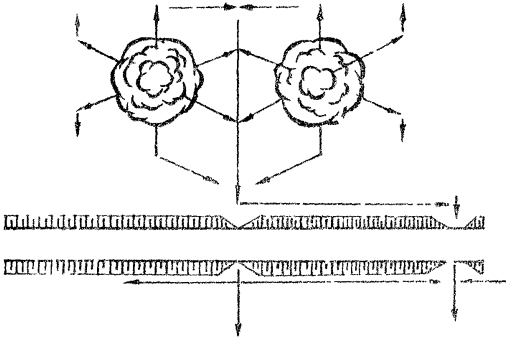
МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

РАСЧЕТЫ МАКСИМАЛЬНОГО ДОЖДЕВОГО СТОКА И ЕГО РЕГУЛИРОВАНИЯ



МИНТРАНССТРОЙ ГЛАВТРАНСПРОЕКТ
СОЮЗДОРПРОЕКТ

1981

gost.e-ecolog.ru

СССР
МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ГЛАВТРАНСПРОЕКТ
СОЮЗДОРПРОЕКТ

УДК 627.51.011.21:625.70

Утверждаю для практического
применения
Главный инженер Союздорпроекта
Б.Р.Сыпков
1980г.

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
по расчету максимального дождевого стока и его регулированию

Москва, 1980г.

© СОЮЗДОРПРОЕКТ 1981г.

Предисловие

В методических рекомендациях изложены методы определения максимальных дождевых расходов, рекомендуемые для обоснования отверстий водопропускных, водоотводных и водосборных сооружений при проектировании внегородских автомобильных дорог. Даны рекомендации по методике обоснования расчетных параметров основного метода расчета максимального дождевого стока по материалам инженерно-гидрометеорологических изысканий. Изложены методы естественного и искусственного регулирования максимального стока.

Методические рекомендации подготовлены по результатам многолетних исследований, выполненных в Союздорпроекте с 1966 по 1980 гг., а также опыта применения нового метода расчета максимального дождевого стока в проектировании автомобильных дорог как в СССР, так и в некоторых зарубежных странах.

Дальнейшее снижение стоимости водопропускных, водоотводных, укрепительных и регуляционных сооружений на автомобильных дорогах во многом зависит от повышения качества определения максимальных расчетных расходов, с учетом конкретных условий их формирования, естественного и искусственного регулирования.

Нормативные методы оценки максимального стока позволяют характеризовать условия формирования максимального стока лишь на тех водосборах, фактические наблюдения на которых положены в основу географически-территориальных обобщений расчетных параметров.

Использование этих параметров на неисследованных водосборах сопряжено с известной степенью приближенности, характеризуемой точностью и полнотой измерений на опорных створах, относительной условностью в схематизации расчетных параметров и их интерполяции по территории.

Поэтому оценка максимального стока краткосрочными натурными наблюдениями, производимыми проектно-изыскательскими организациями в период инженерных изысканий позволяет достигать не только большей надежности расчетных максимумов, но и в ряде случаев значительную экономичность построенных и эксплуатируемых сооружений.

Однако в различных ведомствах и организациях вопросы расчетов максимальных расходов, их обоснование натурными данными, а также трактовка нормативных документов, порядок их использования и правомерность решаются и понимаются по-разному. Такое положение нередко приводит к разночтению этих нормативов, к различным результатам расчета и к неравнообеспеченности проектных решений в одних и тех же районах строительства.

Поэтому с 1967 года в Союздорпроекте начаты исследования и обобщения теории и практики расчетов максимального дождевого стока в целях разработки единой методологии обоснования расчетных максимумов расходов с учетом специфики и особенностей автодорожного строительства.

На основе этих исследований в 1969г. были сформулированы предложения по расчету максимальных дождевых расходов, а в 1971г. разработаны ведомственные указания по расчету дождевых расходов /18/.

В 1972г. была подготовлена вторая редакция этих указаний /19/, которые были согласованы Главтранспроектом и рекомендованы рядом инструктивно-нормативных документов Минтрансстроя СССР /6,12,13,14/ для проектирования автомобильных и железных дорог.

В соответствии с планом пересмотра действующих и разработки новых нормативных документов по строительству и архитектуре на 1978 год, утвержденным постановлением Госстроя СССР от 15.12.77г. № 200, техническим заданием и программой работ на разработку "Инструкции по определению расчетных гидрологических характеристик /пересмотр СН 435-72/ утвержденным Госкомгидрометом Союздорпроект по согласованию с ведущей организацией ГГИ принял как соисполнитель в 1978-80 гг. исследования по разработке методических основ расчетов максимального и внутригодового стока при отсутствии данных наблюдений.

В результате выполненных исследований признано целесообразным максимальное использование возможностей инженерно-гидрометеорологических изысканий автомобильных дорог для получения натурных данных по максимальному стоку. Разработан состав и методы изысканий максимального стока, а также обоснован методически и внедрен в практику расчетов принцип

линейно-региональных норм максимального стока. Обобщены методы учета естественного и искусственного регулирования максимального стока и разработаны некоторые из малоисследованных. По результатам этих исследований и разработаны настоящие методические рекомендации.

Они рассматриваются Союздорпроектом как новая редакция ведомственных указаний по расчету дождевых расходов, составленных в развитие СН 435-80 / 8I /.

В настоящих рекомендациях дана более полная систематизация вопросов обоснования расчетных максимумов дождевых расходов, произведено ведомственное регламентирование методических основ и порядок расчетов максимального дождевого стока в дорожном строительстве, а также определена наиболее целесообразная техническая направленность инженерно-гидрометеорологических работ при обосновании проектов автомобильных дорог.

Методические рекомендации рекомендованы ЦНИИС"ом №530715/130 от 10.12.1980г./ и одобрены Главтранспроектом 5002/24 от 25.12.1980г. для проектирования автомобильных дорог

Методические рекомендации разработаны главным специалистом технического отдела канд.техн.наук Переозниковым Б.Ф.

Начальник технического отдела Готштейн К.М.

I. Нормативные методы расчета и регулирования максимального стока, анализ и порядок их применения к решению задач автодорожного строительства

Методы расчета и регулирования максимального стока в транспортном проектировании регламентированы следующими инструктивно-нормативными документами:

"Указаниями по определению расчетных гидрологических характеристик. СН 435-80 /17/, разработанными ГГИ".

"Инструкцией по расчету стока с малых водосборов" ВСН 63-76 /I/, разработанной ЦНИИС.

"Наставлением по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки НИМП-72 /5/ ЦНИИС-Главтранспроект.

"Руководством по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений ЦНИИС-Главтранспроект /I2/.

"Указаниями по расчету дождевых расходов" /I9/, разработанными Союздорпроектом.

Основным документом для расчета максимального стока на реках СССР предназначены быть СН 475-80. В этих нормах оговорены условия применения других нормативов, а также границы использования предлагаемых методов расчета максимального стока. Так, разрешается руководствоваться соответствующими нормативными документами, утвержденными или согласованными Госстроем СССР, а также официальными документами в области гидрологии, опубликованными ГУГМС при СМ СССР.

Для объектов, расположенных на устьевых участках рек, в зоне влияния морских приливов и отливов, а также на селеносных реках следует /I7/ выполнять специальные расчеты.

В целях повышения обоснованности гидрологических расчетов допускается /I7/ применение результатов дополнительных исследований, выполненных для малоизученных районов.

Расчетные максимальные расходы необходимо устанавливать /I7/ на основе всестороннего анализа и обобщения данных о высоких паводках, наблюдавшихся в заданном районе. При необходимости, обусловленной степенью гидрологической изученности района, производятся полевые исследования.

Методы таких обобщений и исследований максимального стока не регламентированы и не ограничены требованиями о согласовании с какой-либо утверждающей инстанцией, а следовательно должны выполняться по ведомственной методологии.

Для вычисления максимального дождевого стока СН 435-72 рекомендованы две различные формулы, границы применения которых определены данными табл.I.I. в зависимости от размеров водосборов и физико-географических зон.

Таблица I.I.

Природная зона СССР	Расчеты по формуле: предельной интенсивности стока	эмпирической
	площадь водосбора	F, км2
Равнинная территория		
Тундровая, лесная и лесостепная	< 50	50-30000
Степная	< 200	200-10000
Засушливых степей	< 200	200-1000
Полупустынная	< 200	-
Горные районы /500 Нср 200м/		
Районы Средней Азии	< 200	-
-"- Северо-Востока	≤ I0	>I0
Прочие районы	< 50	50-I0000

Примечание: При проектировании сооружений на реках с площадями водосборов, превышающими пределы, указанные в табл.I.I. максимальные дождевые расходы при отсутствии гидрометрических данных требуется /I7/определять на основе полевых гидрологических исследований.

Таким образом внедрение в практику гидрологических расчетов СН 435-72 подтверждает и обуславливает необходимость проведения полевых исследований водотоков, а также разработки методов их проведения и обобщения результатов этих исследований. А поскольку методы полевых гидрологических исследований и расчетов на их основе максимальных расходов также не

регламентированы и не ограничены СН 435-80, то они должны устанавливаться проектно-изыскательской организацией.

Для автодорожного строительства применение СН 435-80 ограничивается не только размерами водосборов и физико-географическими зонами СССР, представленными в табл.II, но и отсутствием рекомендаций: 1/ по определению объема паводочного стока; 2/ по расчету максимальных расходов воды в дорожных сооружениях с учетом аккумуляции паводочного стока перед дорогой; 3/ по приближенным методам расчетов максимального стока на ускоренных изысканиях для технико-экономических обоснований /ТЭО/,ОПР; 4/ по определению максимального стока на различных стадиях проектно-изыскательских работ; 5/ по оценке предельных максимумов стока; 6/ по учету региональных особенностей искусственного и естественного регулирования максимального стока; 7/ по оценке максимальных расходов в особых условиях формирования паводочного стока; 8/ по расчету и регулированию максимального стока с микробассейнов дорожного водоотвода, характеризующихся безруслоными односклоновыми прямоугольными поверхностями с различными типами искусственных покрытий и сочетанием поперечных и продольных уклонов стекания; 9/ по расчету максимального стока при отсутствии подробного топографического материала; 10/ по определению максимального стока и его регулирования в различных зарубежных районах строительства при оказании технической помощи СССР развивающимся странам.

Отсутствие в СН 435-80 рекомендаций по этим вопросам, а также методов полевых гидрологических исследований максимального стока и обобщений полученных результатов обуславливает необходимость и правомерность их разработки и регламентирования ведомственными инструктивно-нормативными документами для различных отраслей строительства с учетом их специфики и задач развития.

Указаниями СН 435-80 для водопропускных сооружений на железных и автомобильных дорогах максимальные расходы воды дождевых паводков на реках с площадью водосборов не более 100 км2 допускается определять по другим нормативным документам, утвержденным или согласованным Госстроем СССР, при соответствующем обосновании проектно-изыскательской организацией целесообразности их применения.

Таким документом являются ВСН 63-76, согласованные Госстроем СССР для расчета максимальных дождевых расходов на водосборах до 100 км2. Однако при водосборах более 50 км2 по ВСН 63-76 требуется проверка результатов расчетов по натурным данным. Для однородных районов допускается использование в качестве расчетных местных региональных норм стока, разработанных по данным натурных наблюдений.

ВСН 63-67, как и СН 435-72, признавая значимость и необходимость натурных паводочных расходов для сопоставления с вычисленными не регламентируют для дорожного строительства методы полевых гидрологических исследований и обобщения их результатов, а также не содержат рекомендаций по учету регулирования максимального стока, за исключением аккумуляции паводочного стока на малых водосборах.

Требования современного автодорожного строительства выдвигают ряд задач специфического гидрологического обоснования расчетных максимумов дождевого стока, которые подлежат не только разработке на каждом объекте проектирования, но ведомственному регламентированию дополнительно к нормативам /17/ и /1/:

1 - Приближенные расчеты максимального дождевого стока на водосборах независимо от их величины и района строительства, при любой степени обоснованности натурными данными и стадии проектно-изыскательских работ, а также расчеты в районах, не охваченных рекомендациями нормативных документов;

2 - Инженерно-гидрометеорологические изыскания максимального дождевого стока с получением натурных данных о паводочных расходах воды и условиях их естественного и искусственного регулирования при любой степени изученности и района проектирования;

3 - Обобщение результатов полевых инженерно-гидрометеорологических изысканий максимального стока и их использование для получения надежных расчетных максимумов стока в нормативных /17/ или иных ведомственных схемах расчета для любого требуемого района.

4 - Расчеты максимальных дождевых расходов с учетом региональных особенностей естественного и искусственного регулирования паводочного стока, а также в особо сложных условиях его формирования.

Для районов, не охваченных рекомендациями нормативных документов /17/, а также для приближенных расчетов максимальных расходов на первых стадиях проектирования ведомственные документы Минтрансстроя СССР – ВНИИ-72 /5/, Руководство /12/ и Указания /19/ предусматривают применение метода Союздорпроекта /19/. Для предварительных расчетов максимальных полевых расходов на стадии ТЭО и сравнения вариантов в полевых условиях "Руководством ЦНИИС-Главтранспроекта /12/ рекомендуются "Указания" Союздорпроекта /19/. С учетом внесения дополнительных коррективов, касающихся максимумов 10% вероятности превышения полевого районирования за пределами СССР и других эта методика расчетов максимальных полевых расходов излагается ниже /см.раздел 2/.

Необходимость проведения инженерно-гидрометеорологических изысканий в составе инженерных изысканий официально регламентирована с 1969г. /15/, а в настоящее время СНиП II-9-78/16/. По поручению Госстроя СССР и Минтрансстроя в Союздорпроекте разработан состав, технология и методы инженерно-гидрометеорологических изысканий и в том числе максимального стока, которые регламентированы /3/ ведомственными документами /3/ и /4/ и настоящими рекомендациями /см.раздел 5/.

Логическим завершением инженерно-гидрометеорологических изысканий максимальных стоков является обобщение их результатов путем сопоставления с вычисленными по нормативам /17,1,19/, либо обоснованием региональных параметров формулы /19/ для исследуемого района.

Союздорпроектом впервые /1966-70гг/ в практике гидрологических обоснований транспортных сооружений методически обоснован и внедрен в проектирование метод обобщения результатов натурных измерений и инженерно-гидрометеорологических изысканий в виде линейно-региональных норм максимального стока. Этот метод получил широкое признание, им разработаны расчетные нормы максимального стока на объектах, расположенных в ряде районов СССР, а также зарубежных стран. Он рекомендован постановлением ЦНИИС-Главтранспроекта /5/ в виде "Методического руководства" /4/. Рекомендации по обобщению натурных данных и разработки линейно-региональных норм в развитие того руководства /4/ изложены ниже /см.раздел 6/.

Вопросы учета региональных особенностей естественного и искусственного регулирования паводочного стока и в особо сложных условиях его регулирования являются пока мало исследованными. В Союздорпроекте впервые были систематизированы и обобщены известные ранее методы, а также разработаны новые. Отдельные методы учета региональных особенностей были уже регламентированы ведомственными документами /4,19/, а наиболее полное их обобщение дано в монографии /7/ и в настоящих рекомендациях /см.раздел 6/

С учетом особенностей применения инструктивно-нормативных документов и спецификаций требований автодорожного строительства рекомендуется следующий состав и порядок обоснований расчетных максимумов расходов воды:

1.На предпроектных и начальных проектных работах /оценка вариантов сооружений, ориентировочных объемов работ или условий искусственного паводочного регулирования и т.п./ расчеты максимальных расходов следует производить методами, регламентированными "Руководство" ЦНИИС-Главтранспроекта/12/ и настоящими рекомендациями /см.раздел 2/.

2.На стадии разработки технического или техно-рабочего проекта следует производить:

- инженерно-гидрометеорологические изыскания максимального стока с определением натурных расходов и обобщением их параметров по территории района /или вдоль трассы дороги/.

- расчеты по СН 435-80, ВСН 63-76, настоящим рекомендациям; сопоставление результатов расчета с натурными расходами и установление расчетных максимумов для разработки проектных решений;

- для особо неизученных территорий разработку /по усмотрению проектной организации/ линейно-региональных норм максимального стока и по ним определять требуемые расчетные максимумы расходов для территорий /и условий проектирования/ не охваченных рекомендациями нормативных документов.

3.На стадии рабочего проектирования необходимо выполнять:

- дополнительные инженерно-гидрометеорологические изыскания максимального стока с определением натурных расходов паводков, прошедших после изысканий на предыдущих стадиях;

- сопоставление полученных натурных с расчетными расходами, принятыми на предыдущих стадиях проектирования и внесение необходимых коррективов в рабочие чертежи.

Оценка предельных максимумов стока и учета влияния на паводочные расходы условий естественного и искусственного регулирования максимальногостока может возникнуть на любом из рассмотренных этапов обоснований проектных решений и должна решаться с учетом рекомендаций Союздорпроекта /см.разделы 2.0/.

2.Расчеты максимального дождевого стока и его аккумуляции при отсутствии длительных гидрометрических наблюдений и на начальных стадиях проектирования

2.I.Максимальные дождевые расходы расчетной ВП рекомендуется определять по формуле:

$$Q_p = 16{,}7 \cdot d_p a_p \cdot F \cdot \varphi \cdot K_з \cdot K_ф \qquad /2.1/$$

при

$$a_p = a_{час} \cdot K_t \cdot K_F; \qquad /2.2/$$

$$d_p = d_0 \cdot \delta_e \qquad /2.3/$$

$$K_ф = Ф_т/I - Ф/C, \qquad /2.4/$$

где: a_p – расчетная интенсивность осадков, соответствующая требуемой ВП для расхода, мм/мин; d_p – расчетный коэффициент склонового стока; F – водосборная площадь, км2; $a_{час}$ – максимальная часовая интенсивность дождя, определяемая по приложению I для заданных ливневого района /рис.2.I/ и ВП,мм/мин; K_t – коэффициент редукции часовой интенсивности осадков в зависимости от времени формирования максимальных расходов на водосборах различной величины /приложение 2/; K_F – коэффициент учета неравномерности распределения расчетных осадков по площади водосбора /приложение 3/; d_0 – коэффициент склонового стока при полном насыщении почв водой /приложение 4/;

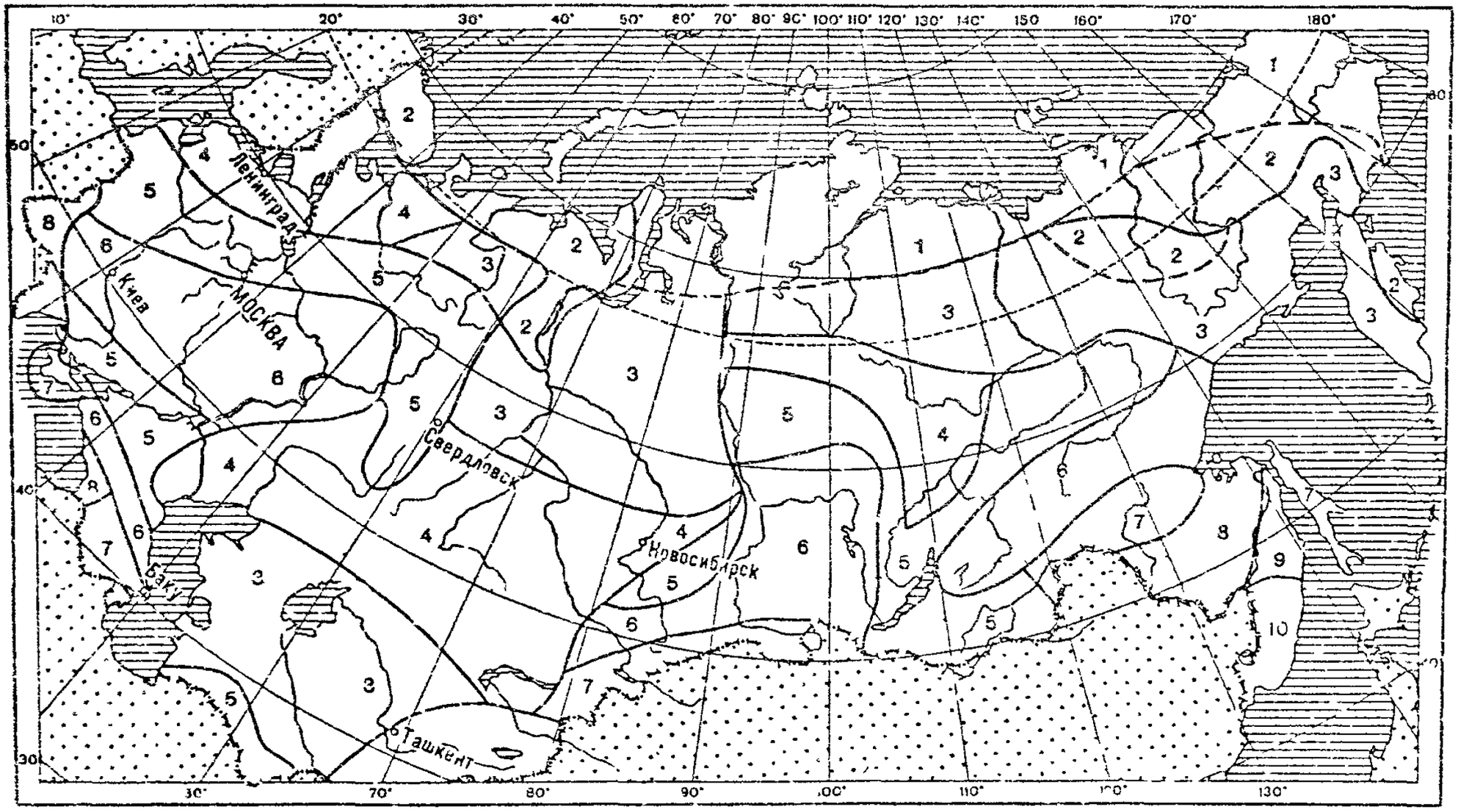


Рис. 2.1 Карта- схема ливневых районов в СССР.

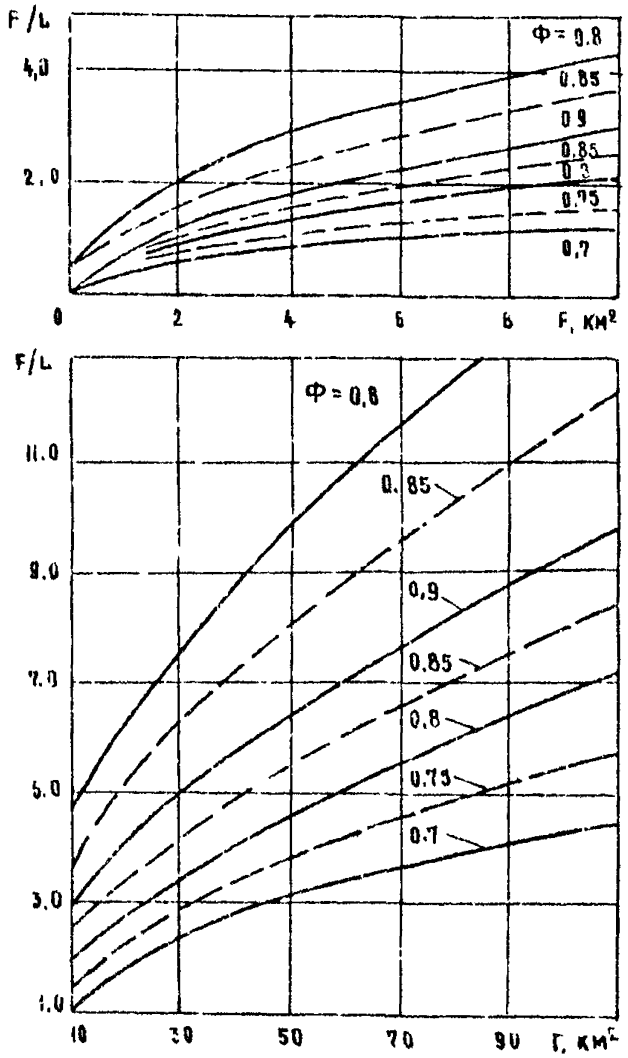


Рис. 2.2 График для распределения параметра Ф в формуле (2.4)

φ – коэффициент редукции максимального дождевого стока в зависимости от размеров водосборной площади /приложение 5/;
$K_{\text{п}}$ – коэффициент учета влияния крутизны водосборного бассейна, /приложение 6/; $K_{\text{ф}}$ – коэффициент, учитывающий форму водосбора;
Φ – коэффициент, учитывающий форму водосборов /рис.2.2/;
C – коэффициент, учитывающий уменьшение влияния формы водосбора на величину расчетного расхода воды; δ_e – коэффициент, учитывающий естественную аккумуляцию дождевого стока на поверхности водосборов в зависимости от различной залесенности и почво-грунтов, определяют:
при сплошной залесенности или однородных почво-грунтах по всему водосбору

$$\delta_e = 1 - \gamma_{\text{д}} \beta \Pi ; \qquad /2.5/$$

при частичной залесенности и резких различиях почво-грунтов на водосборах

$$\delta_e = 1 - (\gamma_{\text{д}\text{л}} f_{\text{л}} + \gamma_{\text{д}\text{г}} f_{\text{г}}) \beta \Pi \qquad /2.6/$$

при $$f_{\text{л}} = F_{\text{л}} : F \quad \text{и} \quad f_{\text{г}} = F_{\text{г}} : F \qquad /2.7/$$

В формулах /2.4/–/2.7/; $\gamma_{\text{д}}$ – коэффициент, учитывающий различную проницаемость почво-грунтов на склонах водосборов, в расчетных условиях /приложение I/; β – коэффициент, учитывающий состояние почво-грунтов к началу формирования расчетного паводка/приложение 8/; Π – поправочный коэффициент на редукцию проницаемости почво-грунтов с увеличением площади водосборов /приложение 9/; $\gamma_{\text{д}\text{л}}, \gamma_{\text{д}\text{г}}$ – коэффициенты, учитывающие проницаемость грунтов на отдельных частях водосбора, различных по степени залесенности и почво-грунтам /см.приложение 7/; $f_{\text{л}}, f_{\text{г}}$ – коэффициенты, характеризующие величины отдельных частей водосбора, различных по степени залесенности и почво-грунтам; $F_{\text{л}}, F_{\text{г}}$ – площади отдельных частей водосбора, занятые различными почво грунтами и растительностью.

При проложении дороги по нескольким ливневым районам или в непосредственной близости от их границы /рис.23/ расчетные ливневые характеристики на участках, примыкающих к границе того или иного района определяют по формуле:

$$a'_{\text{чл}} = 0{,}5(aN + bN + 1),$$

где: q' час – расчетная интенсивность часового дождя для переходного участка, устанавливаемого длиной 25 км в каждую сторону от границы ливневого района по направлению дороги;
$q_н, q_{н1}$ – часовые интенсивности дождя, определенные по приложению I и рис.3 для двух соседних районов.

Для водосборов, площади которых находятся в нескольких ливневых районах расчетная часовая интенсивность дождя определяется как средневзвешенная по площади.

