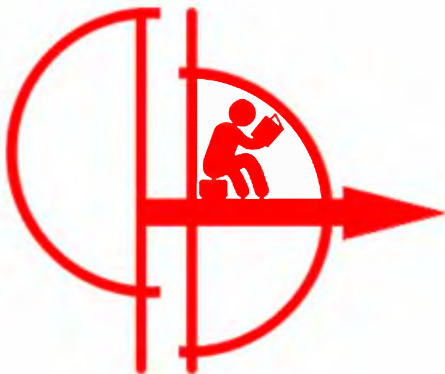
45. Избаш С. В., Обоснование банкетного и пионерного методов перекрытия русел рек, МЭИ, Тезисы доклада, 1957.

О П Е Ч А Т К И

Страница	Строка	Напечатано	Должно быть
120	15 сверху	$q_{\text{пр}} = 31,3 d^{3/2}$	$q_{\text{пр}} = 31,3 d^{3/2}$
125	10 снизу	При наличии, водоотвода q	При наличии водоотвода q
198	6 сверху	пионерного профиля	поперечного профиля

С. В. И з б а ш, Х. Ю. Х а л д р е. Гидравлика перекрытия русел рек, Госэнергиздат, 1959.

Зак. 317



Цена 6 р. 70 к.

С. В. ИЗБАШ и Х. Ю. ХААДРЕ

ГИДРАВЛИКА ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЕЛ РЕК

ГОСЭНЕРГОИЗДАТ