В равнинной местности расчетный уклон главного лога на малых водосборах / 3 / может быть принят равным уклону лога у сооружения. На очень малых водосборах площадью до I км2, а также на односкатных водосборах при неизменном, однозначном наклоне поверхности стекания /рис.2.4/ в качестве расчетного уклона главного лога может быть принят уклон между водораздельной точкой по главному логу и пониженной точкой живого сечения в створе перехода.

При резкой смене уклонов поверхности стекания на различных частях склонов по всей длине односкатных и малых водосборов /см.рис.2.4/, а также на средних водосборах расчетный уклон главного русла определится как средневзвешенный на расстоянии от верхней водораздельной точки до створа перехода. На больших и средних водотоках при наличии хорошо выраженного русла в качестве расчетного уклона главного лога принимается уклон реки в основном русле, характеризующий средний уклон на большем его протяжении вверх от створа перехода.

При оценке коэффициента формы КФ /см.рис.2.2/ длину главного лога на малых водосборах определяют от наивысшей водораздельной точки, расположенной по направлению главного лога. На остальных водотоках длина главного лога может быть принята с достаточной степенью точности равной длине основного русла, определяющего форму и размеры водосборного бассейна. Коэффициент С принимают по отношению:

F км2 ....менее 5	10	20	30	40	50	60	70	80
С 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9

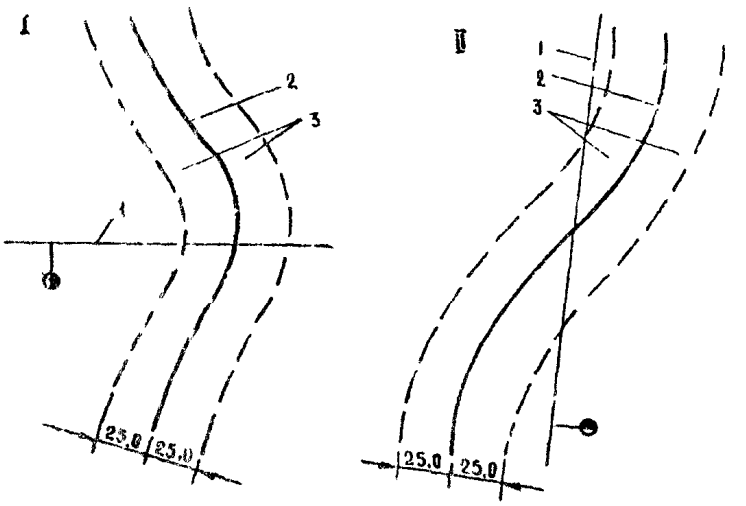


Рис. 2.3 Возможные (I,II) положения дороги относительно границ ливневых районов: 1-трасса дороги; 2-граница двух ливневых районов, 3-участки районов, на которых интенсивность дождя определяют по формуле (2.8).



Рис. 2.4 Схемы к определению расчетного уклона J водосбора выше створа проектируемой дороги.

2.2.В некоторых районах изысканий может возникнуть необходимость учета специфических факторов, регулирующих максимальный сток и присущих только одному району или отдельным водосборам. К этим факторам могут быть отнесены: меженный сток; бессточные емкости; пахотные земли на склонах; искусственное орошение; террасированное земледелие; заторность горных русел; влияние карстовых явлений; регулирование стока искусственными сооружениями; переливы паводковых вод из одного бассейна в другой; неустойчивое перераспределение стока между водотоками на выходе из гор; озерность и заболоченность; забор воды на хозяйственные нужды; многократность повторения расчетных паводков в муссонных районах; регулирование стока на широких поймах; транзитные участки русел; наледные явления и заледенелость русла; регулирование стока мелиоративными сооружениями; подпорные явления, наличие в бассейне населенных пунктов или построенных дорог и другие.

Учет этих региональных особенностей максимального стока должен производиться в каждом конкретном случае путем введения в формуле /2.1/ дополнительных коэффициентов, установленных по данным специальных исследований/нормативных источников/, а при их отсутствии на основе материалов, полевых, гидрометеорологических обследований водосборов. В особо сложных случаях и при недостаточности материалов полевого обследования для обоснования методов учета влияния этих факторов необходимо проведение инженерно-гидрометеорологических изысканий и исследований по специальным программам.

Влияние региональных факторов следует учитывать, исходя из особенностей внутригодового режима дождевого стока в районе изысканий. Необходимо также давать вероятностную оценку возможного совпадения паводочного периода со временем действия этих факторов, как регулирующих. Влияние региональных факторов может проявляться на водотоках различной величины по-разному. Поэтому для каждого объекта необходимо установить пределы применения коэффициентов, учитывающих региональные особенности водосборов не только во времени их действия, но и по площади водосбора.

Для установления региональных коэффициентов по данным полевого обследования или специальных исследований следует использовать метод составления уравнений баланса стока на период формирования максимальной ординаты гидрографа расчетного паводка.

Для учета некоторых особенностей регулирования максимального стока произведено /9/ обобщение и систематизация расчетных методик, разработанных различными авторами. Некоторые из них вошли в ведомственные нормативы /3,4,12/, остальные рекомендуются настоящими указаниями /см.разделы 3 и 4/.

Особенности расчетов максимального дождевого стока в некоторых специфических регионах /Непал, Афганистан, Ирак, Узбекистан, Таджикистан/ отражены по результатам последних научных исследований в разделе 7 настоящих рекомендаций.

2.3.Предел аккумуляции паводочного стока регламентируется СНиП II-Д.7-62, согласно которому уменьшение максимальных расходов притока, вследствие учета аккумуляции допускается не более чем в три раза. Дополнительные ограничения при создании временного пруда аккумуляции перед дорогой возникают /1,19/ в следующих случаях: 1) В горной и предгорной местностях при значительных уклонах главного лога; 2) В районах муссонного климата при возможности прохода расчетного паводка по частично или полностью заполненному водой пруду аккумуляции предыдущими дождями; 3) в местах затопления ценных угодий, населенных пунктов и т.п.; 4) в районах вечной мерзлоты с возможными условиями образования наледей.

Указанные ограничения следует оценивать в каждом конкретном случае при проектировании отдельных или целой группы сооружений, так как они могут проявляться одновременно все в одном районе изысканий.

Расчетный расход воды в сооружении с учетом создания перед дорогой пруда аккумуляции на малых водотоках рекомендуется определять /в м3/с/ по формуле:

$$Q_c = Q_p \left(1 - \frac{W_{др}}{W_p}\right) K_r \qquad /2.9/$$

при $W_p = 1000 a_p \varphi_p \cdot F t_\Phi$; /2.10/

$$W_{np} = K_o \omega \frac{H_{np}}{J_o} \cdot \sin \alpha, \qquad /2.11/$$

где: Q_P – максимальный расход дождевых вод расчетной ЫП, определенный по формуле/21/ м3/с; W_p – объем дождевого стока той же ЫП м3; $W_{пр}$ – объем пруда аккумуляции перед сооружением, м3; $K_т$ – коэффициент формы расчетного гидрографа паводка, равный 0,85 для районов немуссонного климата и 1,05 для муссонных районов при отсутствии ограничений для аккумуляции; 1000 – коэффициент, учитывающий размерности параметров, входящих в формулу /10/; a_p – расчетная интенсивность осадков, определяемая по формуле(2.2/, мм/мин; φ_p – расчетный коэффициент склонового стока, определяемый по формуле /2.3/; K_o – коэффициент, учитывающий очертание продольного профиля дна пруда равный 0,33; ω – площадь живого сечения водотока в створе сооружения при расчетном уровне подпертой воды /РУПВ/; $H_{пр}$ – максимальная глубина воды в пониженной точке живого сечения при РУПВ; J_o – расчетный уклон лога на участке образования пруда аккумуляции; α – острый угол пересечения трассы дороги с водотоком; t_Φ – расчетная продолжительность осадков, формирующих максимальную ординату гидрографа, определяемая в зависимости от площади F водосбора;

F, км 2	0,001	0,0005	0,001	0,005	0,01	0,05	0,1
t_Φ, мин.	4	6	9	14	19	24	30
F, км 2	0,5	1	5	7	10	30	–
t_Φ, мин.	36	42	48	51	53	57	–

Форма гидрографов паводков при определении Q_p с принимается в виде равнобедренного треугольника. Для иного очертания гидрографа нужно использовать рекомендации /9/.

При конфигурации живого сечения водотока с четко выраженными руслом и пойменными частями или участками с резкими различиями формы поперечного сечения /овраги, крутые лога и т.п./. определять объем пруда /в м3/ рекомендуется по формуле /рис.2.5/:

$$W_{пр} = \frac{\sin \alpha}{3 J_o} \left[B_{Hп} H_п + \Sigma B_{pi} (H_{pi} - H_п) H_{pi} \right], \qquad /2.12/$$

где: Q и J_0 - имеют обозначения, что и в формуле /2.11/; B - полная ширина разлива потока в расчетном створе при РУПВ; $H_п$, $H_п$ - средняя и максимальная глубины воды на самом высоком пойменном участке живого сечения при РУПВ, м; B_{pi} - ширина русла или другого характерного участка при РУПВ, м; H_{pi} - максимальная глубина русла при РУПВ, м;

Применение формулы /2.12/ обосновано для одинаковых уклонов отдельных частей водотока и всей долины. При различных уклонах нужно применять формулу:

$$W_{пр} = \sin\alpha \left[\frac{B \bar{H}_п H_п}{J_п} + \sum B_{pi} \frac{(H_{pi} - \bar{H}_п) H_{pi}}{J_{pi}} \right], \qquad /2.15/$$

где: $J_п$, J_{pi} - соответственно уклон самого высокого пойменного участка и уклон русла или других характерных участков речной долины. Остальные обозначения такие же, как и в формуле /2.12/.

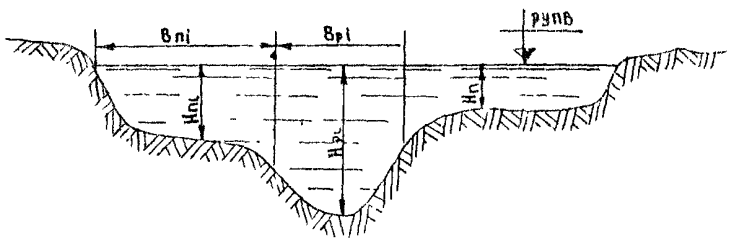


Рис.2.5. Схема к определению объема пруда на водотоках с резким различием конфигураций отдельных частей живого сечения.

Для проектирования водопропускных сооружений необходимо на каждом объекте предусматривать: 1) определение отверстий водопропускных сооружений и режима протекания; 2) установление расчетного уровня подпертой воды /РУПВ/ при принятом режиме протекания воды через сооружение; 3) нанесение РУПВ на продольный профиль в местах пересечения водосборов; 4) определение минимально допустимой по СНиП П-Д.5-72 и П-Д.7-62 отметки бровки насыпи земляного полотна в местах устройства сооружений; 5) проверку на возможный перелив через дорогу в пониженных местах проектной линии на продольном профиле, а также проверку на перелив через водоразделы вдоль дороги в соседние сооружения; 6) установление мероприятий по укреплению входных и

выходных русел; 7) расчет и проектирование дамб обвалования в случае их устройства; 8) оценку продолжительности ценных угодий: при согласовании их занятия:

$$t = \frac{2k_r W_p}{3{,}6(Q_c + Q_{min})}, \qquad /2.14/$$

где: Q_{min} – расход в сооружении при минимальной допустимой отметке затопляемых угодий, м3/с.

2.4.Для получения расчетных максимумов, наиболее полно отражающих условия их формирования в районе проектирования, необходимо после выполнения изыскательских работ производить уточнение отдельных параметров формул /2.I/ и /2.I0/ по материалам полевых обследований водотоков и длительных наблюдений на существующих водпостах и метеостанциях.

Уточнению могут подлежать расчетная интенсивность осадков; неравномерное распределение расчетных осадков по направлению изыскиваемой дороги; коэффициент склонового стока; коэффициент редукции максимального дождевого стока; уклоны логов, пересекаемых дорогой; коэффициент неравномерности выпадения дождей по территории; форма водосборных бассейнов; степень и характер залесенности; категория и проницаемость почво-грунтов; состояние почво-грунтов к началу паводков; наличие и влияние региональных особенностей водосборов.

При уточнении расчетных параметров формул /2.I/ и /2.I0/ необходимо учитывать возможные изменения во времени расчетных характеристик, вызываемые как естественным изменением гидрометеорологического режима стока, так и влиянием хозяйственной деятельности человека в течение нормативного периода службы проектируемых водопропускных сооружений. В результате этих работ должны быть получены уточненные расчетные параметры, отражающие действительные гидрометеорологические условия заданного района изысканий и региональные особенности отдельных водотоков.

2.5.Одной из основных особенностей малоосвоенных зарубежных районов является отсутствие многолетних наблюдений за расходами воды и недостаточная сеть пунктов гидрометеорологических наблюдений. И только в отдельных районах

имеются некоторые материалы наблюдений за осадками по дождемеру в виде: суточных максимумов, месячных и годовых сумм. На малых водосборах полностью отсутствуют какие-либо наблюдения за стоком и, как следствие этого, расчетные зависимости максимальных расходов, основанные на натурных данных наблюдений.

В тех же зарубежных странах, где имеются рекомендации по расчету стока, они нередко носят ориентировочный характер или отражают условия одного из локальных районов, на материалах которого они построены. Применение этих зависимостей требует тщательного обоснования расчетных параметров на основе изучения конкретных гидрометеорологических условий, либо возможны существенные просчеты в определении отверстий сооружений. Применение методов расчета, параметры которых обосновываются в зарубежных странах косвенными аналогами с привлечением отдаленных физико-географических районов, не может быть оправдано, так как не отвечает действительным условиям стока района изысканий.

Наибольшее обоснование и применимость для расчетов максимального дождевого стока в зарубежных районах строительства имеет формула /2.1/. Для учета не только общих гидрометеорологических закономерностей, но и местных особенностей паводочного стока целесообразным является разработка линейно-региональных зависимостей признан метод, основанный на использовании результатов краткосрочных полевых обследований водотоков, выполненных в период изысканий автомобильных дорог /см. раздел 6/.

2.6. Для установления достоверности существующих зарубежных региональных зависимостей максимального стока, гарантийных запасов наиболее ответственных гидротехнических и дорожных сооружений, анализа технико-экономической эффективности капиталовложений в строительство различных объектов, для научного обоснования теоретических кривых распределения максимальных расходов в области расчетных ВП требуется оценка предельных максимумов стока.

Из известных способов оценки предельных максимумов талого стока наиболее надежен метод определения физических пределов максимумов стока, потенциально возможных в конкретных метеорологических условиях /13,9/. Он основан на положении о том, что наибольшая интенсивность стока λ_0 со склонов в русло /элементарный модуль стока/ не может превышать при отсутствии заторов, подпоров и других факторов, искажающих естественный режим паводочных условий, наибольшую интенсивность притока воды за расчетный интервал времени:

$$A_3 \leq 0{,}28\, a_m \alpha_p , \qquad /2.15/$$

где a_m - максимальная интенсивность дождя, мм/час; α_p - наибольший элементарный коэффициент стока со склонов;

Максимальную интенсивность дождя определяют по формуле /2,2/ для переменного интервала времени дождя $t_ф$, формирующего максимальные модули стока с элементарных бассейнов.

Максимальная интенсивность часового дождя, изменяется в пределах: от 60 до 80 мм/час в восточных районах Азиатской части СССР; 300-350 в южной части США и в юго-восточной Азии.

Для этих районов при $\alpha_p = 1{,}0$ предельные максимумы колеблятся $A_{в\leq} = 23$-98 в м3/с с I км2.

При наличии только суточных максимумов осадков выражение /2.15/ может быть представлено в следующем виде:

$$A_в \leq 0{,}28/0{,}33 \div 0{,}4/ \; H_{сут} \leq /0{,}093 \div 0{,}126/ \; H_{сут}, \qquad /2.16/$$

где $H_{сут}$ - максимальный суточный слой осадков, мм.

Предельные величины Ав и Нст для наиболее ливне-опасных районов приведены в табл.2.I.

Таблица 2.1

Районы	Предельные максимумы:	
	Нст, мм/сут	Ав, мм/мин с I км2
Ливнеопасные районы СССР /ДВК, Черноморское побережье Кавказа, Карпаты/	I50-250	I5-25
Среднеземноморское побережье Европы и Северной Африки	300-600	30-60
Южные штаты США, Северная Индия, Пакистан, Южный Непал. Бирма, Китай, Австралия, Новая Зеландия	600-I000	60-I00

При наличии материалов обследований редких паводков значения натурных максимальных элементарных модулей стока могут быть вычислены по данным фактических измерений:

$$Ав = \frac{Q_m}{F \varphi K_t K_y K_{\varphi} б_p}, \qquad /2.17/$$

где Q_m – максимальный натурный расход воды, определенный по данным полевого гидрометеорологического обследования, м3/с; бр – обобщенный коэффициент, учитывающий регулирование максимального стока озерами, болотами, лесами и другими региональными факторами.

Сопоставление вычисляемых по формуле /2.17/ максимальных элементарных модулей стока с теоретическими, определяемыми по выражению /2.15/ позволяет оценить вероятность превышения любого наблюдавшегося паводка.

3. Учет естественного регулирования максимального стока

3.1. Влияние озер, болот и бессточных понижений

Степень и характер влияния этих факторов определяется их количеством, местоположением, размерами и метеорологическими особенностями стокообразования в заданном районе проектирования. Оценка возможных условий работы естественных аккумулирующих, их размеры и общий объем регулирования составляют одну из задач инженерных изысканий максимального стока.

Потери стока на небольших бессточных понижениях принято учитывать в формулах /2.I/ и /2.I0/ через коэффициент склонового стока α_p, суммарно учитывающий влияние микрорельефа, почво-грунтов и метеорологических особенностей формирования максимального стока.

Потери максимального стока на заполнение больших бессточных емкостей при полном задержании ими стока следует учитывать путем вычитания площадей указанных емкостей из общей площади водосбора. Количество и размеры бессточных емкостей определяют по картографическому материалу и уточняют в натуре при полевых обследованиях. Особое внимание следует уделять точности определения водораздельных контуров этих пространств с учетом возможной максимальной аккумуляции воды этими емкостями. В особо сложных случаях для этой цели производят расчет максимального уровня наполнения бессточных емкостей объемом стока дождевых вод, определяемом по формуле /2.I0/.

На стадии ТЭО при отсутствии данных полевого обследования учет потерь стока на заполнение ярко выраженных больших бессточных емкостей следует ориентировочно производить / 4 / по формуле:

$$\delta_б = 1 - \frac{\Sigma (F_i + \Delta F_i)\,\mu}{F}, \qquad (3.1)$$

здесь

$$\Delta F_i = \Delta B_i P_i \qquad (3.2)$$

$$\mu = W_p : (W_p + \Delta W) \qquad (3.3)$$

где F_i – площадь отдельной бессточной емкости, км2, μ – коэффициент, учитывающий затопление бессточных емкостей предшествующими дождями; ΔF_i – коэффициент, учитывающий точность определения контуров бессточных площадей по картографическим материалам; W_p – объем дождевого стока, определяемый для заданной Pi по формуле /2.10/, ΔW – часть объема стока от предшествующего дождя, определяемая в зависимости от конкретных условий формирования максимального стока в районе проектирования; P_i – периметр бессточной емкости по контуру расчетного водораздела; ΔB_i – расчетная толщина водораздельной линии на картографических материалах, определяемая по следующим данным:

Масштаб	I:10000	I:25000	I:50000	I:100000
ΔB_i, км	0,005	0,0125	0,025	0,05

Задержание дождевого стока наблюдается и в более крупных речных бассейнах, имеющих значительные аккумулирующие емкости в виде озер и болот. Большому влиянию озер и болот подвержены озерно-болотные водотоки северных и западных районов Европейской части СССР, на которых для учета снижения расчетных максимумов расходов рекомендуется при $f_{оз} + 0{,}2 f_б \leq 45\%$ использовать формулу Д.Л.Соколовского / 14 /:

$$\delta_o = 1 - K \lg (f_{оз} + 0{,}2 f_б + 1), \qquad (3.4)$$

где $f_{оз}, f_б$ – площади соответственно озер и болот в процентах к площади всего водосборного бассейна; к – коэффициент, равный 0,7–0,9 и зависящий от расположения озер. Наибольшее его значение принимают при низовом их расположении.

Для учета зарегулированности максимального стока на водотоках с проточными озерами, а также на реках Кольского полуострова, Карельской АССР и рек бассейнов Белого и Баренцова морей следует использовать рекомендации СН 435-80 .

Для учета озерности и засолоченности для малых водосборов /при $10 \leq F \leq 20$ км2/ рекомендуется формула Н.Н.Чегодаева / 1 /. На водосборах с озерностью более 10% на стадии разработки технического проекта эти рекомендации требуют / 1 / уточнения индивидуальными расчетами.

Влияние озерно-болотной аккумуляции в неизученных и зару-

ременных районах следует учитывать путем сопоставления и анализа зависимостей натурных модулей максимального стока от площади водосбора, устанавливаемых по материалам краткосрочных инженерно-гидрометеорологических изысканий раздельно для водотоков с озерами и болотами и без них. На основании этого и должны быть окончательно обоснованы коэффициенты в формулах /2.I/ и /2.I0/ для учета влияния бессточных емкостей, озер и болот на тех водотоках, на которых полевые обследования не производились.

3.2. Распластывание паводка на транзитных участках предгорных русел

При проложении дорог вблизи возвышенностей или горных хребтов пересекают водотоки /рис.3.1/, которые после выхода на предгорье или полностью бесприточны, или приток к ним не совпадает по времени с максимумом стока, формирующимся в верхней части основного бассейна. В обоих этих случаях водотоки по выходе на предгорный участок являются, как правило, транзитными.

Прохождение паводка по транзитным участкам водотоков обуславливает распластывание паводочной волны, заключающееся в увеличении продолжительности прохождения паводка при относительно постоянном объеме стока, что вызывает уменьшение максимального расхода воды, определяемого в любом створе транзитного участка по формуле:

$$Q_{mt} = Q_m \cdot \chi_p \quad , \qquad (3.5)$$

где коэффициент χ_p устанавливают для малых логов с периодическим стоком по методу Л.Л.Литвана в зависимости от уклона транзитного русла J_p и расстояния от его начала ℓ /рис.3.2/ и в предположении параболической формы гидрографов с отношением времени подъема и спада паводка равного I:I.5.

Для малых водотоков с гидрографами в виде равнобедренного треугольника коэффициент χ_p вычисляют по формуле:

$$\chi_p = \frac{I}{I + \frac{\ell \tau_r}{t_k K_l}} \qquad (3.6)$$

При иной схематизации гидрографов и наличии натурных гидрографов расчетный расход в любом створе транзитного русла определяют по более общей формуле:

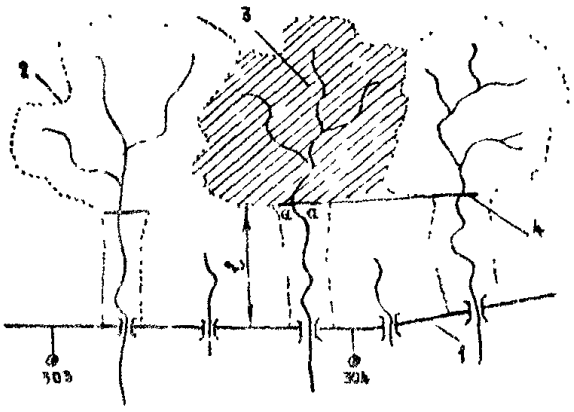


Рис. 3.1 Схема пересечения дорогой транзитных участков водотоков в предгорной местности: 1-трасса дороги; 2-границы бассейнов; 3-стокоформирующая часть водосборного бассейна; 4-начальный створ транзитного участка.

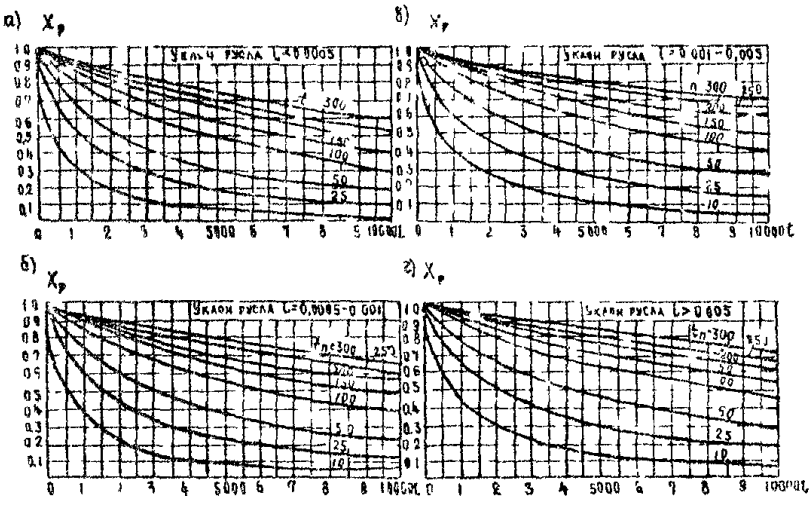


Рис. 3.2 Номограммы для определения коэффициента трансформации максимального расхода воды на транзитных участках водотоков.

$$Q_{mt} = \frac{I}{\frac{1}{Q_m} + \frac{\tau_p}{W_p K_r}} \qquad (3.7)$$

$$\tau_p = (\ell : v_2) - (\ell : v_1), \qquad (3.8)$$

где W_p – объем стока в расчетный паводок; $t_к$ – время концентрации паводка, сек; τ_p – коэффициент, характеризующий разность во времени прохождения паводка до и после его трансформации на транзитном участке длиной ℓ; v_2 скорость продвижения гловой части паводка, близкая к меженней скорости; v_1 скорость продвижения лобовой части паводка, близкая к максимальной скорости. Величины средних скоростей течения v_2 и v_1 могут быть приняты для предварительных расчетов по следующим соотношениям:

τ_p	0,0005	0,0005–0,001	0,001–0,005	0,005
v_2, м/с	0,25	0,35	0,4	0,5
v_1, м/с	1,5	1,5–2	2–2,5	2,5–3

Для водотоков независимо от размеров, формы и схематизации гидрографов расчетные расходы в заданном створе транзитного участка могут быть вычислены по формуле:

$$Q_{mt} = Q_m \cdot \frac{t_n (1+n)}{t_n (1+n) + (2\ell : v_\ell)}, \qquad (3.9)$$

здесь $$v_\ell = 0,5 (v_0 + v_3), \qquad (3.10)$$

где t_n – продолжительность подъема паводка в начальном створе транзитного участка; n – отношение продолжительности спада к продолжительности подъема паводка в начальном створе; v_ℓ – средняя скорость течения потока на транзитном участке; v_0, v_3 – средние скорости живого сечения потока при руслоформирующем расходе соответственно в начальном и заданном створах. При отсутствии данных по значениям v_0 средняя скорость v_ℓ может быть принята с известной степенью точности равной $v_\ell = v_3$

Исследования Мосгипротранса в Небит-Даге и Союздорпроекта в предгорьях Гималаев показали /9/, что учет распластывания паводков на транзитных участках позволяет установить более близ-

кие к реальным величины расчетных расходов и тем самым обоснованно уменьшить отверстия водопропускных сооружений. Уменьшение отверстий в значительной степени зависит от длины транзитного участка и его продольного уклона и в отдельных случаях могут составлять от 30 до 43%.

3.3. Слияние нескольких водотоков. В практике проектирования автомобильных и железных дорог нередки случаи вынужденного пересечения двух или нескольких водотоков в месте их слияния или на некотором расстоянии ниже него. К этим же случаям следует отнести и искусственное спрямление русел двух водотоков в одно подмостовое русло, а также переходы через блуждающие реки с неустойчивыми руслами притоков в местах выхода из гор/рис.3.27/.

Решение поставленной задачи можно существенно облегчить хронологически одновременными длительными гидрометрическими наблюдениями в устьях притоков и местах, расположенных ниже и выше мостового перехода на основном водотоке. Однако такой случай представляется практически исключением: имеется недостаточное количество пунктов наблюдений, материалы наблюдений ограничиваются непродолжительными сроками или полностью отсутствуют.

Для обоснования требуемой величины расхода в заданном створе проектирования необходим тщательный гидрологический анализ формирования паводковых явлений, что возможно лишь на основе конкретной расчетной методики, позволяющей определить состав необходимых сведений и организацию их сбора в зависимости от степени изученности водотоков.

Анализ общей схемы формирования максимального стока и опыта практических разработок на некоторых мостовых переходах позволили рекомендовать методику расчета, основанную на следующей формуле определения расчетного расхода воды в местах слияния двух или нескольких водотоков:

$$Q_p = Q_0 + \sum_{i}^{n} (Q_i \cdot K_g \cdot K_T) + \sum_{i}^{n} (Q_n \cdot K_g \cdot K_T - \Delta Q_p), \qquad (3.11)$$

где Q_0 – максимальный расход заданной ВП в створе перехода через водоток, принимаемый в качестве основного для построения суммарного расчетного гидрографа, м³/с; Q_i – максимальный расход той же ВП одного из притоков в месте впадения в

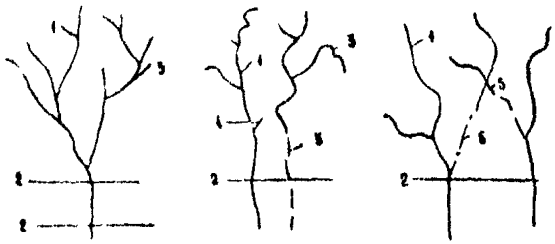


Рис. 3.3 Схема возможных пересечений водотоков в местах слияния нескольких притоков: I-основной водоток; 2-варианты проложения дорог; 3-приток; 4-искусственное русло после спрямления; 5-русло водотока до спрямления или прорыва; 6-русло, образованное при прорыве или свала с конуса выноса.

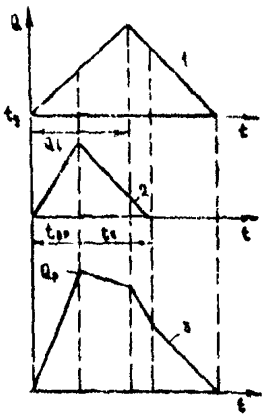


Рис. 3.4 Схема построения результирующего гидрографа: 1-гидрограф основного водотока в месте слияния с притоком; 2-гидрограф притока при слиянии с основным водотоком.

новной водоток, м3/с; K_q – коэффициент уменьшения максимального расхода притока при несовпадении наибольшей ординаты его гидрографа с максимумом гидрографа основного водотока во времени; $K_т$ – коэффициент, учитывающий трансформацию максимального расхода притоков на участке основного водотока от устья притока до места перехода; $Q_п$ – максимальный расход притока с блуждающим или неустойчивым руслом в месте его выхода в другой бассейн или месте выхода из гор, м3/с; $\Delta Q_р$ – коэффициент учета возможной перегрузки в работе отверстия моста при пропуске паводка от прорыва неустойчивого русла одного из притоков смежного водосбора.

Структура основной расчетной формулы /3.11/ универсальная относительно наиболее сложных случаев расположения мостовых переходов в предгорной местности с различными сочетаниями в плане притоков относительно основного водотока и возможными образованиями новых русел. В каждом отдельном случае она может быть конкретизирована исходными условиями.

Основным принимают водоток с наибольшей водностью, площадью бассейна и длиной от створа перехода до водораздела. Величины расходов с основного водотока и притоков определяют по одному из методов /см.п.2 /.

Следует различать два характерных случая пересечения основного водотока: в месте слияния одного или нескольких притоков и на некотором расстоянии от него, которые и определят особенности расчета. Все другие сочетания также учитываются расчетом по формуле /3.11/.

Для определения расчетного расхода в случае пересечения основного водотока в устье нескольких притоков следует построить расчетный гидрограф путем суммирования гидрографов с основного бассейна и притоков, предварительно рассчитанных и построенных в соответствии с имеющимися рекомендациями по их форме. Так, для малых водотоков оправдывает себя схематизация гидрографа паводков по равнобедренному треугольнику, для средних и больших целесообразна криволинейная схематизация ветвей подъема и спада гидрографа, предложенных Д.Л.Соколовским.

Для обоснования расчетных коэффициентов в формуле /3.11/ принята замена криволинейных ветвей подъема и спада прямыми линиями, при проведении которых соблюдено равенство объемов стока до и после замены, что позволило без ущерба для точности расче-

тов обосновать соответствующие соотношения между элементами составляемых гидрографов.

Анализ построения суммарного гидрографа / рис.3.4 / показал, что ордината гидрографов притоков могут занимать различные положения относительно максимума гидрографа основного водотока.

В случаях, когда время подъема паводка на основном водотоке t_q больше времени подъема воды притока t_n, т.е. при $t_q > t_n$, коэффициент K_q устанавливают по ветви спада гидрографа притока по следующей формуле:

$$K_q = 1 - \frac{t_q}{t_c} + \frac{t_n}{t_c}, \qquad (3.12)$$

где t_c – время спада паводка гидрографа притока.

При совпадении максимальных ординат гидрографов притока и основного водотока, т.е. при $t_q = t_n$, коэффициент K_q принимают равным 1,0. Для случаев, когда время подъема паводка на основном водотоке меньше времени подъема паводка на притоке, т.е. при $t_q < t_n$, коэффициент K_q определяют по ветви подъема гидрографа притока по формуле

$$K_q = t_q : t_n \qquad (3.13)$$

В случае пересечения водотока ниже впадения притоков необходимо учитывать трансформацию паводка на участке основного водотока от устья каждого рассчитываемого притока до створа перехода.

При линейной схематизации ветвей, подъема и спада гидрографа объем стока может быть вычислен по следующей общей формуле

$$W = 0{,}5 Q_i \cdot t_n (1 + n_i), \qquad (3.14)$$

где $n_i = t_c : t_n$ – характеристика наклона кривой спада гидрографа паводка в заданном створе в устье притока.

Время подъема пика паводка при его трансформации на некоторое расстояние от устья притока до створа перехода увеличивается на величину t_r, а объем стока трансформируемого

паводка с учетом этого может быть равен:

$$W_T = 0{,}5\, Q_T\,(t_n + t_T)(1+n_T), \qquad (3.15)$$

где Q_T - расход паводка с учетом трансформации; n_T - характеристика наклона кривой спада гидрографа при трансформации паводка, определяемая как отношение времени спада к времени подъема трансформированного гидрографа.

Учитывая, что объем стока при трансформации остается практически неизменяемым, коэффициент трансформации может быть получен из уравнений /3.14/ и /3.15/ с введением коэффициента δ_T:

$$K_T = \frac{\delta_T}{1 + \frac{t_T}{t_n}} \qquad (3.16)$$

при

$$\delta_T = \frac{1+n_i}{1+n_T}, \qquad (3.17)$$

где δ_T - коэффициент, учитывающий изменение наклона кривой спада гидрографа притока при трансформации; n_i, n_T имеют прежние обозначения и могут быть приняты согласно табл.3.1.

Таблица 3.1

n_i	$t_T : t_n$					
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5	1
	n_T					
1	1	1	1	1	1	1
2	1,96	1,91	1,83	1,77	1,67	1,5
3	2,91	2,82	2,67	2,55	2,35	2
4	3,86	3,73	3,5	3,3	3	2,5

С учетом данных табл.3.1 коэффициент трансформации может быть вычислен по данным табл.3.2.

Таблица 3.2

$\frac{t_c}{t_n}$	$t_r : t_0$					
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5	1
	K_T					
1	0,95	0,91	0,84	0,77	0,67	0,5
2	0,96	0,94	0,88	0,83	0,75	0,6
3	0,94	0,95	0,91	0,86	0,79	0,67
4	0,98	0,96	0,93	0,89	0,83	0,71

Если основной водоток ниже слияния притоков имеет бесприточный участок, то трансформация максимума его паводка может быть также учтена коэффициентом трансформации.

Формула /3.11/ позволяет учитывать одновременно со стоком устойчивых притоков случаи прорыва неустойчивых русел на конусах выноса и блуждающих рек и их частичного или полного свала в соседние водотоки, путем оценки собственной величины расхода притока Q_i от прорыва в месте его наибольшей концентрации, а также коэффициента несовпадения ординат максимумов K_i и коэффициента трансформации.

При определении этих коэффициентов следует учитывать возможную трансформацию расчетного расхода при увеличении ширины растекания волны паводка в транзитной зоне при прогрессирующем самоуширении русла. Учет трансформации расчетного расхода при увеличении растекания волны паводка может быть выполнен с помощью коэффициента

$$K_y = K_{ty} : K_t \quad , \qquad (3.18)$$

где K_t и K_{ty} – коэффициенты трансформации расхода соответственно в начальный и расчетный периоды самоуширения русла, определяемые по формуле /3.16/ при соответствующих исходных параметрах расчета.

Для расчетов на первой стадии проектирования за исходную следует принимать ширину русла, зафиксированную в период поле-

вого обследования. Для прогнозирования возможного развития или ожидаемого прорыва исходной считают ширину русла в начале транзитного участка, как правило, на выходе из гор. При расчетах на последующих стадиях трансформация расхода может быть уточнена согласно рекомендациям, изложенным выше с применением формулы /3.18/.

Коэффициент учета перегрузки ΔQ_p определяют исходя из допустимых нормативных и конструктивно возможных запасов в отверстии моста при безаварийном пропуске наводка сверх расчетного уровня воды, установленного по расчетному расходу без учета притока воды от прорыва неустойчивых русел:

$$\Delta Q_p = 0,5 (Q_п - Q_p), \qquad (3.19)$$

где $Q_п$ - предельный расход воды при незатоплении низа пролетных строений моста, рассчитанного на расчетный расход Q_p, без учета притока воды от прорыва неустойчивых русел.

При постановке гидрометрических наблюдений в период изысканий необходимо организовать одновременное наблюдение: в устьях притоков вне влияния подпора от главной реки/, в начале транзитных участков притоков и на основной реке в районе перехода. Если на основной реке или притоках имеются пункты длительных гидрометрических наблюдений, то устанавливают связь с этими пунктами.

Для приближенных расчетов при отсутствии надежных сведений о скоростях течения для расчета времени подъема и спада максимума гидрографа следует применять формулы Д.Л.Соколовского.

3.4. Отсутствие ярко выраженных водоразделов и распределения расчетных расходов воды между соседними водотоками

В практике проектирования принято различать три характерных случая перераспределения стока между смежными водосборами: 1/ водораздельные пространства отсутствуют в бассейне, но хорошо выражены в расчетном створе; 2/ водоразделы отсутствуют и в замыкающем створе; 3/ водоразделы хорошо выражены в бассейне, но отсутствуют в замыкающем створе.

Состав и методы изыскательских работ по сбору исходных данных и полевым обследованиям водосборов с отсутствием водоразделов и четкого распределения расчетных расходов воды между соседними водотоками рассмотрены в разделе 5 настоящих методических рекомендаций.

При недостаточных данных наблюдений за перераспределением в дочного стока максимальный расход воды заданной вероятностью превышения /ВП/ для каждого из водотоков, объединяемых общим водосборным бассейном /случай I/, рекомендуется определять ориентировочно по формуле

$$Q_{mi} = Q_m \cdot \frac{K_n \ell_i}{\sum \ell_i}, \qquad (3.20)$$

где ℓ_i - длина отдельного водотока, км; $\sum \ell_i$ - сумма длин всех водотоков, объединяемых общим бассейном; K_n - коэффициент гарантийности, учитывающий неизученное перераспределение стока между водотоками и принимаемый равным 1,5 по опыту внедренных проектных проработок по ряду построенных объектов; Q_m - расчетный расход воды заданной ВП с общего бассейна, определяемый для приближенных расчетов по формуле 2.1.

При равенстве длин всех водотоков или невозможности их определения в формуле /3.20/ следует использовать соотношения:

количество водотоков	2	3	4	5
$\ell_i : \sum \ell_i$	0,75	0,5	0,38	0,3

При отсутствии водоразделов в замыкающем створе /рис.3.5/ расчетные максимальные расходы воды для отдельных сооружений на равных участках водотоков с относительно спокойным течением рекомендуется определять по следующим соотношениям:

$$\begin{aligned} Q_{m1} &= Q_1 + \Delta Q_2 ; \\ Q_{m2} &= Q_2 + \Delta Q_1 + \Delta Q_4 ; \\ Q_{m3} &= Q_3 + \Delta Q_3 ; \end{aligned} \qquad (3.21)$$

где Q_1, Q_2, Q_3 - паводочные расходы, вычисленные морфометрически по расчетному створу для каждого водотока, имеющего самостоятельное русло, м3/с; $\Delta Q_1, \Delta Q_2, \Delta Q_3, \Delta Q_4$ - дополнительные расходы, учитывающие возможное перераспределение воды между дорожными водопропускными сооружениями в паводок, определяемые

по участкам живого сечения, обозначенным на рис.15 позициями 1,2,3,4.

Вычисление расчетных расходов водотоков по соотношениям /3.21/ предусматривает предварительное определение расходов воды с общей площади и морфометрического подбора расчетного уровня высокой воды, соответствующего максимальному расходу воды с общей площади. Для большего числа пересекаемых водотоков следует принимать аналогичную схему расчета.

На водотоках с четкими водоразделами в бассейне, но при их отсутствии в замыкающем створе /рис.3.6/ расчетный расход каждого из них рекомендуется определить по формуле:

$$Q_{mi} = Q_i + \sum_{i=1}^{n} \Delta Q_{n-1}, \qquad (3.22)$$

где Q_i - собственный расход одного из водосборов;

$\sum_{i=1}^{n} \Delta Q_{n-1}$ - сумма частей величин собственных расходов остальных водосборов в данной группе, приходящихся на период формирования максимума гидрографа паводка Q_i рассматриваемого водотока.

При наличии гидрографов паводков на всех водотоках величины ΔQ_{n-1} могут быть получены в точках пересечения ординаты максимума гидрографа рассматриваемого водотока с кривыми спада или подъема гидрографов остальных водосборов.

При отсутствии натурных гидрографов расчеты расходов воды рекомендуется выполнять, исходя из теоретического анализа сочетаний гидрографов различной величины. Так, максимальный расход самого большого в группе водосбора /рис.3.7/ устанавливают по формуле

$$Q_{mi} = Q_i + \sum_{i=1}^{n} Q_{(n-1)} \frac{t_{p(n-1)} - t_{nb}}{t_{cn(n-1)}} \qquad (3.23)$$

или применительно к группе из трех водотоков по формуле:

$$Q_{mi} = Q_1 + Q_2 \frac{t_{p2} - t_{n1}}{t_{cn2}} + Q_3 \frac{t_{p3} - t_{n1}}{t_{cn3}}, \qquad (3.24)$$

где t_{nb} - продолжительность подъема пика гидрографа наибольшего в группе водотока; $t_{cn(n-1)}$ - продолжительность

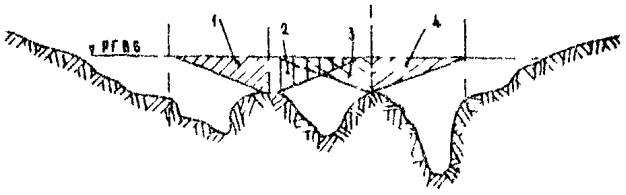


Рис. 3.5 Схема перераспределения расходов воды при отсутствии водоразделов: 1,2,3,4 – распределяемые части живого сечения.

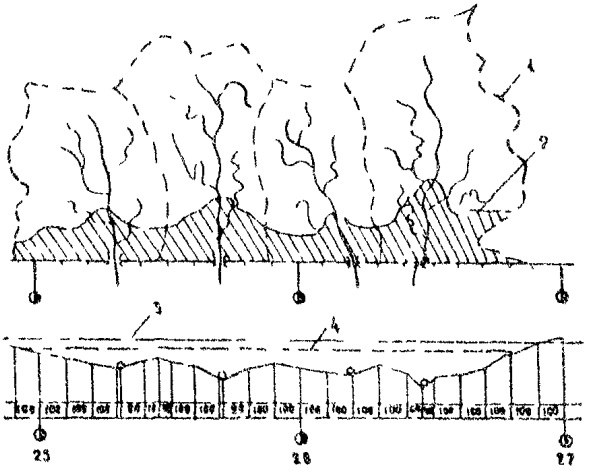


Рис. 3.6 Схема группового расположения водопропускных сооружений при их совместной аккумуляции наводочного стока: 1-граница бассейна; 2-граница разлива пруда аккумуляции, 3-бровка земляного полотна, 4-РУВВ.

спада паводка на каждом из рассматриваемых водотоков; $t_{\Phi}(n-1)$ – продолжительность паводка на каждом водотоке, определяемая по формуле

$$t_{\Phi} = 2W_{B} : Q_{m} \qquad /3.25/$$

Расходы воды с водосборов, меньших самого большого и больших самого малого, т.е. находящихся в диапазоне водосборных площадей $F_{max} > F_i > F_{min}$, определяют по формуле

$$Q_{m_i} = Q_i + \sum_{i=1}^{n} Q_{\delta(n-1)} \frac{t_{nc}(n-1)}{t_{n\delta}(n-1)} + \sum Q_{M(n)} \frac{t_{c(n)} - t_{M(n-1)}}{t_{cnM}(n-1)} \qquad /3.26/$$

или для группы из трех водотоков /см.рис.3.7/ по формуле

$$Q_{m_2} = Q_2 + Q_1 \frac{t_{n2}}{t_{n1}} + Q_3 \frac{t_{c_3} - t_{n2}}{t_{cn3}} \qquad /3.27/$$

где $Q_{\delta}(n-1)$ – максимальная ордината гидрографов водосборов больших, чем рассматриваемый; $Q_{M}(n-1)$ – максимальная ордината гидрографов водосборов меньших, чем рассматриваемый; $t_{n\delta}(n-1)$ – продолжительность подъема пика паводка на водотоках больших, чем рассматриваемый, $t_{nc}(n-1)$ – продолжительность подъема гидрографа на средних в группе водосборах; $t_{cnM}(n-1)$ – продолжительность спада паводка на меньших водосборах, чем рассматриваемый.

Продолжительность подъема паводка на водотоках, может быть установлена в зависимости от формы гидрографа по формуле

$$t_n = \frac{2W_c}{Q_m(1+V)} \qquad /3.28/$$

Здесь $V = t_{cn} : t_n$,

где t_{cn} – время спада пика паводка.

Расход воды с наименьшего в группе водосбора

$$Q_{m_i} = Q_i + \sum_{i=1}^{n} Q_{\delta(n-1)} \frac{t_{nM}(n-1)}{t_{n\delta}(n-1)}, \qquad /3.29/$$

а для группы из трех водотоков /см.рис.3.7/ расход составляет

$$Q_{m3} = Q_3 + Q_1 \frac{t_{n3}}{t_{n1}} + Q_2 \frac{t_{n3}}{t_{n2}}, \qquad /3.30/$$

где $t_{n(n-1)}$ – продолжительность подъема паводка на водотоках меньших, чем рассматриваемый или равных ему.

Суммарную пропускную способность группы сооружений, объединяемых одним прудом аккумуляции /см.рис.3.6/ определяют по формуле

$$\sum_{1}^{n} Q_c = Q_m \left(1 - \frac{\Omega \, H_{пр}}{W_{рг}}\right) K_г, \qquad /3.31/$$

где Q_m – суммарный расход притока группы водосборов, определяемый как максимальная ордината результирующего гидрографа или как наибольшая величина из вычисленных по формулам /3.23/ /3.30/; Ω – площадь зеркала общего пруда при РУНВ, м²; $H_{пр}$ средневзвешенная по площади зеркала глубина пруда при РУНВ, м; $K_г$ – коэффициент нелинейности результирующего гидрографа, принимаемый равным 1,05; $W_{рг}$ – суммарный объем стока с общей площади группы водосборов.

Расчетный уровень подпертых вод следует устанавливать подбором для заданного количества и размеров водопропускных сооружений, исходя из условий проектирования, допускаемого объема аккумуляции и режима протекания. Из-за различных глубин пруда при одном РУНВ сооружения могут работать в разных режимах протекания /безнапорный, полунапорный, напорный/, поэтому окончательную расстановку сооружений следует производить исходя из условия соблюдения их работы в заданном /избранном/ режиме.

Создание общего пруда перед дорогой позволяет перераспределить расходы притока с разных водосборов между группой водопропускных сооружений и допустить по условиям рельефа увеличение размеров аккумуляции свыше суммарно допустимых для отдельных сооружений, что в ряде случаев приводит к дополнительному экономическому эффекту. Возможность такого решения должна быть оценена с учетом охраны окружающей среды и недопущения вредного подтопления занимаемых земель.

В районах с пониженными и плохо выраженными водоразделами, где наблюдаются переливы воды из одного бассейна в другой, переливы воды происходят по отдельным понижениям и промоинам водоразделов и в некоторых случаях имеют вид неоольших устойчивых русел /рис.3.8/.

Несколько иного вида переливы могут быть в предгорных районах на реках с неустойчивыми руслами и пониженными берегами, на которых наблюдается образование новых рукавов, а также мелких водотоков, образующихся в результате выплесков воды в наводок на берега в местах излучин и резкого изменения направления течения /рис.3.9/.

Эти явления требуют особого учета, так как обычные методы расчета максимальных расходов не могут быть здесь применены из-за особых условий притока дождевых вод к расчетному створу.

Случаи переливов и выплесков должны быть выявлены при изыскательских работах и тщательно обследованы с целью своевременного их учета при проектировании и определении метода расчета максимальных расходов.

Если явление перелива вызвано происходящими естественными переформированиями местности, носит временный характер или места и объем воды при переливе трудно определимы, расчетный расход водосбора, из которого переливается вода, определяется без учета части общего расхода, сбрасываемого в соседний бассейн.

В случаях, когда место перелива устойчиво и хорошо прослеживается на местности, а сбрасываемый расход хорошо определим, расчетный расход может быть определен по формуле:

$$Q_{mp} = Q_m - Q_{сб} \cdot K_{тр}, \qquad /3.52/$$

где Q_m - собственный расход водосбора заданной ВП, м3/с; $Q_{сб}$ - сбрасываемый расход воды в месте перелива в смежный бассейн, м3/с; $K_{тр}$ - коэффициент трансформации сбрасываемого расхода воды, применяемый для четко выраженных сбросных русел по специальному расчету с учетом распластывания на протяжении транзитного сбросного русла. При невозможности такого расчета принимают равным 1.

Расчетный расход водосбора, в который переливается вода с соседнего бассейна, определяется независимо от степени устой-

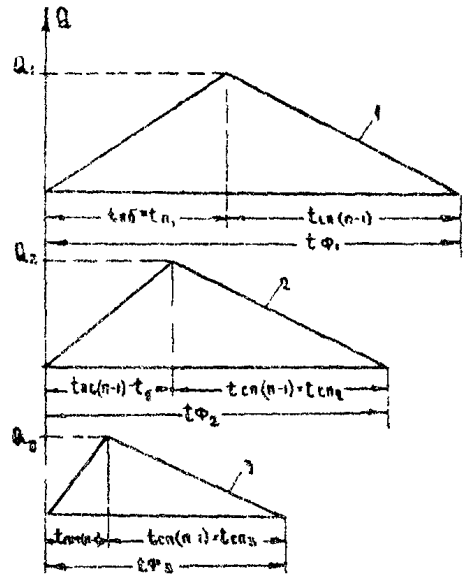


Рис. 3.7 Схема к построению результирующего гидрографа: 1-гидрограф наибольшего водосбора; 2-гидрограф средних водосборов; 3-гидрограф наименьшего группе водосбора.

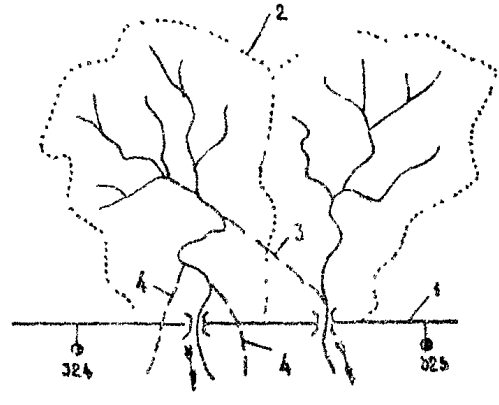


Рис. 3.8 Перехват воды в снежные бассейны: 1-трасса дороги; 2-водораздел; 3-выпуск воды с перелива ее через водораздел; 4-выпуск воды с образованием отдельных водотоков.

чивости места перелива по следующей формуле:

$$Q_{mp} = Q_m + Q_{сб} \cdot K_{тр} \qquad /3.33/$$

Расчетные расходы водотоков, образуемых в результате выплеска воды из другого водотока, определяют по формуле:

$$Q_{mp} = Q_{вып} \cdot K_{тр} + Q_{mб} , \qquad /3.34/$$

где $Q_{mб}$ - расход воды, вычисленный с площади водосбора, примыкающей к руслу выплеска.



Рис.3.9. Образование выплесков на предгорных реках

Для установления расхода выплеска в месте его образования фиксируют живое сечение, определяют уровень воды по следам на местности или по степени возможного заполнения русла водой и выполняют морфометрические расчеты расхода. Необходимо учитывать условия, способствующие развитию выплесков и связанное с этим увеличение расхода воды по руслу выплеска. Скорость течения воды может быть оценена для ориентировочных соображений по грунтам ложа выплеска.

Своевременный учет естественного перераспределения стока между водосборами позволяет: избежать неучтенных перегрузок или недогрузок водопропускных сооружений, рассчитанных без влияния выплесков и переливов; предусмотреть дополнительные сооружения на водотоках, образованных выплесками и переливами; принять в необходимых случаях меры по искусственному регулированию максимального стока, образуемого в местах выплесков и переливов из одного водосбора в другой.

Для уменьшения объема стока и расчетных расходов, формирующихся в общей зоне разлива в некоторых случаях может быть организован сброс воды из этой зоны вдоль дороги в смежное водопропускное сооружение.

3.5. Учет влияния переменного подпора может возникнуть в случаях: 1) проложения дорог в зоне подтопления реками или водохранилищами /рис.3.10/; 2) переустройства сооружений от предполагаемого подтопления; 3) технико-экономических обоснований и сравнений вариантов различного проложения дорог.

Для определения расчетных расходов правомерно применение уравнений баланса стока, составленных /по аналогии с предложением О.В.Андреева/ на периоды: наполнения /3.35/ и опорожнения /3.36/ зоны аккумуляции от влияния подпора :

$$Q_c'' = Q_m - \Omega \frac{\Delta H_u}{\Delta t_H} \qquad /3.35/$$

$$Q_c'' = Q_m + \Omega \frac{\Delta H_o}{\Delta t_o} , \qquad /3.36/$$

где Ω переменная площадь зеркала зоны аккумуляции перед сооружением; $\Delta H_u : \Delta t_H$, $\Delta H_o : \Delta t_o$ – переменные интенсивности соответственно подъема и спада уровней воды от подпирающего источника. При $Q_m < \Omega \Delta H_u : \Delta t_H$ возникает обратное течение.

Наибольшее отверстие водопропускного сооружения определяет одна из двух величин расчетных расходов воды, вычисленных соответственно для течений, направленных вниз по водотоку и вверх по нему от источника подпора. Наибольшие расходы при прямом и обратном течениях возникают в случаях прохода паводка: 1/ в период наполнения зоны аккумуляции; 2/ по предварительно заполненной зоне аккумуляции; 3/ по предварительно заполненной зоне аккумуляции в период интенсивного спада уровней подпора.

Для выполнения расчетов необходимо иметь: 1/ график колебаний уровней подпирающей реки $H = f(t)$ или проектный график уровенного режима водохранилища, характеризующий расчетную скорость изменения подпорного уровня $\Delta H : \Delta t$; 2/ планы в горизонталях акватории аккумуляции перед сооружением; 3/ расчетный уровень максимального подтопления требуемой ВП; 4/ график нарастания площади поверхности акватории аккумуляции перед сооружением в зависимости от изменения глубины подтопления $\Omega = f(H)$.

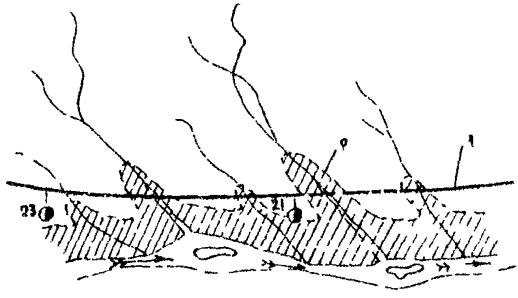


Рис.3.10 Схема проложения дороги в зоне подпора паводочных вод: I - трасса дороги; 2 - РУПВ.

При наличии таких материалов расчет расходов в сооружении может быть выполнен графоаналитически по методам О.В.Андреева или НИИЭП-72. Наиболее сложным при выполнении этих расчетов является построение расчетного графика колебаний уровней подпирающей реки в заданном створе проектируемого сооружения при недостаточности или отсутствии наблюдений.

При наличии непродолжительных наблюдений за уровнями воды на подпирающей реке последние должны быть использованы для выбора расчетной модели. Расчетный график $H = f(t)$ может быть построен путем пересчета ординат расчетной модели одномодального паводка по коэффициенту моделирования

$$K_M = \frac{H_e}{H_M}, \qquad (3.7)$$

где H_e - максимальный уровень воды расчетной ВП в створе наблюдений; H_M - максимальная ордината графика колебаний уровней воды, принятого в качестве расчетной модели.

При отсутствии наблюдений в районе проложения дороги в качестве расчетного графика колебаний уровней может быть принята его схематизированная модель, построение которой следует осуществлять по максимальному уровню требуемой ВП в заданном створе реки и по величинам времени подъема, стояния и спада паводка, установленным по модели расчетного паводка, гидрографу или графику $H = f(t)$ на сопряженном водотоке. А при отсутствии водотока временные характеристики подъема и спада

могут быть получены в результате построения схематизированного по геометрическим фигурам или уравнениям гидрографа расчетного паводка.

Поскольку для расчета малых сооружений требуется знать только верхнюю часть графика $H = f(t)$, определяемую разностью РУВБ и отметкой дна сооружения, то вполне правомерно допустить линейную схематизацию его кривых спада и подъема, а расчеты вести по осредненным скоростям линейного изменения подпорных уровней при наполнении и опорожнении.

Аккумуляция собственного стока водотока может быть целесообразна в необходимых размерах только в случае несовпадения паводка с периодом действия переменного подпора или при величине создаваемого им пруда, допускающем по условиям проектирования дополнительное повышение уровня подпорных вод. В других случаях она не допускается.

Наиболее сложным случаем расчета является учет влияния переменного подпора при устройстве двухстороннего водослива с заданной отметкой пруда аккумуляции с верховой стороны. При полном заполнении пруда к началу перелива подпорных вод через водослив расчеты расходов выполняют по уравнениям /3.35/ и /3.36/, но при величинах Ω, $\Delta H_н$, $\Delta H_о$, Δt , соответствующих режиму наполнения пруда выше гребня водослива.

При частичном заполнении пруда к началу перелива подпорных вод через водослив расчетные расходы определяют по соотношениям:

для периода наполнения пруда до гребня водослива

$$Q_c^н = \Delta Q_б \quad ; \qquad /3.38/$$

для периода наполнения пруда выше гребня водослива

$$Q_c^н = Q_m^н - \Omega_б \frac{\Delta H_{нб}}{\Delta t_{нб}} ; \qquad /3.39/$$

для периода опорожнения пруда

$$Q_c^о = Q_m^н + \Omega_б \frac{\Delta H_{об}}{\Delta t_{об}} . \qquad /3.40/$$

где $\Omega в$ - переменная площадь зеркала водной поверхности пруда аккумуляции при изменении глубин воды от гребня водослива до РУПВ; $\Delta Hнв$, $\Delta tнв$, $\Delta Hов : \Delta tов$ - переменные интенсивности соответственно подъема и спада уровней воды от подпирающей реки выше гребня водослива; $\Delta Qв$ - переменный расход водослива при заполнении пруда до уровня гребня водослива, определяемый по графоаналитическому методу Б.Ф.Перевозникова в следующем порядке: I/ по расчетному графику колебаний уровней подпирающей реки намечают несколько значений уровней $H_1, H_2, H_3 \ldots H_n$ через равные интервалы времени Δt /рис.3.II/; 2/ по формуле водослива для заданных отверстия и величин напора $H_1, H_2, H_3 \ldots$ H_n определяют соответствующие им расходы $Q_1, Q_2, Q_3 \ldots Q_n$ и для интервалов времени $\Delta t_1, \Delta t_2, \Delta t_3 \ldots, \Delta t_n$ строят кривую изменения расходов $Qв = f(t)$; 3/ определяя в начале и конце интервалов времени Δt объемы стока: $W_1 = Q_1 t_1$, $W_2 = Q_2 t_2$ и т.д., строят кривую изменения объемов сброса воды через водослив $W = f(t)$; 4/ определяют объем пруда для нескольких величин уровней ΔHi в диапазоне изменения уровней от начала его заполнения через водослив до отметки гребня по формуле:

$$W_{пр i} = 0{,}5(\Omega i + \Omega i+1)\Delta Hi \ , \qquad /3.41/$$

где Ωi и $\Omega i+1$ - площади зеркала пруда при различных уровнях его наполнения с равным интервалом глубин между этими уровнями ΔHi . По вычисленным значениям $W_{пр1}, W_{пр2}, W_{пр3}, \ldots, W_{прn}$ строят кривую емкости пруда выше отметки его предварительного заполнения.

Точка пересечения горизонтальной линии соответствующей полному объему заполнения пруда через водослив от уровня начала заполнения до гребня водослива, с кривой $Q = f(t)$ определяют время, через которое пруд будет заполнен до гребня водослива. Каждому уровню заполнения пруда через интервалы ΔHi будут соответствовать расходы $Qв$, полученные с кривой $Q = f(t)$

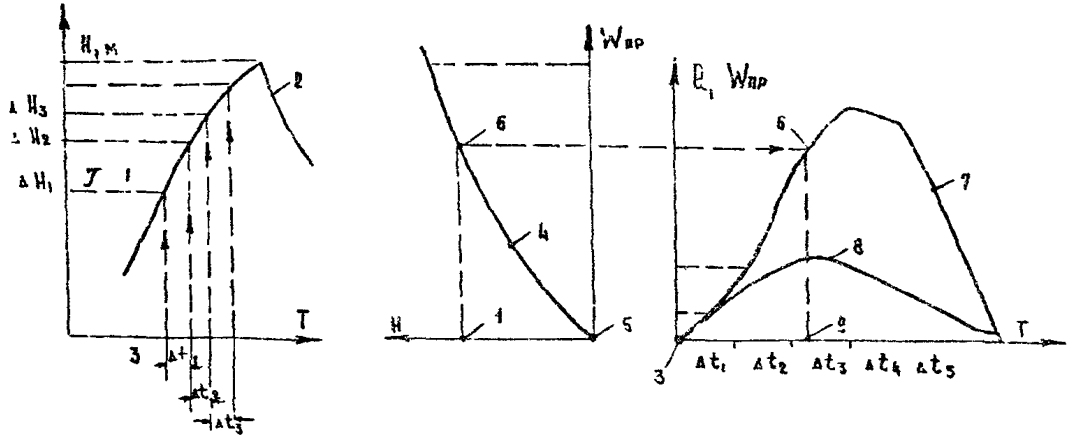


Рис. 3.II Графо-аналитический расчет наполнения пруда аккумуляции: I-гребень водослива;2-кривая подъема уровней и подпирающей реке $H=f(T)$; 3-начало перелива через гребень водослива; 4-кривая емкости пруда; 5-объем пруда при уровне предпаводочного наполнения; 6-объем пруда при уровне; 7-кривая продолжительности наполнения пруда водослива $Wпр.=f(T)$; 8-кривая изменения расхода воды при наполнении пруда $Q=f(T)$; 9-время заполнения пруда до отметки водослива.

4.Расчеты искусственного регулирования максимального стока хозяйственной деятельностью на водосборах

4.I.Регулирование максимального стока существующими дорогами. В практике проектирования все чаще встречаются случаи, когда на водосборе выше проектируемой трассы может находиться одна или несколько дорог. Возможны два принципиально различных положения существующих дорог на водосборах относительно направления главного лога. Направление существующей дороги совпадает с направлением главного русла водотока и пересекает только боковые притоки и лога /рис.4.I/ или существующая дорога располагается перпендикулярно к главному руслу, пересекая его и некоторые притоки. Все остальные положения дорог на водосборах являются различными вариантами сочетаний этих двух случаев.

Наличие автомобильных и железных дорог на водосборах, пересекаемых проектируемыми дорогами значительно изменяет расчетные величины расходов. На основе рассмотрения большого количества схем с различными положениями существующих дорог, анализа уравнения баланса расходов, на фазе пика паводка в расчетном створе и учета факторов, определяющих величину максимального дождевого стока рекомендуется следующая формула для определения максимальных расходов в створе проектируемых сооружений:

$$Qm = Qp + \lambda p \Sigma Qci\, Kti, \qquad /4.I/$$

где Q – максимальный расход заданной ВП с площади основного бассейна, ограниченного естественными водоразделами, проектируемым створом и существующей дорогой; λp – переходный коэффициент от ВП паводка, на которую рассчитаны сооружения на существующей дороге, к требуемой ВП для проектируемой дороги; Qci – максимальный расход в одном из существующих водопропускных сооружений или расход в месте перелива воды через насыпь в месте ее прорыва; Kti – коэффициент, учитывающий изменения величин максимальных расходов, формирующихся в существующих сооружениях, в зависимости от времени их трансформации до створа проектируемого сооружения относительно фазы

максимума расхода с основного бас йна.

Способы определения параметров формулы /4.1/ зависят от стадии проектирования, наличия и достаточности исходных данных и ограничиваются необходимой точностью расчетов.

Величину коэффициента при наличии проектных материалов по существующей дороге следует определять по формуле:

$$\lambda_p = h_c : h_{пр} \quad , \qquad /4.2/$$

где $h_c, h_{пр}$ – величины слоев стока в мм /или интенсивности дождя в мм/мин/ расчетной ВП соответственно для существующих и проектируемых сооружений, приведенные к одной продолжительности водоотдачи.

При отсутствии проектных материалов коэффициент λ_p может быть определен по формуле /4.2/ путем установления категории существующей дороги или размеров отдельных сооружений и определения соответствующих им по СНиПу нормативных ВП по величинам слоев /или интенсивностей/ стока, вычисленных для ВП существующих и проектируемых сооружений. Категорию дороги устанавливают непосредственным обследованием или другими способами, которые в настоящих рекомендациях не рассматриваются. Необходимость учета этого коэффициента определяется не только возможными различиями категории существующих и проектируемых дорог, но также и состоянием, капитальностью и сроками службы существующих водопропускных сооружений и устанавливается в каждом конкретном случае. При этом необходимо учитывать изменение характера зарегулированности водосборов за расчетный период работы проектируемого сооружения, определяемый нормативными ВП.

При достаточных проектных материалах по существующим дорогам расходы в существующих сооружениях Q_{ci} определяют известными способами с использованием графиков /таблиц/ пропускной способности труб. Пропускную способность мостов следует находить расчетами, принятыми при проектировании.

Если такие материалы отсутствуют максимальную пропускную способность можно ориентировочно определить по формуле:

$$Qci = Qi \cdot Ka, \qquad /4.3/$$

где Ka – коэффициент, учитывающий уменьшение максимального расхода за счет аккумуляции воды перед существующими сооружениями и определяемый по материалам изысканий; Qi – максимальный расход притока дождевых вод с частного бассейна, ограниченного существующей дорогой от основного водосбора.

Наиболее возможные сочетания гидрографов паводков с частных водосборов относительно гидрографа основного водосбора /рис.42/, характеризуются различными соотношениями времени формирования максимума расхода в отверстии существующего сооружения tc, и времени подъема пика паводка с основного бассейна tn, принимаемого равным в данном расчете времени добегания паводка tA:

$$\begin{aligned} &\text{I} - tc = tA,\ ti = tc; \\ &\text{II} - tc < tA,\ ti = tc + tp; \qquad /4.4/ \\ &\text{III} - tc > tA,\ ti = tc - \Delta t = tA; \end{aligned}$$

Время добегания максимума расхода ti с любого частного водосбора до расчетного створа основного бассейна может быть определено в соответствии с приведенными выше тремя расчетными случаями по уравнениям /4.4/, в которых tp – время трансформации максимального расхода в сооружении от этого сооружения дорасчетного створа.

Анализ уравнений /4.4/ и рис.4.2 показывает, что при совпадении максимальных ординат гидрографов паводков с основного водосбора и в существующем сооружении величина расчетного расхода воды с частного бассейна на фазу максимума с основного равна максимальной пропускной способности сооружения, а коэффициент Kti может быть принят равным I,C.

Если время формирования максимального расхода в существующем сооружении менее времени добегания с основного бассейна, то величина расчетного расхода воды с частного бассейна должна определяться с учетом трансформации в створе проектируемого сооружения и при принятой схематизации гидрографов может быть

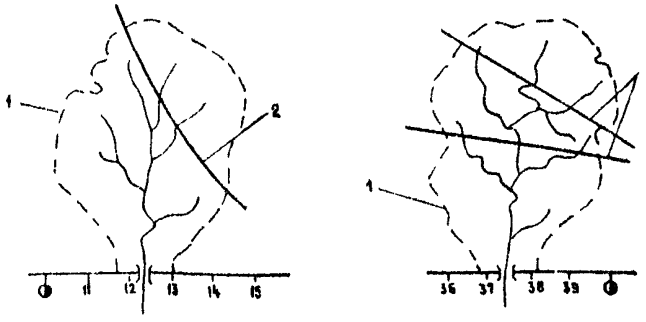


Рис. 4.I Схема возможных расположений дорог на водосборах: I-граница бассейна; 2-построенные дороги; 3-трасса проектируемой дороги.

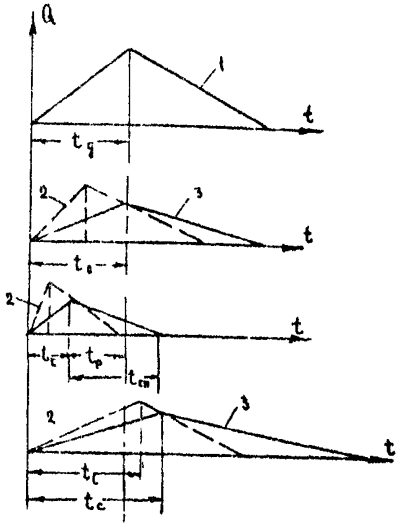


Рис. 4.2 Схема сочетания гидрографов: I-гидрограф с основного бассейна; 2-гидрографы притока с частных водосборов 3-гидрографы стока частных водосборов.

получена по формуле:

$$\Delta Q_{ci} = \frac{Q_{ci}(t_{cn} - t_p)K_r}{t_{cn}}, \qquad /4.5/$$

откуда значение коэффициента K_{ti} равно:

$$K_{ti} = \left(1 - \frac{t_p}{t_{cn}}\right)K_r, \qquad /4.6/$$

где K_r - коэффициент, учитывающий уменьшение Q_{ci} из-за нелинейности гидрографов на пике паводка, принимаемый в расчете равным I,I; значение t_p определяют как: $t_p = t_A - t_c$

Время спада паводка в существующем сооружении при треугольной схематизации гидрографа в сооружении определяют по формуле:

$$t_{cn} = \frac{W_p}{K_a Q_p} \qquad /4.7/$$

где W_p и Q_p - соответственно объем стока и расчетный расход воды с частного бассейна.

Использование формулы /4.6/ правомерно при $t_{cn} > t_p$; при $t_{cn} \leq t_p$ величина коэффициента K_{ti} , а следовательно и ΔQ_{ci} становятся равными нулю.

В случае, когда время формирования максимального расхода в существующем сооружении более времени добегания с основного бассейна, расчетный расход воды с частного бассейна с учетом трансформации в створе проектируемого сооружения определяют по формуле:

$$\Delta Q_{ci} = \frac{Q_{ci}\, t_i\, K_r}{t_{ci}} \qquad /4.8/$$

а коэффициент K_{ti} соответственно этому равен:

$$K_{ti} = \frac{t_i K_r}{t_{ci}}, \qquad /4.9/$$

где все обозначения прежние, а время добегания с любого частного бассейна равно времени добегания паводка с основного бассейна, т.е. $t_i = t_g$.

Построение расчетного гидрографа в створе проектируемого сооружения производят путем суммирования ординат всех гидрографов паводков в существующих сооружениях и с основного бассейна.

Наиболее сложен случай нахождения на водосборе нескольких параллельных дорог, различных по категории и назначению. Расчет максимальных расходов с учетом такой зарегулированности водосборов производят следующим образом:

I/ вычисляют расчетные расходы требуемой ВП для створа /I/ самой верхней существующей дороги по формуле:

$$Q_{Pi\,I} = Q_{Pi} \qquad /4.10/$$

2/ определяют расчетные расходы для створа /II/ нижележащей дороги:

$$Q_{Pi\,II} = Q_{Pi\,I\text{-}II} + \Delta_{Pi\,I} \Sigma Q_{ci\,I} K_{Ti\,I\text{-}II} \qquad /4.11/$$

3/ определяют расчетный расход для заданного /III/ створа, проектируемого сооружения:

$$Q_{Pi\,III} = Q_{Pi\,II\text{-}III} + \Delta_{Pi\,II} \Sigma Q_{ci\,II} \cdot K_{Ti\,II\text{-}III} \qquad /4.12/$$

В формулах /4.10/, /4.11/, /4.12/ приняты обозначения:

$Q_{Pi\,I,I\text{-}II,II\text{-}III}$ – максимальные расходы воды, определяемые соответственно по частям водосбора, ограниченным водоразделом и створом I верхней дороги, между створом I верхней дороги и нижележащим створом II, между створом II и створом проектируемой дороги; $\Delta_{Pi\,I,II}$ – переходные коэффициенты от ВП расчетных паводков соответственно на I и II существующих дорогах к заданной ВП; $Q_{ci\,I,II}$ – максимальные расходы в сооружениях соответственно на первой и второй дороге; $K_{Ti\,I\text{-}II,II\text{-}III}$ – коэффициенты трансформации расходов соответственно между створом I и II и створами II–III существующих дорог.

4.2.Сброс части стока в смежное сооружение. При проектировании малых водопропускных сооружений встречаются случаи, когда из-за низкой отметки одного из водоразделов /рис.4.3/, разделяющих смежные водосборы у земляного полотна, невозможно у сооружения создать необходимый по допускаемым размерам аккумуляции подпор воды. Такие случаи характерны при косых пересечениях распластанных логов и логов на косогорах, расположенных поперек него. Устроиство на водоразделах разделительных валов и дамб обвалования особенно на пахотных землях и в равнинной местности не всегда может быть возможно или экономически нецелесообразно.

Поэтому возникают условия, при которых часть воды, поступающей с одного бассейна можно сбросить в смежный, расположенный ниже пруда аккумуляции, что позволит более эффективно использовать явление аккумуляции перед низовым сооружением в случае его незагрузки или хороших высоких водоразделов в замыкающем створе.

При высоких водоразделах /рис.4.3,б/ сброс части стока в соседнее сооружение в отдельных случаях может оказаться экономически целесообразнее варианта устройства сооружений без искусственного перераспределения стока между ними. Необходимость проработки таких вариантов обуславливает потребность в конкретной расчетной схеме перераспределения стока с определением расходов низового и верхового сооружений, сбросного расхода и оценки затрат на обеспечение сброса, исключающее возможность размывов откосов земляного полотна, образования оврагов и эрозионного понижения водосбросного русла.

Расчетные расходы в сооружении с учетом ограничения аккумуляции стока по рельефу живого сечения пруда у дороги и искусственного сброса части стока в смежное сооружение определяют раздельно для верхового и низового сооружений по следующим формулам:

$$Q_c^в = Q_m^в \left(1 - \frac{W_{пр}^в}{W_p^в}\right) K_г - Q_{сб}; \qquad /4.13/$$

$$Q_c^н = \left(Q_m^н K_у + Q_{сбт}\right)\left[1 - \frac{W_{пр}^н}{W_p^н + W_{сб}}\right] K_г, \qquad /4.14/$$

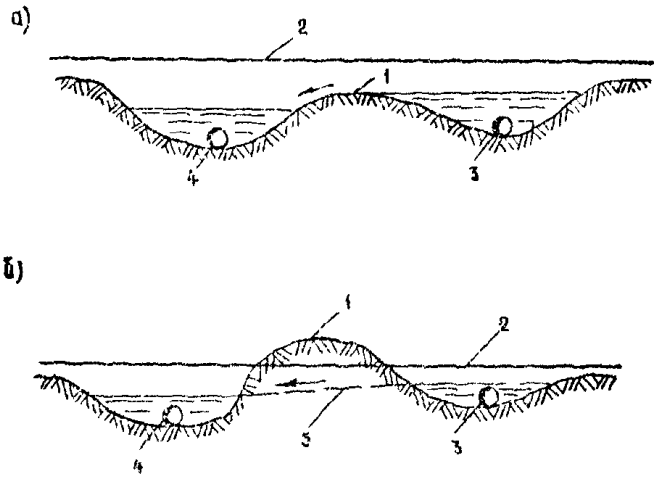


Рис. 4.3 Схема к расчету искусственного распределения максимального стока: 1-водораздел; 2-проектная линия продольного профиля дороги; 3-верховое водопропускное сооружение; 4-низовое сооружение; 5-сбросной лоток.

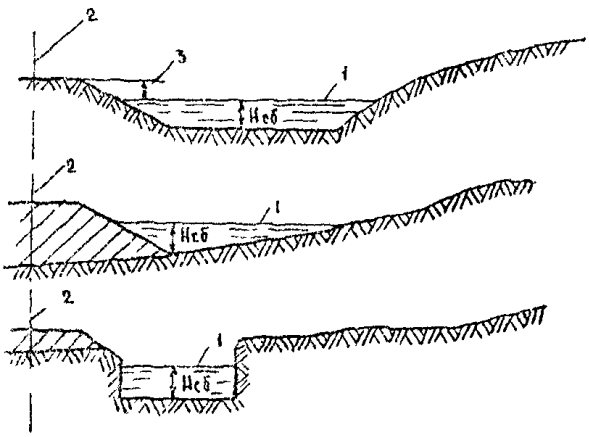


Рис. 4.4 Поперечные сечения сбросного лотка; 1-РУВ; 2-ось проектируемой дороги; 3-минимально допустимое превышение дороги над РУВ.

где $Q_m^в$, $Q_m^н$ – расходы притока воды заданной ЕП соответственно к верховому и низовому сооружениям, м3/с: $W_{пр}^в$, $W_{пр}^н$ – допускаемые объемы пруда аккумуляции соответственно у верхового и низового сооружений, м3; $W_р^в$, $W_р^н$ – объемы стока соответственно с верхового и низового бассейнов, м3; $Q_{сб}$ – расход воды от сбрасываемой части объема стока с верхового бассейна, определяемый по формуле /4.I5/; м3/с ; $W_{сб}$ – объем сбрасываемой части стока с верхового бассейна, м3; $Q_{сбт}$ – сбросной расход с верхового бассейна у низового сооружения с учетом его трасформации по длине сбросного русла, м3/с; $K_ч$ – коэффициент уменьшения расхода с низового бассейна на время ормирования максимума сбросного расхода с учетом его трансформации у низового сооружения; $K_г$ – коэффициент формы гидрографа.

При сбросе воды вдоль дорог возможны два случая сопряжения поверхности потока с уровнем за водоразделом – с двумя перекладами кривой свободной поверхности или с одним. В первом случае сброс воды через водораздел может быть рассмотрен как незатопленный водослив с широким порогом, а во втором как затопленный. Расход сброса в случае незатопленного водослива определяют по формуле:

$$Q_{сб} = K_в B H_{сб}^{3/2}, \qquad /4.I5/$$

где B – ширина сбросного потока на водоразделе при РУВВ /рис.44/, м; $H_{сб}$ – статический напор в м над отметкой водораздела / $Z_в$ /, соответствующий РУПВ перед верховым сооружением; $H_{сб} = УПВ - Z_в$; $K_в$ – коэффициент, характеризующий величину расхода водослива для следующих его сечений:

треугольное	0,80
прямоугольное	I,41
трапецеидальное с отношением нижнего основания к верхнему:	
0,3	0,92
0,5	I,06
0,7	I,20

Наибольшая скорость потока $V_к$ при сбросе возникает на водоразделе в сечении, где устанавливается критическая глубина

$$V_к = K_c \sqrt{H_{сб}}, \qquad /4.16/$$

где K_c – коэффициент, характеризующий изменение скорости потока в следующих сечениях водослива:

треугольное	1,76
прямоугольное	2,25
трапецеидальное с отношением нижней грани к верхней:	
0,3	1,95
0,5	2,02
0,7	2,14

Критическая скорость потока не должна превышать скорости / $V_{доп}$ / допустимой по размывающей способности грунтов, слагающих водораздел или типа его укрепления. Допустимый статический напор в м при переливе через водораздел следует определять по формуле:

$$H_{сб} = (V_{доп} : K_c)^2 \qquad /4,17/$$

На остальном протяжении сброса укрепление следует назначать в соответствии с фактическими уклонами и скоростями течения, вычисляемыми по формуле Шези.

При малых уклонах русла и на горизонтальном участке сброса сечение с критической глубиной может быть затоплено. В этом случае движение сбросного потока можно приближенно считать равномерным, а величину $H_{сб}$ следует определять по формуле затопленного водослива.

Сбросной расход у низового сооружения с учетом его трансформации по длине сбросного русла определяют по формуле:

$$Q_{сбт} = 1 : \left(\frac{t_c}{2W_{сб}} + \frac{1}{Q_{сб}} \right), \qquad /4.18/$$

здесь

$$t_c = \ell : V_{ср} \qquad /4.19/$$

$$W_{сб} = W_p^в \frac{Q_{сб}}{Q_m}\left(1 - \frac{Q_г}{Q_с}\right), \qquad /4.20/$$

где $t_с$ – время сдвига гидрографа сброса; l – длина резерва или русла, по которому происходит сброс воды в нижнее сооружение; $V_{ср}$ – средняя скорость сброса части стока, вычисляемая приближенно при $Q = 0{,}5\,Q_{сб}$; $Q_г$ – расход воды в сооружении, при котором соответствующий ему РУВВ достигает гребня водораздела /водослива/ и начинается сброс стока в нижнее сооружение, м3/с; $Q_с$ – расход пропуска воды через верховое сооружение на фазу максимума сброса в нижнее:

$$Q_с = Q_m^в \left(1 - \frac{W_{пе}^в}{W_p^в}\right) K_г \qquad /4.21/$$

Если сумма времени формирования расхода Q_m – t_m и времени сдвига гидрографа сброса $t_с$ за счет его трансформации при движении к низовому сооружению больше времени формирования подъема максимума паводка с низового бассейна /рис.4.5/, т.е. $t_m + t_с > t_n^н$, то коэффициент $K_у$ следует определять по формуле:

$$K_у = \frac{t_ф^н - t_m - t_с}{t_{сп}^н} \qquad /4.22/$$

здесь $$t_m = \frac{Q_m}{Q_p^в} t_{сп}^в, \qquad /4.23/$$

где $t_ф^н$ – длительность расчетного паводка с низового бассейна; $t_{сп}^н$ – время спада пика паводка с низового бассейна; $t_{сп}^в$ – время спада пика паводка с верхового бассейна. Если $t_m + t_с = t_n^н$, то коэффициент $K_у = 1$.

В случае, когда $t_m + t_с < t_n^н$ коэффициент $K_у$ принимают равным:

$$K_у = \frac{t_m + t_с}{t_n^н} \qquad /4.24/$$

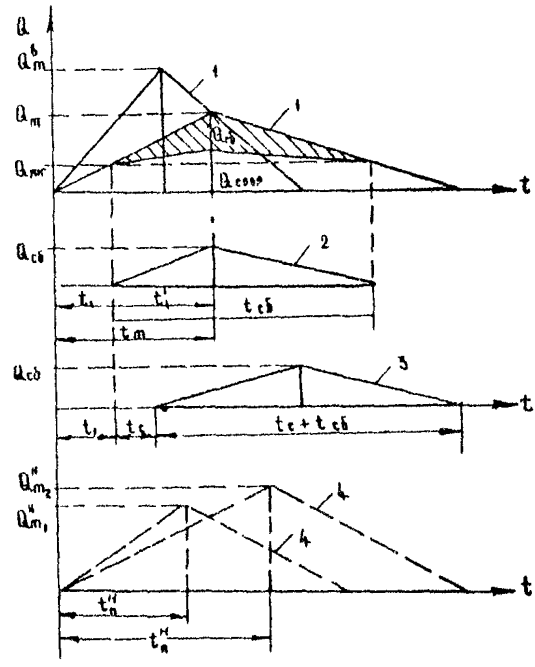


Рис. 4.5 Схема к построению результирующего гидрографа: I-гидрограф наибольшего водосбора; 2-гидрограф средних водосборов; 3-гидрограф наименьшего водосбора.

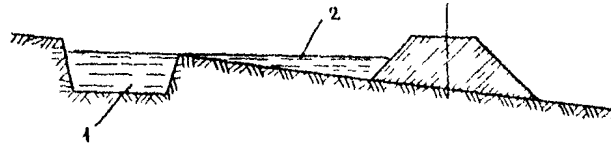


Рис. 4.6 Сброс стока в регулирующие емкости: I - регулирующая емкость; 2 - РлиВ

4.3. Сброс части стока в водохранилища. В отдельных случаях требуется рассчитать необходимое на период строительства уменьшение расхода в сооружении за счет частичного сброса в бассточные емкости или временные водохранилища /карьеры, обвалованные пространства и т.п./, расположенные в русле водотока с верховой стороны от дороги /рис.4.6/. К подобным случаям можно отнести сбор питьевой воды со склонов водосборов в подземные и поверхностные водозаборные емкости, расположенные в пониженных участках логов и такыров. В практике эксплуатации дорог имеются случаи устройства регулирующих емкостей для преднамеренного уменьшения притока воды к водопропускным сооружениям в местах их напряженной работы или при переливе паводковых вод через дорогу. Расходы водопропускных сооружений при предпаводочном опорожнении регулирующих емкостей следует определять по формуле:

$$Q_c = Q_m \left(1 - \frac{W_{пе} + \Sigma W_e}{W_p}\right) K_r, \qquad /4.25/$$

где ΣW_e – объем емкостей, регулирующих водохранилищ у водопропускных сооружений.

4.4. Регулирование стока малыми прудами с заданной отметкой водослива. Потребность в гидрологических расчетах прудов с заданной отметкой водослива возникает при использовании дороги как плотины для создания постоянных и временных водохранилищ перед дорогой, предназначаемых для целей водного хозяйства, а также при оценке достаточности существующих плотин и прудов при реконструкции дорог или подпоре водами других водохранилищ или рек.

Сооружение таких прудов распространено в Молдавии, на Украине, в Тамбовской области и других районах СССР. Водопропускное сооружение устраивают либо в русле водотока, либо выносят на один из склонов лога /рис.4.7/. Сбросной расход с учетом предпаводочного опорожнения прудов с заданной отметкой водослива следует определять на малых водотоках по формуле:

$$Q_c = \frac{Q_m(W_{пр} - W_p)}{0{,}36\sqrt{W_0}(W_{пр}^{0} - 1)} - Q_{nt} \qquad /4.26/$$

здесь $$W_{пр}^{0} = W_{пр} - W_{ак} \qquad /4.27/$$

$$W_{ак} = \frac{(H_{пр}^{2} - H_{в}^{2})B_{пр}}{2\gamma_0} \qquad /4.28/$$

где Q_{nt} – расход волны прорыва вышележащих некапитальных плотин с учетом трансформации на участке добегания до проектируемого сооружения /см.п.4.5/; $W_{пр}^{0}$ – начальный объе заполнения общего пруда $W_{пр}$, ограниченный уровнем водослива; $W_{ак}$ – часть общего объема пруда выше заданного уровн водослива или опорожнения;

$H_{пр}, H_{в}$ – максимальные глубины у сооружения при РУПВ соответственно при общем пруде и пруде с заданным уровнем водослива /рис.4.8/, м; $B_{пр}$ – ширина разлива общего пруда в створе сооружения при РУПВ, м.

Расход сбросного сооружения со значительным объемом пруда можно определять по формуле:

$$Q_c = Q_m\left(1 - \frac{W_{ак}}{W_p}\right)K_r + Q_{nt} \qquad /4.29/$$

В случае ежегодного опорожнения общего объема пруда или его частичной сработки перед максимальным годовым паводком величину $W_{ак}$ определяют по уравнению:

$$W_{ак} = W_{пр} - W_0, \qquad /4.30/$$

где W_0 – часть объема пруда ниже заданного уровня опорожнения или частичной сработки к началу расчетного паводка

Наименьшую отметку насыпи подходов у сооружения определяю от РУПВ создаваемого общим прудом аккумуляции с учетом нормативных запасов, регламентируемых соответствующими Строительными нормами и правилами.

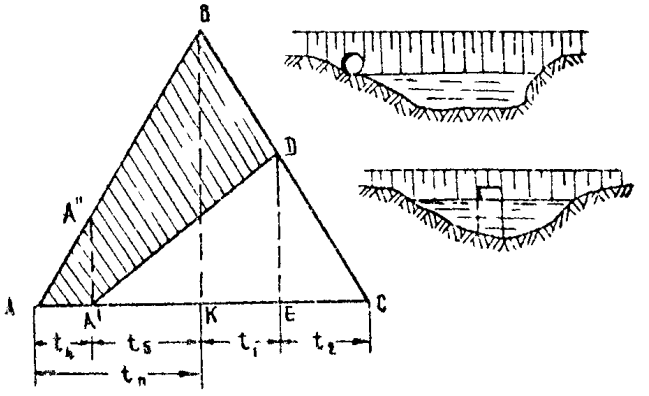


Рис. 4.7 Гидрограф сброса через водослив с заданной высотой.

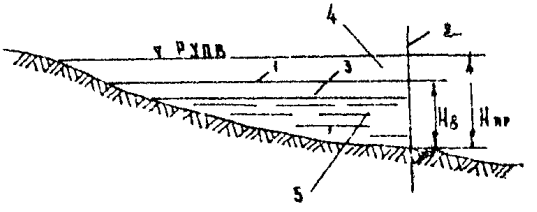


Рис. 4.8 Пруд при заданной отметке водослива: 1-заданный уровень водослива; 2-расчетный створ; 3-уровень фактического затопления пруда; 4-объем пруда выше заданного уровня водослива; 5-начальный объем пруда.

При наличии на русле водотока в непосредственной близости от расчетного створа нескольких прудов в виде каскада сбросной расход проектируемого сооружения вычисляют по формуле УкрНИГМИ

$$Q_c = Q_m\left(1-\frac{W'_{пр}}{W_p}\right)\left(1-\frac{W^2_{пр}}{W_p}\right)\cdots\left(1-\frac{W^n_{пр}}{W_p}\right), \qquad /4.31/$$

где $W'_{пр}, W^2_{пр}, \ldots, W^n_{пр}$ – регулирующие объемы всех прудов.

Более точное определение Q_c может быть выполнено при построении результирующего гидрографа в расчетном створе путем последовательного построения гидрографов в створе отдельных плотин с учетом времени добегания. Наибольшую сложность при построении рекультирующего гидрографа представляют водотоки с расположением каскада прудов не только в русле, но и на притоках.

При наличии каскада прудов с плотинами некапитального типа необходимо рассчитать максимальный расход, образующийся при прорыве одной из плотин и оценить наиболее неблагоприятные условия работы проектируемого сооружения.

4.5. Учет сброса вод при прорыве некапитальных плотин. Сооружения, расположенные выше или ниже некапитальных плотин, дополнительно рассчитывают на пропуск расходов при внезапном прорыве плотины. К некапитальным принято относить плотины 4 и более низких классов, построенные по современным нормам, а также старые плотины.

Расчетный расход от прорыва плотины для створа перехода, расположенного ниже плотины на расстоянии L, определяют с учетом данных Л.Л.Лиштвана по формуле:

$$Q_p = \frac{W_0 B K_{пр} H_н^{3/2}}{W_0 + B K_{пр} H_н^{3/2} L \tau} + Q_m, \qquad /4.32/$$

где W_0 – объем водохранилища при наивысшем уровне верхнего бьефа, м^3; B – ширина водохранилища в створе плотины при его предельном наполнении, м; $H_н$ – максимальный на-

пор до прорыва плотины, м; τ - коэффициент, характеризующий условия прохождения волны прорыва в нижнем бьефе /табл.4.1/; $Q_м$ - ожидаемый расход притока на момент прорыва плотины; $K_{пр}$ - коэффициент, учитывающий отношение ширины прорыва к ширине плотины, а также боковое сжатие и принимается для когих земляных плотин 5 класса, находящихся в удсалетворительных условиях эксплуатации, равным 0,5С; для всех других некапитальных плотин - 0,75.

Таблица 4.I

Типы рек	Средние уклоны на участке распластывания	τ
Периодические	0,0005-0,005	I,25-I,00
Водотоки	0,005 - 0,05	I,0 - 0,80
Малые и средние водотоки		
с постоянным стоком	0,00005-0,000I	I,50 - I.25
	0,000I - 0,0005	I,25 - 0,80
	0,0005 - 0,005	0,80 - 0,70
	0,005 - 0,05	0,7 - 0,55
	0,05 - 0,0I	0,50

При определении расстояния L от плотины до перехода не учитывается длина участка гашения энергии перепада при прорыве плотинь, равная I0 Нн.

Расстояние, на котором волна прорыва окажется равной волне расчетного паводка и ее влияние не отразится на устойчивости мостового перехода, может быть определено по следующей формуле:

$$L = \frac{W_0}{\tau}\left(\frac{1}{Q_m - Q_м} - \frac{1}{B K_{пр} H^{3/2}}\right) + \frac{Q_м}{Q_m - Q_м B K_{пр} H^{3/2} \tau} \quad /4.33/$$

При наличии на русле водотока в непосредственной близос
от расчетного створа нескольких прудов в виде каскада сброси
расход проектируемого сооружения вычисляют по формуле УкрНИ

$$Q_c = Q_m \left(1 - \frac{W'_{пр}}{W_p}\right)\left(1 - \frac{W''_{пр}}{W_o}\right) \cdots \left(1 - \frac{W^n_{пр}}{W_p}\right), \qquad /4.31/$$

где $W'_{пр}, W''_{пр}, \ldots, W^n_{пр}$ – регулирующие объем
всех прудов.

Более точное определение Q_c может быть выполнено пр
построении результирующего гидрографа в расчетном створе пут
последовательного построения гидрографов в створе отдельных
плотин с учетом времени добегания. Наибольшую сложность при
построении результирующего гидрографа представляют водотоки
расположением каскада прудов не только в русле, но и на прит
ках.

При наличии каскада прудов с плотинами некапитального т
па необходимо рассчитать максимальный расход, образующийся п
прорыве одной из плотин и оценить наиболее неблагоприятные у
ловия работы проектируемого сооружения.

4.5. Учет сброса вод при прорыве некапитальных плотин. Сооружения, расположенные выше или ниже некапитальных плотин дополнительно рассчитывают на пропуск расхода при внезапном прорыве плотины. К некапитальным принято относить плотины 4 более низких классов, построенные по современным нормам, а также старые плотины.

Расчетный расход от прорыва плотины для створа перехода расположенного ниже плотины на расстоянии L, определяют с учетом данных Л.Л.Лилтвана по формуле:

$$Q_p = \frac{W_o B K_{пс} H_н^{3/2}}{W_o + B K_{пс} H_н^{3/2} L \tau} \cdot Q_m, \qquad /4.32/$$

где W_o – объем водохранилища при наивысшем уровне верхнего бьефа, м3; B – ширина водохранилища в створе плот ны при его предельном наполнении, м; $H_н$ – максимальный на-

ор до прорыва плотины, м; τ - коэффициент, характеризующий словия прохождения волны прорыва в нижнем бьефе /табл.4.1/; $Q_м$ - ожидаемый расход притока на момент прорыва плотины; $K_{пр}$ - коэффициент, учитывающий отношение ширины прорыва к ширине плотины, а также боковое сжатие и принимается для новых еклянных плотин 5 класса, находящихся в удовлетворительных условиях эксплуатации, равным 0,50; для всех других неклиталь-ых плотин - 0,75.

Таблица 4.1

Типы рек	Средние уклоны на участке распластывания	τ
ериодические	0,0005-0,005	1,25-1,00
одотоки	0,005 - 0,05	1,0 - 0,80
алые и средние водотоки		
постоянным стоком	0,00005-0,0001	1,50 - 1,25
	0,0001 - 0,0005	1,25 - 0,80
	0,0005 - 0,005	0,80 - 0,70
	0,005 - 0,05	0,7 - 0,55
	0,05 - 0,01	0,50

При определении расстояния L от плотины до перехода не читывается длина участка гашения энергии перепада при прорые плотины, равная 10 Нн.

Расстояние, на котором волна прорыва окажется равной олне расчетного паводка и ее влияние не отразится на устойивости мостового перехода, может быть определено по следующей формуле:

$$= \frac{W_0}{\tau}\left(\frac{1}{Q_m - Q_м} - \frac{1}{B K_{пр} H^{3/2}}\right) + \frac{Q_м}{Q_m - Q_м B K_{пр} H^{3/2} \tau} \quad /4.33/$$

где Q_m – расчетный расход воды, определяемый для неза регулированной реки; $Q_м$ – расход межени или боковых прито ков на предполагаемый период прорыва плотины.

Объем водохранилища W_0 определяют по плану в горизонталях или получают в организации, эксплуатирующей плотину. Дл ориентировочных расчетов принимают:

$$Q = 0,25 k_в H_н l_в, \qquad /4.34/$$

где $l_в$ – длина водохранилища, м.

Расход в створе плотины при ее прорыве определяют приближенно по формуле:

$$Q_п = B_п H_н^{3/2} K_{пр} \qquad /4.35/$$

Расход воды от прорыва плотины для перехода, расположенного в верхнем бьефе водохранилища принято определять по формуле:

$$Q_р = \frac{W_1 K_{де}}{W_0 - W_2} \left(B H_н^{3/2} - b \right), \qquad /4.36/$$

где W_1 – объем водохранилища выше перехода; W_2 – тоже ниже перехода при наинизшей отметке дна в створах плотины и перехода; b – ширина водохранилища в створе плотины при напоре h.

4.6. Регулирование максимального стока террасированным земледелием. На террасированных полях и при устройстве обвалований необходимо наряду с потерями стока учитывать возможное переполнение и разрушения аккумулирующих емкостей. Для учета влияния такого регулирующего воздействия малых водохранилищ на малых водосборах, поверхности которых заняты сплошь этими аккумулирующими емкостями /рисовыми полями, террасированными полями и т.п./, примыкающими непосредственно

друг к другу следует использовать формулу:

$$\delta_n = 1 - \frac{\Sigma V_a + \Sigma V_o}{W_p \cdot K_r}, \qquad /4.37/$$

где W_p – полный объем стока от расчетного дождя; ΣV_a – суммарный объем стока, аккумулированный в водохранилищах, не подверженных опасности разрушений; ΣV_o – суммарный объем стока от опорожнения разрушенных водохранилищ с учетом объема воды, оставшегося в них после прорыва; K_r – коэффициент учета фирмы гидрографа при дополнительном сливе воды из разрушенных водохранилищ, равный: 1,4-1,2 в муссонных районах; 1,01-1,1 в районах средних по водности; 1-0,9 в засушливых районах.

Формула /4.37/ отражает условия, когда некоторые малые водохранилища не подвергаются разрушению и к моменту разрушения других продолжают аккумулировать поверхностный сток, а аккумулирующие емкости опорожненных водохранилищ полностью или частично заполнены к началу выпадения расчетного дождя.

Малые водохранилища, расположенные в различных частях водосборного бассейна отдельно одно от другого, оказывает различное влияние на регулирование максимального стока. Для учета этого влияния рекомендуется следующая формула:

$$\delta_n = 1 \frac{\Sigma V_{ai}}{W_p K_r} + \frac{t_q}{W_p K_r} \Sigma \left(\frac{V_{oi}}{t_{qi}} \right) \qquad /4.38/$$

здесь $$V_{ai} = 1000\, h_{ai} F_{ai} \qquad /4.39/$$

$$V_{oi} = 1000 (h_{oi} - h_{oci}) F_{oi}, \qquad /4.40/$$

где t_q – время добегания расчетного паводка по руслу до сооружения; t_{qi} – время трансформации сбрасываемого объема воды при опорожнении, равное времени добегания от центра тяжести разрушенного водохранилища до створа проектируемого сооружения; V_{ai}, V_{oi} – объемы аккумуляции и опорожнения; F_{ai}, F_{oi} – площади, занятые малыми водохранилищами, км^2;

h_{ai} слой воды, задерживающийся в аккумулирующих водохранилищах, мм; h_{oi} – слой оставшейся воды в водохранилищах после их опорожнения, мм.

Прорыв ограждающих устройств возможен от переполнения водохранилищ и перелива воды через верх временных дамб обвалования и земляных запруд, от повреждений наездами на них автомобилей /сельскохозяйственных или других машин/, от потери устойчивости при переувлажнении, фильтрации или искусственного пропуска воды из одного водохранилища в другое /в период их максимального наполнения/, а также от других причин.

Вероятность прорыва обвалований определяется устойчивостью соседних водохранилищ и их оградительных сооружений, а также вероятностью появления дождя, способного вызвать переполнение и последующее разрушение одного или нескольких водохранилищ.

Оценку расчетной повторяемости прорыва временных водохранилищ следует производить по данным полевых обследований, производимых при инженерно-гидрометеорологических изысканиях. При наличии данных многолетних наблюдений сочетание случаев прорыва водохранилищ с расчетным дождем нужно устанавливать статическим расчетам. При отсутствии таких наблюдений расчетную вероятность возможного разрушения ограждающих устройств от расчетного дождя /или других причин/ необходимо устанавливать по данным опроса местных жителей. Для оценки расчетной вероятности прорыва временных водохранилищ следует учитывать срок службы проектируемых сооружений, их капитальность, а также возможность прохода расчетного паводка в любой год с начала строительства.

Учет этого вида искусственного регулирования максимального стока нужно производить введением коэффициента δ_n в формулу/2.1/.

5. Состав и методы инженерно-гидрометеорологических изысканий максимального стока

5.1. Общий состав и методы изысканий. Изыскания для определения максимальных расходов выполняют в составе инженерных гидрометеорологических изысканий автомобильных дорог, регламентированных "Методическими указаниями по инженерно-гидрометеорологическим изысканиям автомобильных дорог" /3/, в которых определена общая методика, состав, порядок и объемы работ. Объем и характер изысканий зависят от сложности и степени изученности природных условий района, а также от стадий проектно-изыскательских работ.

Изыскания на стадии технико-экономического обоснования /ТЭО/ проводят для получения минимально необходимых данных в объеме, достаточном для оценки вариантов и выбора основного направления трассы дороги. Изучение гидрометеорологических условий формирования максимальных расходов осуществляют путем ознакомления с имеющимися литературными, фондовыми и материалами изысканий прошлых лет, осмотром в натуре отдельных сложных участков и расчетами по формулам / 2.1/ и /2.9/. Полевые обследования для оценки максимальных расходов по натурным данным не выполняют. Исключение составляют отдельные объекты, находящиеся в районах с наиболее сложными природными условиями. В этих случаях полевые обследования выполняют по сокращенной программе и лишь на эталонных участках.

Изыскания для технического проекта заключается в детальном изучении гидрометеорологических условий района проложения дороги по выбранному направлению и конкурирующим вариантам, достаточном для выполнения расчетов максимальных расходов. Основной метод изысканий – морфометрическое обследование всех пересекаемых водотоков с определением натурных расходов по меткам и следам паводков прошлых лет. Гидрометрические изыскания выполняют на наиболее сложных и больших мостовых переходах. При необходимости на стадии технического проекта следует разрабатывать линейно-региональные нормы максимального стока.

Изыскания для составления рабочих чертежей должны предназначаться для уточнения и детализации исходных данных, полученных при изысканиях для технического проекта и корректировки результатов расчетов максимальных расходов. Дополнительные исходные

данные собирают в случае, если имеется длительный перерыв во времени между изысканиями для технического проекта и рабочими чертежами; если за этот период наблюдались высокие паводки, близкие к расчетным или выше их, а также при недостаточной обоснованности расчетных гидрометеорологических характеристик, установленных на стадии предыдущих изысканий.

Для одностадийного техно-рабочего проекта изыскания выполняют в одну стадию с получением исходных материалов, достаточных для составления проекта, разрабатываемого со степенью подробности рабочих чертежей.

Если краткосрочные инженерные гидрометеорологические изыскания не раскрыли /или не могут раскрыть/ режима или динамики физических процессов, региональных особенностей района, предусматривается постановка стационарных наблюдений по специальным программам.

Изыскания для технического проекта, рабочих чертежей и техно-рабочего проекта проводят в три периода: подготовительный, полевой и камеральный. В подготовительный период собирают, обобщают, предварительно изучают исходные данные и составляют программу и смету проектно-изыскательских работ. Иногда с этой целью дополнительно выполняют рекогносцировочное обследование. В полевой период выполняют предусмотренные программой полевое обследование и часть камеральных работ, необходимых для своевременного контроля полноты и качества полевых работ. В камеральный период обрабатывают материалы изысканий, выполняют расчеты и обоснования, а также составляют отчетные материалы.

В состав инженерных изысканий для расчетов максимальных расходов входят следующие работы: I/ определение гидрографических характеристик водосборов; 2/ линейные обследования малых и средних водотоков; 3/ экспресс-метеорологические наблюдения за дождевыми осадками в районе изысканий; 4/ обследования больших водотоков; 5/ обследования существующих сооружений; 6/ обследования для выявления региональных особенностей максимального стока.

5.2. Определение гидрографических характеристик производят по имеющимся топографическим материалам, а при их недостаточности или полном отсутствии - по данным полевых обследований местности. В результате этого собирают следующие сведения: 1/ название и местоположение водосбора по трассе дороги, площадь бассейна, длину водотока; 2/ отметки истока и у расчетного створа, общий характер рельефа бассейна /равнинный, холмистый, горный/, уклон лога; 3/ типы почво-грунтов, видовой состав растительности и их распространение по направлению дороги и площади каждого водосбора; 4/ наличие и местоположение озер, болот, марей, бессточных впадин, пахотных земель, карстовых, мерзлотных и других явлений; 5/ наличие и местоположение прудов, водохранилищ, каналов, арыков, плотин, запруд, барражей, мельниц, мостов и других искусственных сооружений.

После установления границ водосборов, пересекаемых трассой дороги, составляют общий план бассейнов, на котором показывают проектируемую дорогу, намечаемые варианты, границы бассейнов, русла водотоков, лога и тальвеги со всеми притоками, существующие дороги и другие искусственные сооружения, озера, болота, мари, границы лесов, пашен и других угодий, а также населенные пункты. На каждом бассейне указывают порядковый номер водосбора по ходу пикетажа или километража, площадь бассейна в квадратных километрах и название водотоков.

На водосборах с неясно выраженными водоразделами рекомендуется определять /уточнять/ границы бассейнов путем аэровизуальных или наземных рекогносцировочных обследований, либо инструментальными измерениями с разбивкой в натуре сети тахеометрических ходов и обязательной фиксацией контрольных точек: истоков; смежных водоразделов; мест перелива воды из одного бассейна в другой, имеющих в некоторых самостоятельные русла и т.п.

Способ полевых обследований неясно выраженных водоразделов следует определять в каждом конкретном случае исходя из стадии, сроков выполнения и объемов изыскательских работ, наличия топографических материалов, характера местности, степени залесенности, доступности водосбора и других условий.

данные собирают в случае, если имеется длительный перерыв во времени между изысканиями для технического проекта и рабочими чертежами; если за этот период наблюдались высокие паводки, близкие к расчетным или выше их, а также при недостаточной обоснованности расчетных гидрометеорологических характеристик, установленных на стадии предыдущих изысканий.

Для одностадийного техно-рабочего проекта изыскания выполняют в одну стадию с получением исходных материалов, достаточных для составления проекта, разрабатываемого со степенью подробности рабочих чертежей.

Если краткосрочные инженерные гидрометеорологические изыскания не раскрыли /или не могут раскрыть/ режима или динамики физических процессов, региональных особенностей района, предусматривается постановка стационарных наблюдений по специальным программам.

Изыскания для технического проекта, рабочих чертежей и техно-рабочего проекта проводят в три периода: подготовительный, полевой и камеральный. В подготовительный период собирают, обобщают, предварительно изучают исходные данные и составляют программу и смету проектно-изыскательских работ. Иногда с этой целью дополнительно выполняют рекогносцировочное обследование. В полевой период выполняют предусмотренные программой полевое обследование и часть камеральных работ, необходимых для своевременного контроля полноты и качества полевых работ. В камеральный период обрабатывают материалы изысканий, выполняют расчеты и обоснования, а также составляют отчетные материалы.

В состав инженерных изысканий для расчетов максимальных расходов входят следующие работы: 1/ определение гидрографических характеристик водосборов; 2/ линейные обследования малых и средних водотоков; 3/ экспресс-метеорологические наблюдения за дождевыми осадками в районе изысканий; 4/ обследования больших водотоков; 5/ обследования существующих сооружений; 6/ обследования для выявления региональных особенностей максимального стока.

5.2. Определение гидрографических характеристик произво-
ят по имеющимся топографическим материалам, а при их недоста-
очности или полном отсутствии - по данным полевых обследований
естности. В результате этого собирают следующие сведения:
/ название и местоположение водосбора по трассе дороги, площадь
ассейна, длину водотока; 2/ отметки истока и у расчетного ство-
а, общий характер рельефа бассейна /равнинный, холмистый, гор-
ый/, уклон лога; 3/ типы почво-грунтов, видовой состав расти-
ельности и их распространение по направлению дороги и площа-
и каждого водосбора; 4/ наличие и местоположение озер, болот,
ареп, бессточных впадин, пахотных земель, карстовых, мерзлот-
ых и других явлений; 5/ наличие и местоположение прудов, водо-
ранилищ, каналов, арыков, плотин, запруд, барражей, мельниц,
остов и других искусственных сооружений.

После установления границ водосборов, пересекаемых трассой
ороги, составляют общий план бассейнов, на котором показывают
роектируемую дорогу, намечаемые варианты, границы бассейнов,
усла водотоков, лога и тальвеги со всеми притоками, существую-
ие дороги и другие искусственные сооружения, озера, болота,ма-
ы, границы лесов, пашен и других угодий, а также населенные
ункты. На каждом бассейне указывают порядковый номер водосбо-
а по ходу пикетажа или километража, площадь бассейна в квадрат-
ых километрах и название водотоков.

На водосборах с неясно выраженными водоразделами рекомен-
уется определять /уточнять/ границы бассейнов путем аэровизу-
льных или наземных рекогносцировочных обследований, либо инст-
ументальными измерениями с разбивкой в натуре сети тахеомет-
ических ходов и обязательной фиксацией контрольных точек: пе-
ьков; смежных водоразделов; мест переливов воды из одного бас-
ейна в другой, имеющих в некоторых самостоятельные русла и
.п.

Способ полевых обследований неясно выраженных водоразде-
ов следует определять в каждом конкретном случае исходя из
тации, сроков выполнения и объемов изыскательских работ, на-
ичия топографических материалов, характера местности, степе-
и залесенности, доступности водосбора и других условий.

При необходимости определения границ бассейнов путем непосредственного их обследования в незалесенной и открытой местностях, с хорошо выраженными водоразделами, целесообразным следует считать прокладку теодолитных ходов по боковым и верховым водоразделам с замером расстояний и румбов /рис.5.I/.

В случаях хорошо выраженного верхового водораздела производится теодолитный ход по этому водоразделу, а также аналогичные хода по дну логов от трассы дороги до этого водораздела. Установление боковых границ водоразделов производится по водораздельным точкам продольного профиля дороги и общим очертаниям верхового водораздела, и соседних логов. В наиболее сложных случаях целесообразно уточнение границ бассейнов путем обхода бассейнов по румбу вдоль боковых водоразделов или прокладки теодолитных ходов.

В предгорных и других районах, где наблюдаются во время паводков случаи образования отдельных водотоков из других путем перелива воды через водоразделы необходимо выполнять теодолитные ходы вдоль этих русел до мест их образования с целью выявления длины водотока, режима поверхностного стока и тенденций его изменения во времени.

При определении границ бассейнов в залесенной местности с нечетко выраженными водоразделами, может быть рекомендован способ разбивки магистральных тахеометрических ходов вдоль трассы дороги, располагаемых на различных расстояниях друг от друга в зависимости от местных условий и необходимости выявления конкретных водораздельных пространств /рис.5.2/. Для прокладки этих ходов следует производить минимальную рубку визирок с произвольными расстояниями /диктуемыми условиями рельефа и залесенности/ между горизонтальными углами поворота и обязательным их замером, а также должны быть измерены с начала хода расстояния и вертикальные углы на резких перегонах рельефа и стоянках инструмента с целью возможного построения продольного профиля по выполненному ходу. Для выявления отдельных частных водоразделов могут быть произведены висячие ходы от магистрального хода.

Водораздельные точки между смежными бассейнами определяют по построенным продольным профилям магистральных и висячих ходов. /Рис.5.3/. Этот метод наиболее эффективен для выявления границ малых водосборов, входящих в систему больших бассейнов, но в ряде районов может применяться и для определения границ больших и средних бассейнов со слабовыраженными бесковыми водоразделами.

При необходимости установления границ верхового водораздела в вершинах этого водораздела устанавливаются в открытой местности вехи, а в закрытой зажигаются костры или сигнальные ракеты и путем засечек теодолитом с трассы производится съемка контрольных точек главного водораздела, по которым и производится линия водораздела. Этот способ может применяться для предварительных соображений.

Окончательное уточнение границ между водосборами должно быть произведено по замыкающему створу, совпадающему с трассой проектируемой дороги. Указанное уточнение целесообразно производить по продольному профилю дороги.

В равнинной или предгорной местности для установления границ водораздельных пространств больших речных систем оказывается необходимым построение сокращенного продольного профиля по всему направлению дороги.

При наличии на водосборах автомобильных или железных дорог определение границ бассейнов следует производить с учетом их положения на местности. Ось дороги нужно принимать за искусственный водораздел. Методы определения максимальных расходов с учетом искусственного регулирования поверхностного стока автомобильными /железными/ дорогами рассматриваются подробно в "Методических указаниях /5/.

При выявлении неясно выраженных границ водоразделов, а также мест переливов паводковых вод в смежные /или новые/ водосборы целесообразно производить опрос старожилов.

После производства полевых работ по выявлению неясно выраженных водоразделов необходимо нанести на планы бассейнов уточненные границы водоразделов, места переливов воды из бассейна в бассейн, места образования самостоятельных русел, а также места с трудноопределимым установлением величин рас-

При необходимости определения границ бассейнов путе
посредственного их обследования в незалесенной и откры
ностях, с хорошо выраженными водоразделами, целесообраз
дует считать прокладку теодолитных ходов по боковым и в
водоразделам с замером расстояний и румбов /рис.5.1/.

В случаях хорошо выраженного верхового водораздела п
водится теодолитный ход по этому водоразделу, а также знач
тичные хода по дну логов от трасси дороги до этого водора
Установление боковых границ водоразделов производится по в
раздельным точкам продольного профиля дороги и общим очерт
верхового водораздела, и соседних логов. В наиболее сложны
чаях целесообразно уточнение границ бассейнов путем обхода
секлов по румбу вдоль боковых водоразделов или прокладки т
литных ходов.

В предгорных и других районах, где наблюдаются во вре
паводков случаи образования отдельных водотоков из других
перелива воды через водоразделы необходимо выполнять теодо
ные ходы вдоль этих русел до мест их образования с целью в
ления длины водотока, режима поверхностного стока и тенден
его изменения во времени.

При определении границ бассейнов в залесенной местнос
неясно выраженными водоразделами, может быть рекомендован
соб разбивки магистральных тахеометрических ходов вдоль
сы дороги, располагаемых на различных расстояниях друг от
га в зависимости от местных условий и необходимости выявле
конкретных водораздельных пространств /рис.5.2/. Для прокл
ки этих ходов следует производить минимальную рубку визиро
с произвольными расстояниями /диктуемыми условиями рельефа
залесенности/ между горизонтальными углами поворота и обяз
тельным их замером, а также должны быть измерены с начала
да расстояния и вертикальные углы на резких перегонах рель
и стояниях инструмента с целью возможного построения продо
ного профиля по выполненному ходу. Для выявления отдельных
частных водоразделов могут быть произведены висячие ходы о
магистрального хода.

Водораздельные точки между смежными бассейнами определяют построенным продольным профилям магистральных и вечных хо- /Рис.5.3/. Этот метод наиболее эффективен для выявления ниц малых водосборов, входящих в систему больших бассейнов, в ряде районов может применяться и для определения границ ших и средних бассейнов со слабовыраженными бесковыми водоздолами.

При необходимости установления границ верхового водоразде- в вершинах этого водораздела устанавливаются в открытой стности вехи, а в закрытой зажигаются костры или сигнальные кеты и путем засечек теодолитом с трассы производится съемка нтрольных точек главного водораздела, по которым и произво- тся линия водораздела. Этот способ может применяться для е вспомогательных соображений.

Окончательное уточнение границ между водосборами должно ть произведено по замыкающему створу, совпадающему с трассой ектируемой дороги. Указанное уточнение целесообразно произ- ть по продольному профилю дороги.

В равнинной или предгорной местности для установления гра- ц водораздельных пространств больших речных систем оказывает- необходимым построение сокращенного продольного профиля по ему направлению дороги.

При наличии на водосборах автомобильных или железных до- г определение границ бассейнов следует производить с учетом положения на местности. Ось дороги нужно принимать за искус- ственный водораздел. Методы определения максимальных расходов учетом искусственного регулирования поверхностного стока ав- томобильными /железными/ дорогами рассматриваются подробно в методических указаниях /3/.

При выявлении нечетко выраженных границ водоразделов, а также мест переливов паводковых вод в смежные /или новые/ во- досборы целесообразно производить опрос старожилов.

После производства полевых работ по выявлению нечетко вы- раженных водоразделов необходимо нанести на планы бассейнов точненные границы водоразделов, места переливов воды из бас- сейна в бассейн, места образования самостоятельных русел, а также места с трудноопределимым установлением величин рас-

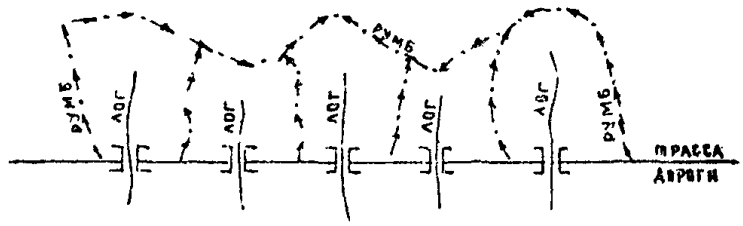


Рис. 5.1 Схема теодолитных ходов при хорошо выраженных водоразделах.

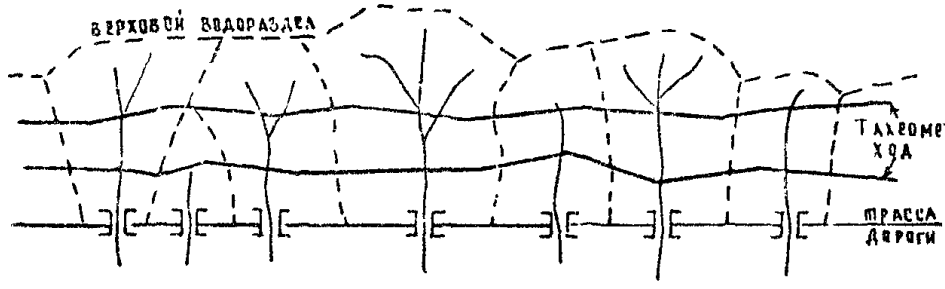


Рис. 5.2 Схема определения границ бассейнов в заселенной местности.

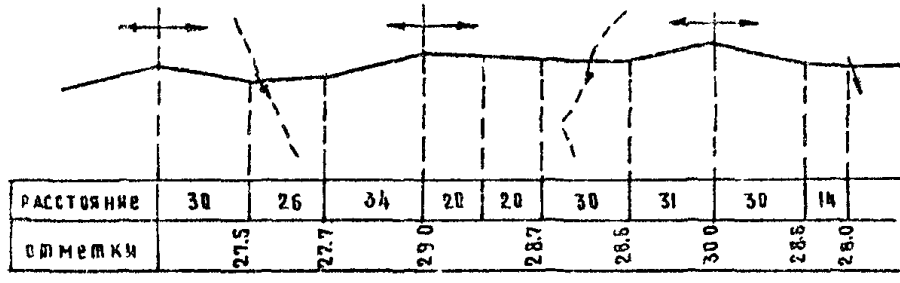


Рис. 5.3 Схема водораздельных точек при установлении боковых границ бассейнов.

пределения расхода на несколько рукавов и проток.

При гидрографическом изучении водотоков устанавливают границы районов или участков дороги с однородными морфологическими признаками по типам почво-грунтов, растительности и рельефа. Для установления районов с одинаковым рельефом и формой бассейнов производят графическое построение зависимости длин, ширин и уклонов водотоков от соответствующих им площадей бассейнов. При недостаточности исходных данных указанные соотношения ограничивают построением зависимости длин водотоков от площадей бассейнов, косвенно учитывающей свойственное данному району соотношение морфометрических элементов водосборов.

В результате работ по определению гидрографических характеристик представляют следующие материалы: 1/ сводный план бассейнов и планы отдельных бассейнов; 2/ ведомость расчетных данных по трассе дороги, вариантам и обследуемым существующим дорогам с указанием гидрографических характеристик; 3/ гидрографические зависимости водосборов по однородным районам; 4/ материалы полевых рекогносцировочных обследований /планы, маршруты, водораздельные точки и границы бассейнов/; 5/ региональные факторы регулирования максимального стока.

5.3. Линейные обследования малых и средних водотоков следует производить по всем вариантам дороги и пересекаемым водотокам. Из-за невозможности постановки гидрометрических наблюдений на малых и средних водотоках нужно производить лишь морфометрическое или гидроморфометрическое обследование без наблюдений за проходом паводка. В состав работ по этим обследованиям входят: выбор и разбивка на местности расчетного морбствора и определение морфологических характеристик; установление отметок УВВ по следам прошедших паводков; определение продольных клона и профиля реки; установление деформаций русла и берегов; определение гидрометрических характеристик водотоков в период обследования; визуальная характеристика водотока.

Пересечение большинства малых водотоков, как правило, подчиняют направлению дороги. поэтому необходимо учитывать наличие косины потока путем разбивки на местности дополнительных морбостворов, начало которых в некоторых случаях для удобства работ

может иметь общую точку с трассой дороги.

Когда пересечение осуществлено нормально к водному потоку, в качестве расчетного должен быть принят створ по трассе дороги. На каждом из пересекаемых водотоков устраивают не более одного мостового створа. К расчетному створу должны быть предъявлены требования: наличие прямолинейного участка водотока с параллельным направлением течения и отсутствием значительной косоструйности; отсутствие ежегодно деформирующихся берегов русла и резкого изменения продольного профиля дна; наименьшая ширина створа при УВВ; отсутствие подпора от какого-либо источника; отсутствие волновых явлений; отсутствие конусов выноса, островов и староречий.

Отметки УВВ паводков прошлых лет устанавливают на каждом из пересекаемых водотоков по: I/ следам и меткам прошедших паводков; 2/ опросам очевидцев и старожилов; 3/ ботаническим и различным визуальным признакам. К меткам и следам нужно относить остатки карчехода, сухой травы, сучьев, тростника и т.д. на берегах, деревьях, кустах, откосах дамб и дорог; отложение наносов реки на берегах, коре деревьев, плотинах; загар на скалах, свежие подмывы крутых берегов, следы на опорах мостов, зданий и других сооружений.

Не все метки и следы на местности могут характеризовать истинную картину прошедших паводков и их величину. Репрезентативность меток для каждого водосбора следует проверять тщательным образом, учитывая возможные размывы и обвалы берегов, поднятия местности, особенности жизни микроорганизмов/не на высоких, а на среднемноголетних уровнях воды/, возведение и прорывы плотин, набег волны от динамического воздействия потока, динамико-климатический эффект возникновения гребенчатообразных волн и т.п.

Отметки УВВ по следам и меткам устанавливают по обоим берегам водотока, но не менее трех точек по каждому берегу. УВВ желательно находить на разном расстоянии от створа перехода в пределах съемки продольного профиля реки. В некоторых районах возможны случаи нахождения следов нескольких паводков, разных по величине и времени прохода. Поэтому на каждом водотоке следует различать следы, принадлежащие к разным паводкам и обязательно их фиксировать, различая по годам и давности.

При опросе очевидцев и старожилов принято получать сведения у нескольких лиц и в разных местах наблюдений. Особую ценность представляют те места, где старожилы отчетливо помнят высокую воду по каким-либо характерным признакам /или событиям/ и которые не претерпели изменений за прошедшее время. У старожилов выясняют также, в чем видят они причину появления самого высокого паводка. Эти сведения помогают в некоторых случаях установить региональные факторы, действующие в данном районе на формирование высоких паводков. Установленные УВВ закрепляют на местности, нивелируют и привязывают в плане к положению места перехода.

Сведения о выдающихся паводках могут быть получены в местных организациях: в дорожных участках и управлениях, совхозах, колхозах, поселковых, сельских и районных советах. Несомненный интерес представляют обобщения собранных данных о выдающихся паводках и наводнениях в проектных организациях, а также в ряде литературных источников.

Одновременно с определением УВВ на каждом водотоке должны быть зафиксированы уровни воды на дату полевого обследования. Уклон водной поверхности рекомендуется определять по урезу воды на момент производства работ. При отсутствии воды в русле продольный уклон необходимо определять по дну водотока, а также по следам уровней высоких вод. Для полной характеристики водной поверхности выполняют нивелировку продольного профиля реки. Протяженность участка нивелирования зависит от характера водотока и типа русловых процессов на нем и должна составлять для малых водотоков не менее 0,7–1,0 км. Одновременно с определением продольного уклона нужно производить нивелировку кромок левого и правого берегов.

На каждом водотоке устанавливают тип и характер руслового процесса, а также ежегодные деформации берегов. Оценку деформаций производят с целью выявления изменений, прошедших с момента прохода паводка, зафиксированного по следам на местности. Для установления размеров и наличия русловых и прибрежных деформаций нужно использовать прошлые съемки, лоцманские карты и т.п., а также опросить старожилов.

При обследовании водотоков нужно производить визуальную характеристику грунтов русла, установить характер залесенности, состояние ложа и степень его извилистости, наличие корчехода, наледей, снегозаносов, заторов, искусственной аккумуляции воды перед сооружением и т.п. Визуально оценивают коэффициенты шероховатости русла и возможные скорости течения.

5.4. Обследования больших водотоков при изысканиях дорог значительного протяжения, независимо от степени их изученности, осуществляют преимущественно морфометрически или гидроморфометрически без натурных наблюдений за проходом паводка.

Гидрометрические наблюдения производят выборочно только на особо сложных или отдельно изыскиваемых больших переходах. Также обследования по времени прохода паводка могут не совпадать со сроками изыскательских работ на объекте, а поэтому их целесообразно выполнять до начала основных изысканий. Количество створов и пунктов наблюдений, а также их местоположение определяется в зависимости от степени гидрологической изученности района, сложности гидрометеорологической обстановки и сроков проведения изыскательских работ.

Целесообразно размещать пункты гидрометрических наблюдений в местах предполагаемых переходов и на репрезентативных участках рек. Желательно их располагать с учетом возможного производства работ одновременно на двух близлежащих реках. На больших водотоках в особо неизученных и ответственных районах организуют не менее двух пунктов наблюдений.

Гидроморфометрические обследования предусматривают гидрометрические измерения при уровнях воды /ниже паводочных/, фиксируемых в период обследования водотока. При гидроморфометрических обследованиях дополнительно к составу работ, производимых при морфометрических обследованиях, выполняют наблюдения за уровнем воды и уклонами водной поверхности; выборочные измерения скоростей течения и расходов; установку реек для фиксирования максимальных уровней воды.

Состав и способы производства полевых работ, выполняемых при морфометрическом и гидрометрическом обследованиях больших водотоков, регламентированы ведомственными документами /3.5/.

В результате камеральных работ при морфометрических обследованиях представляют: живые сечения по расчетным морфостворам; отметки характерных уровней воды и УВВ прошлых паводков; продольный профиль реки и расчетный уклон водной поверхности. В этот же период выполняют морфометрические расчеты расходов с построением основных морфометрических зависимостей.

При наличии на реке пунктов гидрометрических наблюдений составляют кривую связи и после переноса уровней на створ перехода производят построение графика колебаний уровня за характерные годы, а также статистические расчеты с определением уровней различной ВП паводка.

При гидрометрических обследованиях, в дополнение к камеральным работам, предусмотренным при обработке морфометрических обследований, производят: обработку результатов полевых измерений; построение зависимостей измеренных расходов, скоростей течения, уклонов и коэффициентов шероховатости от уровней воды; построение эпюры средних, поверхностных, донных скоростей течения и элементарных расходов по вертушечным наблюдениям; анализ течения реки по траекториям движения поплавков.

5.5. Обследование построенных водопропускных сооружений производят с целью получения дополнительных сведений о максимальных расходах и пропускной способности сооружений. Эти данные используют для наиболее надежного обоснования расчетных характеристик максимального стока. Обследования производят как на дорогах, расположенных в районе изысканий, так и на близлежащих, выполняя следующее: схему сооружения, годы постройки сооружения и восстановлений при разрушениях; продольные и поперечные профили подходов и регуляционных сооружений; живое сечение водотока до стеснения его сооружениями и после; акты о проходе паводков через сооружения с указанием отметок и дат УВВ; уклоны водной поверхности; визуальную характеристику каждого сооружения /достаточность отверстия, состояние регуляционных сооружений, подходов, траверс, дамб обвалования, запруд, шандоров, размывы за сооружением и т.д./;

При обследовании водотоков нужно производить визуальн характеристику грунтов русла, установить характер залесени ти, состояние ложа и степень его извилистости, наличие ко хода, наледей снегозаносов, заторов, искусственног аккум ции воды перед сооружением и т.п. Визуально оценивают коэ циенты шероховатости русла и возможные скорости течения.

5.4. Обследования больших водотоков при изысканиях до значительного протяжения, независимо от степени их изучен ти, осуществляют преимущественно морфометрически или гидро морфометрически без натурных наблюдений за проходом паводк

Гидрометрические наблюдения производят выборочно только на особо сложных или отдельно изыскиваемых больших переходах Такие обследования по времени прохода паводка могут не совпадать со сроками изыскательских работ на объекте, а поэтому их целесообразно выполнять до начала основных изысканий. Количество створов и пунктов наблюдений, а также их местоположени определяется в зависимости от степени гидрологической изученности района, сложности гидрометеорологической обстановки и сроков проведения изыскательских работ.

Целесообразно размещать пункты гидрометрических наблюдений в местах предполагаемых переходов и на репрезентативных участках рек. Желательно их располагать с учетом возможного производства работ одновременно на двух близлежащих реках. На больших водотоках в особо неизученных и ответственных районах организуют не менее двух пунктов наблюдений.

Гидроморфометрические обследования предусматривают гидрометрические измерения при уровнях воды /ниже паводочных/, фиксируемых в период обследования водотока. При гидроморфометрических обследованиях дополнительно к составу работ, производимых при морфометрических обследованиях, выполняют наблюдения за уровнем воды и уклонами водной поверхности; выборочные измерения скоростей течения и расходов; установку реек для фиксирования максимальных уровней воды.

Состав и способы производства полевых работ, выполняемых при морфометрическом и гидрометрическом обследованиях больших водотоков, регламентированы ведомственными документами /3 5/.

В результате камеральных работ при морфометрических обследованиях представляют: живые сечения по расчетным морфостворам; отметки характерных уровней воды и УВВ прошлых паводков; продольный профиль реки и расчетный уклон водной поверхности. В этот же период выполняют морфометрические расчеты расходов с построением основных морфометрических зависимостей.

При наличии на реке пунктов гидрометрических наблюдений составляют кривую связи и после переноса уровней на створ перехода производят построение графика колебаний уровня за характерные годы, а также статистические расчеты с определением уровней различной ВП паводка.

При гидрометрических обследованиях, в дополнение к камеральным работам, предусмотренным при обработке морфометрических обследований, производят: обработку результатов полевых измерений; построение зависимостей измеренных расходов, скоростей течения, уклонов и коэффициентов шероховатости от уровней воды; построение эпюры средних, поверхностных, донных скоростей течения и элементарных расходов по вертушечным наблюдениям; анализ течения реки по траекториям движения поплавков.

5.5. Обследование построенных водопропускных сооружений производят с целью получения дополнительных сведений о максимальных расходах и пропускной способности сооружений. Эти данные используют для наиболее надежного обоснования расчетных характеристик максимального стока. Обследования производят как на дорогах, расположенных в районе изысканий, так и на близлежащих, выполняя следующее: схему сооружения, годы постройки сооружения и восстановлений при разрушениях; продольные и поперечные профили подходов и регуляционных сооружений; живое сечение водотока до стеснения его сооружениями и после; акты о проходе паводков через сооружения с указанием отметок и дат УВВ; уклоны водной поверхности; визуальную характеристику каждого сооружения /достаточность отверстия, состояние регуляционных сооружений, подходов, траверс, дамб обвалования, запруд, шандоров, размывы за сооружением и т.д./;

гидрографические характеристики водотоков до створа существующего сооружения; размеры искусственной аккумуляции воды перед сооружениями.

В результате камеральных работ составляют ведомости обследованных сооружений с указанием всех расчетных характеристик, а также схему расположения этих сооружений. Эти документы являются основными для обоснования натурных расходов.

Данные о работе существующих водопропускных сооружений при пропуску паводковых вод содержат неоценимую информацию о фактическом характере и величине максимального стока в различных климатических районах. К сожалению, до настоящего времени использованию такой информации в расчетах стока уделяется недостаточно внимания особенно гидрометеорологическими организациями.

5.6. Обследования для установления региональных особенностей максимального стока выполняют в районах с особыми природными условиями и недостаточной их гидрологической изученностью. Специфика линейных изысканий определяет сроки этих обследований периодом полевых работ на объекте.

В состав работ при этих обследованиях входят: 1/ выявление региональных факторов, требующих обследований для установления методов их учета; 2/ выявление отдельных водотоков, в которых требуется учитывать региональные особенности формирования максимального стока или особые случаи его расчетов; 3/ линейные обследования водотоков, подверженных влиянию региональных факторов; 4/ получение гидрографических характеристик по тем створам, где проявление региональных особенностей не прослеживается; 5/ установление характера и степени влияния, а также методов учета региональных особенностей водосборов.

Состав, объем и способы полевых обследований нужно устанавливать в зависимости от конкретных условий. Полевые обследования целесообразно выполнять на тех водосборах, где изучаемые региональные особенности формирования максимального стока проявляются в явном виде без искажения другими факторами. В особо сложных случаях необходимо проведение гидро-

логических изысканий и исследований по специальным программам. При проведении полевых обследований и гидрологических изысканий по специальным программам необходимо учитывать возможные изменения во времени расчетных характеристик, вызываемые как естественным изменением гидрометеорологического режима стока, так и влиянием хозяйственной деятельности человека в течение нормативного периода службы проектируемых водопропускных сооружений.

В специальных программах должны предусматривать: полевые работы для связи с существующими в районе изысканий пунктами гидрометеорологических наблюдений; краткосрочные гидрометрические наблюдения на выборочных створах рек, наблюдения за метеорологическими характеристиками; специальные наблюдения за изучаемыми гидрометеорологическими характеристиками; полевые обследования выборочных водотоков после прохода больших паводков в период гидрометеорологических наблюдений; камеральную обработку материалов наблюдений.

В результате работ для установления связи с существующими пунктами наблюдений составляют схему расположения пунктов гидрометеорологических наблюдений; обобщают сведения о ежедневных наблюдениях за осадками, уровнями воды, а также об изменениях расходов, уклонов, глубин и скоростей течения воды; описывают особенности географического и орографического расположения пунктов наблюдений и оценивают репрезентативность данных наблюдений и измерений, составляют отчетные данные по морфостворам пунктов гидрометрических измерений.

Для выявления факторов, устанавливаемых по специальным программам, в ряде случаев возникает необходимость проведения обследований в сроки, отличные от сроков проведения инженерных изысканий, а также работ, требующих длительных стационарных наблюдений. Таковы, например, наблюдения на реках с влиянием приливно-отливных ветрово-нагонных и других явлений. Проведение таких работ в ряде случаев требует организации специализированных полевых подразделений.

Обследования для установления региональных особенностей максимальных расходов должны выполняться в сроки, близкие для обеспечения проектирования, а поэтому должны предусмат-

ривать работы ускоренными и приближенными методами, а также с учетом возможностей уточнения между последующими стадиями проектно-изыскательских работ. В отдельных случаях к проведению таких обследований привлекают специализированные научно-исследовательские организации.

5.7. Экспресс-метеорологические наблюдения. В тех районах, где сведения об осадках отсутствуют или крайне недостаточны, для обоснования ливневых характеристик необходимо предусматривать организацию полевых экспресс-метеорологических наблюдений за осадками. Программу этих наблюдений составляют в зависимости от степени изученности района, местных климатических условий, направления проектируемой дороги, сроков изыскательских работ и типа измерительных приборов.

Основная цель экспедиционных экспресс-метеорологических наблюдений заключается:в: I/ выявлении характера и количественных характеристик синоптической обстановки в период выпадения стокообразующих дождей; 2/ определении суммарного количества осадков за период наблюдений; 3/ установлении внутригодового распределения осадков; 4/ определении максимальных интенсивностей осадков за различные интервалы времени /I0,20,30, 60 мин., I,2 и 3 суток/; 5/ установлении связи с существующими пунктами наблюдений; 6/ определении площадей одновременного выпадения дождей; 7/ установлении коэффициента для перехода от суточного максимума к фактическим осадкам, выпадающим за сутки.

В отдельных случаях полевые измерения осадков целесообразно совмещать с гидрометрическими работами, обустраивая площадки для метеорологического оборудования в районе дислокации изыскательских партий. Места наблюдений должны быть определены не только в зависимости от местонахождения пунктов гидрометрических работ, но и в связи с необходимостью получения сведений, которне могли бы достоверно характеризовать весь район изысканий.

Работы по измерению осадков желательно производить не только в период экспресс-метеорологических наблюдений,но и в течение последующих стадий проектно-изыскательских работ, независимо от стадий проектирования.

Учитывая специфику линейных изыскательских работ, следует считать наиболее удобным в производстве измерительных работ осадкомер системы Третьякова, применяющийся в системе Госкомгидромета . Количество приборов и места их установки определяются конкретными условиями, но не менее двух на участок дороги протяжением до 50 км. При размещении пунктов наблюдений необходимо учитывать орографические особенности района и другие природные условия, влияющие на характер выпадения осадков. Осадкомер устанавливают на столбе высотой 2 м от поверхности земли.

На всех пунктах наблюдений должны быть организованы ежедневные измерения выпадающих осадков. Измерение осадков рекомендуется производить через каждые 8ч. Особое внимание должно быть обращено на отдельные значительные дожди с фиксированием его начала и конца, интенсивных частей дождя и определения количества осадков, выпавших в требуемые интервалы времени. В процессе работ по измерению осадков должны быть отмечены также условия, сопутствующие выпадению дождей /направление движения туч, скорость и сила ветра и т.д./.

После фиксирования особо сильных дождей необходимо в кратчайшее время произвести рекогносцировочное обследование территории района с целью определения границ выпадения дождя и количества выпавших осадков в различных местах этой территории. По имеющимся населенным пунктам должны быть произведены опросы очевидцев и осмотр предметов и сосудов, которые могли бы задержать на своей поверхности выпавшие осадки. Записи ежедневных наблюдений оформляют в полевых журналах, а результаты опросов жителей и осмотра местности - соответствующими актами.

В результате камеральных работ по обработке материалов экспресс-метеорологических наблюдений должны быть получены следующие материалы: I/ таблица измеренных осадков, выпавших за различные интервалы времени; 2/ кривые связи с существующими метеостанциями и выявление дождей, зафиксированных одновременно на метеостанциях и экспедиционном пункте наблюдений; 3/ акты опросов старожилов о выдающихся дождях; 4/ таблица осадков и пунктов, зафиксированных после прохода особо сильных дождей.

6. Обобщение результатов инженерно-гидрометеорологических изысканий и разработка линейно-региональных норм максимального стока

6.1. При разработке и обосновании линейно-региональных норм подлежат выполнению: 1/ расчеты расходов по следам паводков и по многолетним наблюдениям; 2/ оценка ВП наблюдавшихся расходов, уровней и дождевых осадков; 3/ построение зависимости максимальных модулей стока от площади водосбора; 4/ оценка достоверности исходных материалов и результатов расчетов; 5/ расчеты ливневых характеристик максимального стока и обоснование их распределения по территории района изысканий; 6/ анализ применимости существующих в заданном районе теоретико-эмпирических формул; 7/ обоснование параметров расчетной формулы максимального стока/2.1/; 8/ установление методов разработки коэффициентов, учитывающих региональные особенности района изысканий и отдельных водотоков; 9/ сопоставление результатов расчета по региональной формуле натурными наблюдениями.

6.2. Расходы по следам паводков вычисляют морфометрическим путем, предусматривая: 1/ обработку полевых журналов и вычисление отметок; 2/ вычерчивание живых сечений и продольных профилей водотоков; 3/ определение расчетных уклонов водной поверхности; 4/ анализ достоверности следов паводков и установление расчетных уровней воды на каждом створе; 5/ определение расчетных расходов и составление ведомости расчетных данных; 6/ вероятностную оценку наблюдавшихся максимумов.

Живые сечения и продольные профили водотоков строят в единой системе отметок – условной или в отметках изыскиваемой дороги. На живые сечения наносят уровни воды паводков всех лет. Живые сечения строят по всем переломным точкам, зафиксированным в нивелировочных журналах. На продольных профилях указывают очертание дна водотока, кромки берегов, уровни межени и все точки зафиксированных УВВ. На продольном профиле проектируют предполагаемую линию уреженной поверхности высокой воды, путем проведения через точки УВВ спрямляющей прямой, наклон которой сопоставляется прямыми линиями проведенными по пониженным точкам дна водотока, уклонам межени и береговым русла водотока.

Отметку РУВВ определяют в месте пересечения этой прямляющей линии УВВ с расчетным створом. В случае, если точки УВВ не дают возможности достаточно обоснованно провести спрямляющую прямую, необходимо произвести дополнительный их сбор на местности. При незначительных расхождениях в отметках УВВ, определенных по спрямляющим прямым левого и правого берега, за расчетную на данном створе принимают среднюю или наиболее достоверную. В случае значительных расхождений устанавливают причину этого явления.

Если отсутствуют надежно измеренные в паводок уклоны водной поверхности, то в качестве расчетных принимают уклоны, вычисленные по спрямляющим прямым. В некоторых случаях расчетными принимают уклоны меженных вод. При недостаточности данных, отсутствии межени /на периодических водотоках/ для расчетов принимают уклон дна водотока, который целесообразно определять по плану в горизонталях в направлении динамической оси основного потока или непосредственным нивелированием по дну русла.

На живом сечении водотока выделяют участки с одинаковыми ситуационными, грунтовыми и морфологическими признаками. Обычно всегда удается выделить русло и пойму. В зависимости от типа реки могут быть выделены дополнительные участки в русле или на пойме. Необходимо опознать и выделить лишь наиболее крупные участки речной долины, без излишней детализации. Для установления границ между этими участками полезны планы в горизонталях и инженерно-геологические разрезы переходов, которые дают возможность оценить работу водного потока в поперечном сечении по разности гранулометрического состава грунтов и наносов.

В створах, расположенных на излучинах рек, следует учитывать влияние поперечного уклона водной поверхности на разность отметок этих уровней на различных берегах:

$$\Delta h = \frac{V_{ce}^2 b_e}{Rg}, \qquad /6.1/$$

где R – средний радиус излучины, м; вр – ширина русла, м; g – ускорение силы тяжести, $v_{ср}$ – средняя бытовая скорость потока в заданном створе, м/с.

УБВ на горных и предгорных реках со значительными скоростями течения следует определять с учетом возможного их завышения от динамического набега воды на берега, деревья, откосы насыпей, дамбы:

$$\Delta h_{наб} = \frac{u^2 \sin^2 \alpha}{g}, \qquad /6.2/$$

где u – средняя бытовая скорость течения на вертикали с максимальной глубиной в месте набега, м/с; а – угол между направлением течения и местом набега.

Уровни высокой воды могут быть установлены по следам паводков на опорах мостов. На горных и предгорных реках отметка горизонтального УВВ в створе моста может быть получена по формуле:

$$Нг = Но - /0,5\ v^2_{ср}\ K_o + \alpha_y v^2_{ср} K_y/ : g, \qquad /6.3/$$

где Но – наибольшая отметка набега воды одну из опор моста; $v_{ср}$ – средняя бытовая скорость течения воды в подмостовом створе, м/с; Ко, α_y и Ку – поправочные коэффициенты, определенные из следующих соотношений:

$v_{ср}$	0,5	I	2	3	4	5	6	7	8
$v^2_{ср}$ Ко	0,4	0,98	2,94	4,95	8,35	II,93	I5,38	I8,93	22,25
α_y	I,57	I,47	I,27	I,09	0,9I	0,76	0,63	0,52	0,43
$v^2_{ср}$ Ку	0,98	I,96	4,42	7,36	II,5	I5,7	2I,09	27,45	32,4

По поперечным сечениям, ограниченным РУВБ, определяют ширину потока, площадь живого сечения ω и средние глубины Н раздельно для каждого намеченного на морфостворе характерного участка. Расход воды для каждого такого участка поперечного сечения водотока следует определять по формуле:

$$Q = \omega \cdot v_{ср} = \omega m_H^{2/3} y^{1/2} \cos\alpha, \qquad /6.4/$$

где m = I:П - обратная величина так называемого коэффициента шероховатости, определяемая по шкале М.Ф.Срибного или по натурным данным; $\cos\delta$ поправка, учитывающая косину струи в расчетном створе; J - продольный уклон водотока.

Исследованиями выявлено, что в ряде случае на одной и той же река с одинаковыми табличными характеристиками натурный коэффициент шероховатости "п" не всегда отвечает рекомендуемым табличным данным М.Ф.Срибного. Подобное несоответствие наблюдается как на равнинных, так и предгорных и горных реках. Установлено, что формула Шези-Маннинга, используемая в формуле /64/ не отражает натурным величинам скоростей течения предгорных водотоков с расплостанными руслами. Для таких условий рекомендуется формула:

$$V = AH^X J^{1/2} m \cos\delta, \qquad /6.5/$$

где А и Х - параметры, учитывающие изменения скоростей течения предгорных рек от глубин воды в их руслах. При $H \leq$ I,7м параметр А = I,07. При больших глубинах А = I; значениях х и AH^X приведены ниже:

H	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9	I,2	I,4	I,6
x	0,349	0,396	0,416	0,44	0,454	0,504	0,529	0,666
AH^X	0,61	0,745	0,865	0,97	I,02	I,I73	I,278	I,48

Учитывая известные недостатки принятой с участием формулы Шеза-Маннинга схематизации морфометрических расчетов необходимо для повышения их надежности производить оценку вычисляемых по формулам /6.4/ и /6.5/ расчетных скоростей течения путем сопоставления с данными табл.6, в зависимости от средних глубин воды в русле Нср и среднего диаметра dср фракций грунта, слагающего перемываемую /верхнюю/ часть русла. Значение скоростей течения для ВП отличных от I% /см.табл.IO/ принято определять с учетом коэффициента Λ:

П, %	0,33	I	2	3	4	IO	50	70
Λ	I,07	I,0	0,97	0,94	0,92	0,86	0,72	0,67

где R – средний радиус излучины, м; вр – ширина русла, м; g – ускорение силы тяжести, $V_{ср}$ – средняя бытовая скорость потока в заданном створе, м/с.

УЬВ на горных и предгорных реках со значительными скоростями течения следует определять с учетом возможного их завышения от динамического набега воды на берега, деревья, откосы гасьпей, дамбы:

$$\Delta h_{наб} = \frac{U^2 \sin^2 \alpha}{g}, \qquad /6.2/$$

где U – средняя бытовая скорость течения на вертикали с максимальной глубиной в месте набега, м/с; α – угол между направлением течения и местом набега.

Уровни высокой воды могут быть установлены по следам наводков на опорах мостов. На горных и предгорных реках отметка горизонтального УЬВ в створе моста может быть получена по формуле:

$$Нг = Но - /0,5\ V^2_{ср}\ Кс + \alpha_у V^2_{ср} Ку/ : g, \qquad /6.3/$$

где Но – наибольшая отметка набега воды одну из опор моста; $V_{ср}$ – средняя бытовая скорость течения воды в подмостовом створе, м/с; Кс, $\alpha_у$ и Ку – поправочные коэффициенты, определенные из следующих соотношений:

$V_{ср}$	0,5	I	2	3	4	5	6	7	8
$V^2_{ср}$ Кс	0,4	0,98	2,94	4,95	8,35	II,98	I5,38	I8,93	22,[illegible]
$\alpha_у$	I,57	I,47	I,27	I,09	0,9I	0,76	0,63	0,52	0,43
$V^2_{ср}$ Ку	0,98	I,96	4,42	7,56	II,5	I5,7	2I,09	27,45	32,4

По поперечным сечениям, ограниченным РУРЬ, определяют ширину потока, площадь живого сечения ω и средние глубины Н раздельно для каждого намеченного на морфостворе характерного участка. Расход воды для каждого такого участка поперечного сечения водотока следует определять по формуле:

$$Q = \omega \cdot V_{ср} = \omega_{тн}^{2/3} J^{1/2} \cos \alpha,$$

где m = I:H – обратная величина так называемого коэффициента шероховатости, определяемая по шкале М.Ф.Срибного или по натурным данным; $\cos\alpha$ поправка, учитывающая косину струй в расчетном створе; J – продольный уклон водотока.

Исследованиями выявлено, что в ряде случае на одной и той же река с одинаковыми табличными характеристиками натурный коэффициент шероховатости "n" не всегда отвечает рекомендуемым табличным данным М.Ф.Срибного. Подобное несоответствие наблюдается как на равнинных, так и предгорных и горных реках. Установлено, что формула Шези-Маннинга, используемая в формуле /64/ не отражает натурным величинам скоростей течения предгорных водотоков с расплостанными руслами. Для таких условий рекомендуется формула:

$$V = AH^{x} J^{1/2} m \cos\alpha, \qquad /6.5/$$

где A и X – параметры, учитывающие изменения скоростей течения предгорных рек от глубин воды в их руслах. При $H \leq 1{,}7$м параметр $A \approx 1{,}07$. При больших глубинах $A \approx 1$; значениях x и AH^{X} приведены ниже:

H	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9	I,2	I,4	I,6
x	0,349	0,396	0,416	0,44	0,454	0,504	0,529	0,666
AH^{X}	0,6I	0,745	0,865	0,97	I,02	I,I73	I,278	I,48

Учитывая известные недостатки принятой с участием формулы Шеза-Маннинга схематизации морфометрических расчетов необходимо для повышения их надежности производить оценку вычисляемых по формулам /6.4/ и /6.5/ расчетных скоростей течения путем сопоставления с данными табл.6, в зависимости от средних глубин воды в русле Hср и среднего диаметра dср фракций грунта, слагающего перемываемую /верхнюю/ часть русла. Значение скоростей течения для ВП отличных от 1% /см.табл.I0/ принято определять с учетом коэффициента Λ:

Λ, %	0,33	I	2	3	4	I0	50	70
Λ	I,07	I,0	0,97	0,94	0,92	0,86	0,72	0,67

Эквивалентный диаметр /$d_э$/ связных грунтов при пользовании табл.6.I устанавливают по расчетному сцеплению грунта С:

С, кг/см2	0,0I	0,03	0,05	0,I0	0,20	0,50	0,40	0,6	0,8	I,0
$d_э$, мм	0,3	0,8	I,6	4,5	I3,4	26,2	44,4	88,8	I44	2I0

Таблица 6.I

Грунты русла	ср.	мм	Нср, м						
			I	2	3	4	5	6	7
			V_1, м/с						
Ил	0,05		0,29	0,40	0,48	0,54	0,60	0,69	0,7I
Тонкий иловатый песок	0,I		0,36	0,48	0,57	0,65	0,72	0,82	0,92
Мелкий песок	0,3		0,49	0,65	0,77	0,87	0,96	I,I0	I,22
Средний песок	0,5		0,56	0,74	0,88	0,99	I,08	I,24	I,38
Крупный песок и мелкий гравий	2		0,38	I,08	I,27	I,42	I,54	I,77	I,95
Мелкий гравий	3		0,92	I,20	I,40	I,57	I,70	I,94	2,I3
Средний гравий	6		I,I2	I,44	I,67	I,85	2,00	2,24	2,48
Крупный гравий	I0		I,30	I,65	I,90	2,II	2,28	2,56	2,80
Крупный гравий и мелкая галька	I5		I,45	I,84	2,I0	2,32	2,5I	2,8I	3,06
Мелкая галька	25		I,58	2,I0	2,38	2,62	2,82	3,I4	3,40
Средняя галька	50		2,03	2,50	2,82	3,08	3,28	3,63	3,92
Средняя галька	I00		2,46	3,00	3,36	3,64	3,88	4,25	4,56
Крупная галька и мелкие валуны	I50		2,76	3,32	3,7I	4,0I	4,27	4,67	5,00
Средние валуны	300		3,36	3,93	4,38	4,68	4,95	5,36	5,70
Крупные валуны	500		3,87	4,5I	4,93	5,25	5,54	5,94	6,29

Расчетные русловые скорости должны быть не более величин, приведенных в табл.6.I. Однако имеются отдельные случаи резкого отличия натурных и табличных значений скоростей. Учет таких случаев должен производиться особо.

При наличии измеренных скоростей течения $V_{ср}$ и продольного уклона J коэффициенты шероховатости русла определяют из формул /6.4, 6.5/ обратным вычислением и строят зависимость $n_р = f(h)$. Эту зависимость экстраполируют до значений РУВВ и соответствующих им величин $n_р$.

Расход всего живого сечения определяют суммированием вычисленных по формуле /I00/ расходов для каждого участка рассматриваемого сечения. Для расчетных створов строят зависимости гидравлических характеристик русла и пойм от изменения уровня воды:

$$V, h, \omega, Q, J, n = f(h).$$

Методы определения расходов воды по следам паводков на водопропускных сооружениях основаны на оценке их водопропускной способности при наблюдавшихся УВВ с учетом влияния искусственной аккумуляции и других регулирующих факторов и подробно рассмотрены в Методических указаниях ГГИ, № 92 /2/.

6.8.При анализе наблюдавшихся максимальных расходов устанавливают их повторяемость и способы перехода к расходам заданной ВП. Методы оценки повторяемости должны определяться исходными предпосылками: I/ известно лишь время, за которое паводок был наибольшим; 2/ имеется один или несколько максимумов, дата прохода которых неизвестна; 3/ наблюдения за паводками ведутся длительное время; 4/ один или несколько максимумов находятся по времени вне ряда наблюдений; 5/ существуют сведения о паводках за непродолжительное время по группе водосборов.

Повторяемость наблюдавшихся расходов устанавливают следующими методами: по многолетним наблюдениям; по опросу старожилов; по давности следов паводков; по литературным и архивным источникам; по повторяемости основных стокообразующих факторов; по повторяемости паводков на реках-аналогах; удлинением, восстановлением и моделированием рядов наблюдений.

Эквивалентный диаметр /$d_э$/ связных грунтов при пользовании табл.6.I устанавливают по расчетному сцеплению грунта

C, кг/см2	0,0I	0,05	0,05	0,I0	0,20	0,30	0,40	0,6	0,8	I,0
$d_э$, мм	0,2	0,8	I,0	4,5	I3,4	26,2	44,4	88,8	I4I	2I0

Таблица 6.I

Грунты русла	ср.	Нср, м						
		I	2	3	4	5	6	7
		v_1, м/с						
Ил	0,05	0,29	0,40	0,48	0,54	0,60	0,69	0,
Тонкий илова-тый песок	0,I	0,36	0.48	0,57	0,65	0,72	0,82	0,
Мелкий песок	0,3	0,49	0,65	0,77	0,87	0,96	I,I0	I,
Средний песок	0,5	0,56	0,74	0,88	0,99	I,08	I,24	I,
Крупный песок и мелкий гравий	2	0,38	I,08	I,27	I,42	I,54	I,77	I,
Мелкий гравий	3	0,92	I,20	I,40	I,57	I,70	I,94	2,
Средний гравий	6	I,I2	I,44	I,67	I,85	2,00	2,24	2,
Крупный гравий	I0	I,30	I,65	I,90	2,II	2,28	2,56	2,
Крупный гравий и мелкая галька	I5	I,45	I,84	2,I0	2,32	2,5I	2,8I	3,
Мелкая галька	25	I,58	2,I0	2,38	2,62	2,82	3,I4	3,
Средняя галька	50	2,03	2,50	2,82	3,08	3,28	3,63	3,
Средняя галька	I00	2,46	3,00	3,36	3,64	3,88	4,25	4,
Крупная галька и мелкие валуны	I50	2,76	3,32	3,7I	4,0I	4,27	4,67	5,
Средние валуны	300	3,36	3,93	4,38	4,68	4,95	5,36	5,
Крупные валуны	500	3,87	4,5I	4,93	5,25	5,54	5,94	6,

Расчетные условные скорости должны быть не более величин, приведенных в табл.6.I. Однако имеются отдельные случаи резкого отличия натурных и табличных значений скоростей. Учет таких случаев должен производиться особо.

При наличии измеренных скоростей течения $V_{ср}$ и продольного уклона J коэффициенты шероховатости русла определяют из формул /6.4, 6.5/ обратным вычислением и строят зависимость $Пр = f(h)$. Эту зависимость экстраполируют до значений РУВВ и соответствующих им величин Пр.

Расход всего живого сечения определяют суммированием вычисленных по формуле /I00/ расходов для каждого участка рассматриваемого сечения. Для расчетных створов строят зависимости гидравлических характеристик русла и поймы от изменения уровня воды:

$$V, h_ч, \omega, Q, J, П = f(h).$$

Методы определения расходов воды по следам паводков на водопропускных сооружениях основаны на оценке их водопропускной способности при наблюдавшихся УВВ с учетом влияния искусственной аккумуляции и других регулирующих факторов и подробно рассмотрены в Методических указаниях ГГИ, № 92 /2/.

6.8.При анализе наблюдавшихся максимальных расходов устанавливают их повторяемость и способы перехода к расходам заданной ВП. Методы оценки повторяемости должны определяться исходными предпосылками: I/ известно лишь время, за которое паводок был наибольшим; 2/ имеется один или несколько максимумов, дата прохода которых неизвестна; 3/ наблюдения за паводками ведутся длительное время; 4/ один или несколько максимумов находятся по времени вне ряда наблюдений; 5/ существуют сведения о паводках за непродолжительное время по группе водосборов.

Повторяемость наблюдавшихся расходов устанавливают следующими методами: по многолетним наблюдениям; по опросу старожилов; по давности следов паводков; по литературным и архивным источникам; по повторяемости основных стокообразующих факторов; по повторяемости паводков на реках-аналогах; удлинением, восстановлением и моделированием рядов наблюдений.

Считают, что следы паводков на местности в виде наносов, остатков сухих веток, травы на деревьях и кустарнике следует относить к паводкам повторяемостью 10-20 лет. В некоторых районах следы на местности могут принадлежать паводкам и более редким. При определении УВВ по смыву загара или мохового покрова на скалах верхняя граница полосы смыва может приниматься за уровень с ВП = 20-25%. Для муссонных районов с коэффициентом вариации паводков Cv= 0,2-0,4 верхняя граница полосы смыва отвечает уровню воды с ВП = 2-3%.

Следы на местности помогают определять дальность прохода паводка, но не вероятность превышения. Как правило, следы сохраняются на местности в течение 10-15 лет, если не пройдет паводок более высокий и не смоет их. Период с момента прохода высокого паводда определяют по ботаническим признакам: по молодой поросли на деревьях, поваленных и погибших после подмыва берега или принесенных во время карчехода; по виду пойменной древесной растительности и ее возрасту. Изучают возраст растительности на пойменных озерах, староречьях и протоках.

Сведения, полученные по меткам паводков, опросам старожилов, нужно сопоставлять и увязывать с имеющимися литературными и архивными данными. Если УВВ наблюдался как наибольший за период и лет, то его ВП в % нужно оценивать по формуле НН Чегодаева:

$$P_э = \frac{m - 0,3}{n + 0,4} 100 \qquad /6.6/$$

Если удалось установить положение второго и третьего по величине УВВ, то ВП этих максимумов может быть также определена по формуле /6.6/ для соответствующего порядкового номера $/ m /$.

Оценка повторяемости наблюдавшихся расходов с привлечением рек-аналогов заключается в выявлении степени однородности стокообразующих факторов и установлении возможности сопоставления с датами прохода паводков редкой повторяемости на реках аналогах. Однако ВП паводка имеет переменную величину на различных створах одного и того же водотока и изменяется по его длине в зависимости от величины и формы водосбора. В связи с этим указанный прием наиболее эффективен при опреде-

лении ВП на малых водотоках, схожим по величине и форме, а также в муссонных районах с интенсивной ливневой деятельностью. Нередко годы прохода катастрофических наводнений совпадают в нескольких различных районах.

Наряду со сведениями о катастрофических паводках представляют интерес сведения о засушливых годах и самых низких паводках, а также частота их чередования, продолжительность катастрофических паводков и размеры причиненных убытков. Эти сведения получают из гидрометеорологической литературы, реферативных и других журналов, из газет, в архивах и краеведческих музеях.

При недостатке исходных данных расчетную повторяемость паводка устанавливают по повторяемости осадков. Для больших водотоков оценка повторяемости паводков по осадкам является более приближенным приемом, чем для малых водосборов и требует дополнительного обоснования с учетом характера распространения дождей по территории и продолжительности выпадения. Наиболее обоснована оценка повторяемости паводков по повторяемости слоев стока или интенсивности водоотдачи. Целесообразен метод установления равнопрочных ВП по однородным участкам дороги или небольшим районам с использованием натурных интенсивностей водоотдачи A_θ, вычисленных по формуле /2.1/.

Для вероятностной оценки вычисленных величин Am используют зависимости /рис.6.1/, составляемые для однородных участков дороги или районов. Подобные зависимости строят по всем паводкам, зафиксированным по следам на местности.

В пределах небольших районов наблюдается отсутствие изменений величин A_θ по территории /см.рис.6,1/ Расхождения между вычисленными значениями A_θ по водотокам с одинаковыми водосборными площадями возникают из-за недоучета естественной аккумуляции водосбора болотами, озерами и лесом /и другими факторами/, а также объединением в одну группу водотоков, имеющих некоторые различия в морфологических и метеорологических условиях.

Такие отклонения присущи даже небольшим по территории и однородным по ливневым и морфологическим условиям районам, что вызывает необходимость установления возможных пределов изменения значений интенсивностей водоотдачи для группы

Считают, что следы паводков на местности в виде наносов остатков сухих веток, травы на деревьях и кустарнике следует относить к паводкам повторяемостью 10–20 лет. В некоторых районах следы на местности могут принадлежать паводкам и более редким. При определении УЬВ по смыву загара или мохового покрова на скалах верхняя граница полосы смыва может приниматься за уровень с ЬП = 20–25%. Для муссонных районов с коэффициентом вариации паводков Cv= 0,2–0,4 верхняя граница полосы смыва отвечает уровню воды с ЬП = 2–3%.

Следы на местности помогают определять дальность прохода паводка, но не вероятность превышения. Как правило, следы сохраняются на местности в течение 10–15 лет, если не пройдет паводок более высокий и не смоет их. Период с момента прохода высокого паводка определяют по ботаническим признакам: по лишайникам, поросли на деревьях, поваленных и погибших после подмыва берега или принесенных во время карчехода; по виду поймен ной древесной растительности и ее возрасту. Изучают возраст растительности на пойменных озерах, староречьях и протоках.

Сведения, полученные по меткам паводков, опросам старожилов, нужно сопоставлять и увязывать с имеющимися литературными и архивными данными. Если УВВ наблюдался как наибольший за период n лет, то его ВП в % нужно оценивать по формуле Н Чегодаева:

$$P_э = \frac{m - 0{,}3}{n + 0{,}4} 100 \qquad /6.6/$$

Если удалось установить положение второго и третьего величине УЬВ, то ЬП этих максимумов может быть также определена по формуле /6.6/ для соответствующего порядкового номе / m /.

Оценка повторяемости наблюдавшихся расходов с привлечением рек-аналогов заключается в выявлении степени однородности стокообразующих факторов и установлении возможности сопоставления с датами прохода паводков редкой повторяемости на реках аналогах. Однако ЬП паводка имеет переменную величину на различных створах одного и того же водотока и изменяется по его длине в зависимости от величины и формы водосбора. В связи с этим указанный прием наиболее эффективен при опреде-

лении БП на малых водотоках, схожим по величине и форме, а также в муссонных районах с интенсивной ливневой деятельностью. Нередко годы прохода катастрофических наводнений совпадают в нескольких различных районах.

Наряду со сведениями о катастрофических паводках представляют интерес сведения о засушливых годах и самых низких паводках, а также частота их чередования, продолжительность катастрофических паводков и размеры причиненных убытков. Эти сведения получают из гидрометеорологической литературы, реферативных и других журналов, из газет, в архивах и краеведческих музеях.

При недостатке исходных данных расчетную повторяемость паводка устанавливают по повторяемости осадков. Для больших водотоков оценка повторяемости паводков по осадкам является более приближенным приемом, чем для малых водосборов и требует дополнительного обоснования с учетом характера распространения дождей по территории и продолжительности выпадения. Наиболее обоснована оценка повторяемости паводков по повторяемости слоев стока или интенсивности водоотдачи. Целесообразен метод установления равнопрочных БП по однородным участкам дороги или небольшим районам с использованием натурных интенсивностей водоотдачи $A_в$, вычисленных по формуле /2.I/.

Для вероятностной оценки вычисленных величин Ам используют зависимости /рис.6.I/, составляемые для однородных участков дороги или районов. Подобные зависимости строят по всем паводкам, зафиксированным по следам на местности.

В пределах небольших районов наблюдается отсутствие изменений величин $A_в$ по территории /см.рис.6,*и*/ Расхождения между вычисленными значениями $A_в$ по водотокам с одинаковыми водосборными площадями возникают из-за недоучета естественной аккумуляции водосбора болотами, озерами и лесом /и другими факторами/, а также объединением в одну группу водотоков, имеющих некоторые различия в морфологических и метеорологических условиях.

Такие отклонения присущи даже небольшим по территории и однородным по ливневым и морфологическим условиям районам, что вызывает необходимость установления возможных пределов изменения значений интенсивностей водоотдачи для группы

водосборов и паводков разных лет.

Величины наибольших значений Ав отражают суммарное все факторы максимального стока по всей группе систематизируемых водотоков, а также неодинаковые проявления их вероятностных значений в условиях формирования даже одного паводка. Поэтому максимальные паводочные условия каждого года следует характеризовать верхней огибающей, которая отражает наибольшие значения интенсивностей водоотдачи Ав, расположенных не только в непосредственной близости от нее, но расчетную закономерность изменения наблюдавшихся максимумов по всему диапазону площадей водосборов, представленному наблюдениями. Установление наибольшего уровня наблюдавшихся максимумов в виде верхней огибающей позволяет выдержать условие равнообеспеченности для всех водотоков, пересекаемых трассой дороги.

Оценку повторяемости наблюдавшихся паводков и установление расчетных вероятностей выполняют с учетом физически возможных пределов интенсивности водоотдачи в данном климатическом районе путем сопоставления верхней огибающей с величинами Ар различной ВП, вычисляемых по формуле /2.15/ с введением в нее коэффициента редукции осадков по площади одновременного распространения.

6.4.Одной из наиболее характерных закономерностей максимального стока является убывание /редукция/ единичных максимальных расходов / $q = Q:F$/ с увеличением водосборной площади.

Для учета фактической редукции модулей максимального стока q необходимо по каждому из однородных районов проложения дороги построить расчетные зависимости $q = f(F+1)$ раздельно для каждого из зафиксированных паводков прошлых лет /рис.6.2/

Характер индивидуальных морфологических особенностей водосборов, неодинаковая ВП, максимумов, рассматриваемых в одной группе, а также некоторая индивидуальность метеорологических условий над каждым водосбором определяют почти во всех климатических районах амплитуду отклонений точек отдельных максимумов на водосборах одинаковой площади. Поэтому рекомендуется выделять огибающими наиболее плотную полку точек /см.рис.6.2/. Наклон этих огибающих должен отражать общую направленность всего поля точек по водосборам, используемым в построении рассматриваемых зависимостей. По всем однородным участкам дороги и для паводков различной ВП определяют

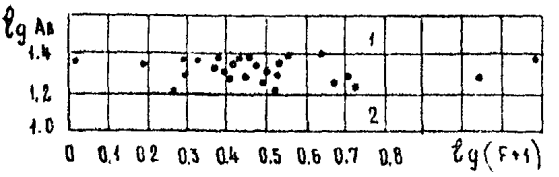


Рис. 6.I Вероятностно-территориальная оценка расчетной интенсивности водоотдачи по группе обследованных водосборов.

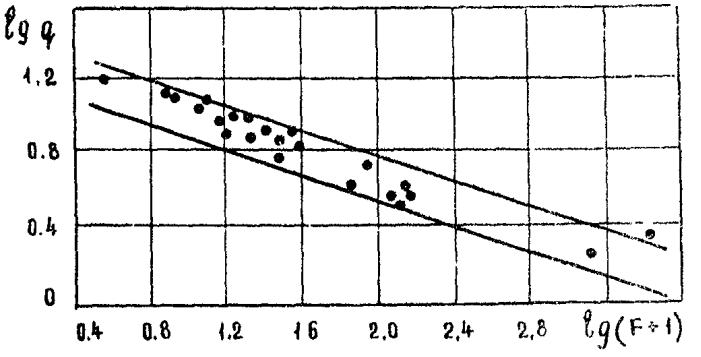


Рис. 6.2 Зависимость максимальных модулей стока от площади водосбора по данным полевого обследования паводков.

фактический показатель степени редукции "n" как тангенс угла, образуемого наклонными огибающими с осью абсцисс / $tg\varphi$ /.

Вполне очевидно, что верхняя огибающая будет отражать наибольшие значения максимумов для всего района, представленного наблюдениями. Теоретическая оценка фактических величин показателя степени редукции должна производиться с помощью показателей редукции n, - зависимости $a = f(r)$ и $n_2 - 1/2 = f(F)$ по формуле Д.Л.Соколовского:

$$n_T = \sqrt{n_1 \, n_2} \qquad /6.7/$$

Показатель степени редукции переменная величина, зависящая по данным ряда исследователей как от физико-географического положения района исследования таол./6.2/, так и от размеров водосборных площадей.

Таблица 6.2.

Географические районы	n
Бассейн Верхнего и Среднего Амура	0,40
о.Сахалин	0,40-0,45
Районы Дальнего Востока	0,36-0,42
Южное Приморье	0,37
Горные и полугорные районы Приморья /Амурская обл.и Еврейская авт.обл./	0,40
Украинская ССР /Приазовская возвышенность, юго-восточные склоны Волыно-Подольской возвышенности, Верховья р.Десны/	0,50
Восточные Карпаты	0,50
Армянская ССР	0,46-0,70
Центральные черноземные области /малые водотоки/	0,58
Южно-Уральская ж.д.	0,57
Волгоградская область	0,56
Колыма	0,23
Московская обл./малые водосборы, менее 0,5 км2/	0,49-0,56

Географические районы	n
Корея	0,25-0,30
Северная Индия	0,25
Непал /Теран, Сивалик, Махабхарат/	0,33
Бирма	0,35
Северные районы Вьетнама	0,20-0,35
Сирия	0,30-0,33
Ирак	0,35
Афганистан	0,37-0,40

6.5. Собранные в период инженерно-гидрометеорологических изысканий данные многолетних наблюдений за максимальными расходами и осадками подлежат соответствующим расчетам с применением методов математической статистики.

В научной литературе довольно четко сформулированы основные задачи расчетов в связи с применением кривых распределения к вероятностной оценке явлений стока, которые вполне приемлемы и для расчетов осадков: 1/ формулирование исходной информации; 2/ анализ эмпирических распределений вероятностей; 3/ выбор вида кривой распределения; 4/ установление числовых параметров кривой распределения по исходному ряду выборочных максимумов; 5/ проверка соответствия вычисленных вероятностей с результатами наблюдений.

В случае несоответствия одного из распределений эмпирическим данным следует производить подбор другой кривой вероятностей наиболее соответствующей натурному материалу и по ней выполнять экстраполяцию до требуемых значений M_n.

В практике гидрологических расчетов СССР наибольшее распространение получили биноминальные кривые, а также функции распределения, известные как кривые трехпараметрического гамма-распределения. Эти распределения рекомендованы СН 435-72 для расчетов, максимальных расходов воды и могут быть использованы для расчета осадков. Полезным приемом служит графическая экстраполяция эмпирической кривой вероятности.

При подборе расчетной кривой вероятностей нужно особо об ращать внимание на характер эмпирических кривых распределения вероятностей в верхних и нижних частях. Характер верхней част эмпирической кривой /в диапазоне редких ВП/ отражает особенно сти формирования наиболее сильных дождей /паводков/, что особенно важно при подборе расчетной кривой вероятностей.

Низкие же максимумы могут вызываться дождями /паводками/ иного происхождения. Поэтому в ряде районов бывает невозможно подобрать кривую, соответствующую всему диапазону ежегодных максимумов осадков /расходов/ и приходится пользоваться усече нием кривой вероятностей на две части, используя для вероятностной оценки ее верхней части информацию о периоде наблюдений всего ряда осадков. Границу усечения ряда устанавливают индивидуально в каждом районе по эмпирическим кривым вероятностей.

Принцип исключения некоторого интервала из всей имеющей совокупности наблюдений признается физически обоснованным, та как он отражает природу колебаний осадков во всех диапазонах вероятности и учитывает тем самым различие факторов, формирующих тот или иной признак.

Для построения усеченной кривой нормального распределени определяют порядковый номер того члена общего ряда максимальных годовых осадков, по которому производят разграничение всего ряда на две части /верхнюю и нижнюю/. Этот номер является последним в верхней части ряда и определяется по формуле

$$N_к = КП + 0,5, \qquad /6.8/$$

где n – число членов полного ряда; к – коэффициент, зависящий от длины полного ряда:

n	≤50	100	200
к	0,494	0,495	0,497

Построение усеченной кривой производят в виде прямой линии по трем точкам с ВП 1%, 5% и 50% по формуле:

$$Нр\% = \sigma_{бп} + \bar{Н}_п, \qquad /106/$$

где ф – коэффициент распределения расчетных ординат:

ВП, %	I	5	50
Ф	2,33	I,64	0

$\sigma_п$ и $Н_п$ – параметры усеченного распределения:

$$\sigma_п = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{y+0,5} (Hi - \bar{H}_{y+0,5})^2}{0,18(2КП+1)}}; \qquad /6.9/$$

$$\bar{H}_{y+0,5} = \frac{\sum_{i=1}^{y+0,5} Hi}{КП+0,5}; \qquad /6.10/$$

$$\bar{H}_п = Ну + 0,50 - 0,80\sigma_п \qquad /6.11/$$

В этих формулах: Hi – численная величина убывающего ряда осадков; $Ну+0,5$ – среднее верхней части усеченного ряда длиной у.

6.6.Экспедиционные исследования, выполненные Союздорпроектом в ряде районов показывают на недостаточную надежность исходных данных по максимальным расходам воды на некоторых опорных створах наблюдений из-за неучета на некоторых реках расходов воды ,протекающей по пойме. Так, по данным ЛПМИ опубликованные величины расходов на ряде рек Приморского края занижены от 50 до 825%. Такое же положение наблюдается на реках других регионов. Поэтому в период полевого обследования нужно предусматривать проверку правильности полноты учета максимального стока на опорных пунктах, которая должна быть выполнена одним из способов: I/ непосредственно полевым обследованием гидростворов, а при необходимости контрольным его нивелированием и с последующей проверкой морфометрическими вычислениями выборочных расходов, наблюдавшихся на этом пункте; 2/ обследованием группы водотоков по следам прошедших паводков с последующим обобщением результатов морфометрического определения расходов, обоснованием параметров редукционно-эмпирической формулы и сопоставлением результатов расчета по этой формуле с максимумами расходов соответствующей ВП, наблюдавшихся на этих створах.

Первый метод целесообразен при изысканиях больших титульных мостовых переходов, второй – при линейных изысканиях дорог значительного протяжения и первой очереди проведения на всех гидрологах полевых обследований. При обнаружении неучета расходов на пойме или других дефектов измерений необходимо внести соответствующие коррективы в данные многолетних наблюдений до начала их статистической обработки.

3.7.Для надежного установления ливневых характеристик в районах изысканий особое внимание нужно обращать на сбор и изучение материалов, характеризующих метеорологические условия формирования выдающихся дождей и вызываемых ими паводков.

В результате ознакомления и изучения собранных материалов производят тщательный анализ синоптической обстановки района с увязкой аналогичных сведений по метеорологическим условиям близлежащих районов. На основании этого анализа составляют карту-схему прохождения ливнеформирующих потоков с указанием направления их движения, времени года и дат формирования особо выдающихся ливней на рассматриваемой территории. При составлении таких карт нужно использовать материалы аэрологического зондирования маршрутов авиации, а также мировые атласы погоды и другие источники.

При анализе синоптической обстановки должны быть установлены расчетные траектории движения воздушных масс в период выпадения выдающихся дождей, а также произведена оценка возможных смещений наиболее ливнеопасных потоков в пределах заданного района. На основании анализа синоптической обстановки, учета географического положения района изысканий и опорной сети гидрометеорологических наблюдений производят выбор исходных метеостанций, определяют состав и программу работ по обоснованию необходимых ливневых характеристик. Критерием выбора метеостанций служат требования: равномерность расположения по территории; близость к объекту изысканий; репрезентативность и качество наблюдений; длительность и непрерывность наблюдений.

После выбора метеостанций необходимо составить карту расположения пунктов метеорологических наблюдений и перечень метеостанций, привлекаемых к расчетам, с указанием географических координат, высот местности и периода наблюдений.

На исходных метеостанциях производят сбор данных по осадкам за различные интервалы времени /I,2,3,5,I0,20,30,40,60 мин 2,6,12ч и I,2,3 суток/. Сбор этих данных выполняют в виде выборок сезонных максимумов осадков за все годы наблюдений и по различным интервалам времени за период наблюдений. Необходимо использовать как материалы самописцев с непрерывной записью хода дождя, так и данные дождемеров. Особое внимание должно быть уделено сбору сведений о выдающихся ливнях.

Для установления площади одновременного охвата расчетным дождем следует произвести анализ ежедневных записей выпадающих осадков за различные интервалы времени и за все годы наблюдений по всем пунктам наблюдений района изысканий с регистрацией дождей, одновременно наблюдаемых на нескольких метеостанциях. При регистрации выписывают дату дождя, количество выпавших осадков, интервал времени и наименование метеостанций с систематизацией полученных сведений.

Для наиболее сильных дождей, одновременно зафиксированных на нескольких метеостанциях, строят схематические карты изолинии /изогиет/. При недостаточности метеостанций или их редком расположении по территории района вместо карт нужно строить графики изолиний по направлению изыскиваемой дороги или по направлению нескольких метеостанций. В районах с недостаточной изученностью при проведении изолиний допускается линейная интерполяция между метеостанциями /рис.6.3/.

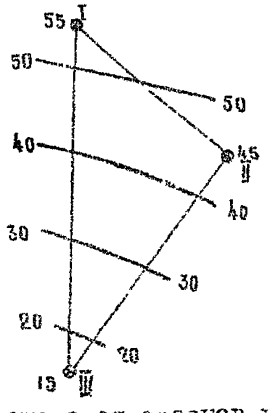


Рис.6.3.Схема изолиний дождя, зафиксированного одновременно на трех метеостанциях.

Для перехода от осадков в центре дождя к осадкам на различных площадях водосборов устанавливают переходные коэффициенты, для снижения расчетных величин осадков от увеличения площади одновременного орошения дождем. В этой целью для

различных площадей Fi или длин маршрутов Li, ограниченных изолиниями Hi вычисляют средневзвешенные Hсв по площади или длине маршрутов/ суммы осадков H сви строят зависимость /Рис.6.4/:

$$Hсвi = f(Fi) \text{ или } Hсвi = f(Li) \qquad /6.12/$$

Расчетной принимают верхнюю огибающую, характеризующую максимальным из наблюдавшихся ливней. При достаточных многолетних данных вычисляют вероятностную оценку этой огибающей. Расчетные средневзвешенные слои осадков Hсв определяют для различных площадей или длин маршрутов. При недостатке наблюдений по плювиограммам схематические карты или маршруты изолиний /изогиет/ могут быть составлены по данным дождемеров.

Для перехода от расчетных осадков в центре ливня Но к осадкам на различных площадях применяют коэффициенты редукции осадков по площади /Кр /или по длине выбранного маршрута/Кl, определяемые по формуле:

$$Kр = Hсв : Но \qquad /6.13/$$

Для определения слоя осадков в центре дождя принимают расчетный дождь. По вычисленным значениям коэффициента редукции строят зависимость $Kр = f(F)$ или $Kl = f(l)$ /рис.6.5/ составляют таблицы расчетных значений коэффициента редукции осадков по площади в заданном районе изысканий.

В районах, где для установления коэффициента редукции были использованы маршруты изолиний, устанавливают переход от длин намеченных маршрутов к величинам площади: $F = Bl$;
где B – коэффициент, учитывающий форму площади одновременного выпадения дождя и определяемый в неизученных районах косвенными методами с учетом синоптической обстановки и географического положения района. При гидрометеорологических наблюдениях коэффициент B уточняют путем установления одновременности выпадения дождей между пунктами, расположенными перпендикулярно к принятому направлению маршрута, и определяют как максимальное расстояние между этими пунктами

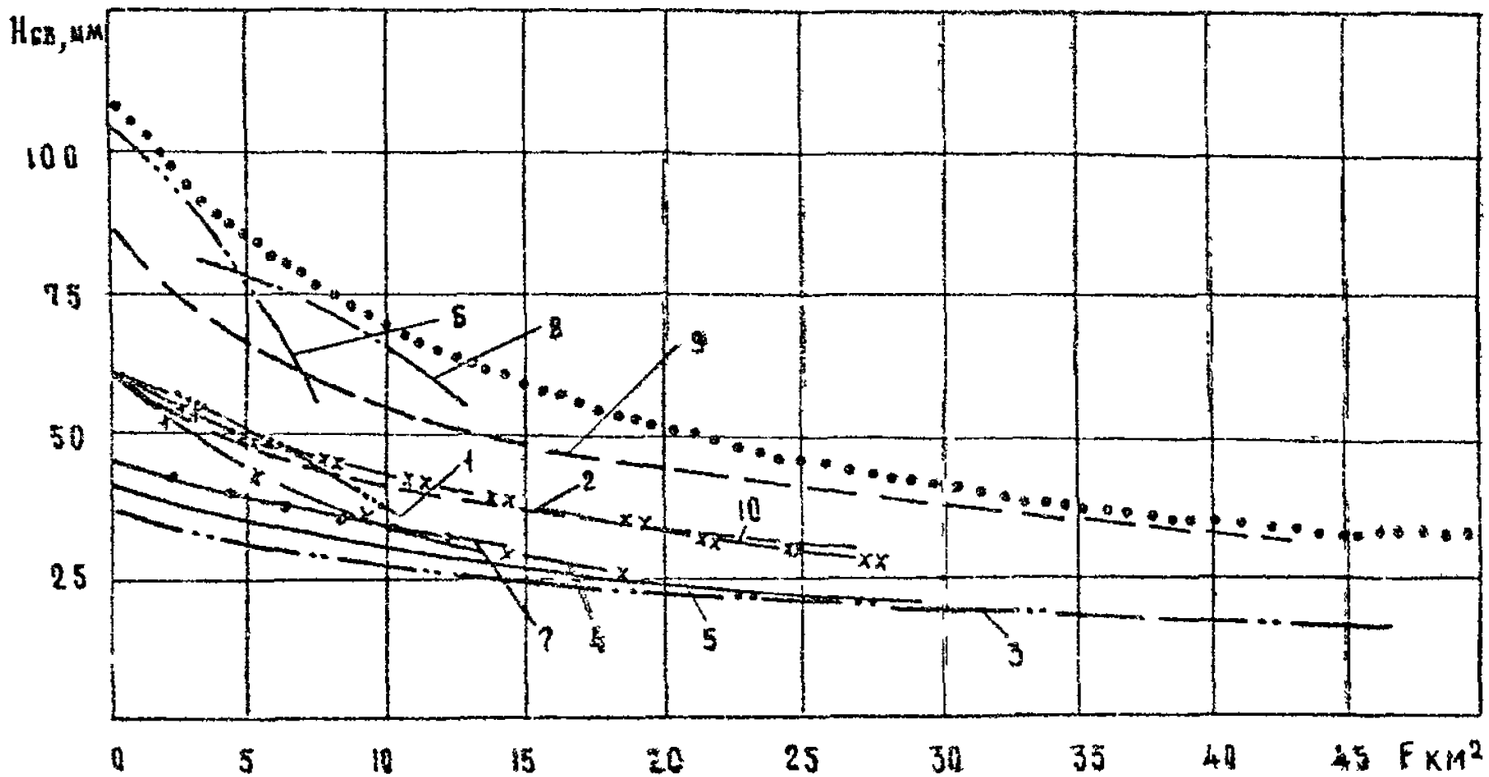


Рис. 5.4 Кривые зависимости $H_{iсв} = f(F_i, L_i)$ дождей продолжительностью 24ч.

Для установления зависимости максимальной интенсивност осадков от их продолжительности необходимо использовать все имеющиеся записи дождей самописцами или дождемерами. Предварительно производят их систематизацию по пунктам наблюдений, приводят к единой размерности /в мм/мин/ и проверяют достоверност этих материалов. По данным статистической обработки для каждого интервала времени вычисляют интенсивности осадков а для требуемых ЕИ. По вычисленным значениям а строят зависимость интенсивности осадков от продолжительности $a = f/T/$ по каждой метеостанции /рис.6.6/.

Для аналитической оценки расчетной интенсивности осадков по продолжительности используют формулу ПИ:

$$a = \frac{S}{(T+C)^n}, \qquad /6.14/$$

где а – расчетная максимальная интенсивность осадков, мм/мин;

S – предельная интенсивность осадков при Т = I мин, мм/мин

Т – расчетная продолжительность дождя, мин; Пт – показатель степени редукции осадков по продолжительности; С – поправочный коэффициент, учитывающий уменьшение интенсивности в зоне малых продолжительностей.

Опыт применения зависимости /6.I3/ показывает, что значения показателя степени п, в интервале продолжительности более I ч изменяется сравнительно мало, /в пределах 0,60–0,77/ и остается постоянным для каждой метеостанции. В интервале от I до 60 мин показатель степени изменяется в пределах 0,25–0,5

Поправочный коэффициент С определяют индивидуально для каждой метеостанции по эмпирическим точкам, полученным в результате обработки рядов осадков для интервалов продолжительности менее I ч/см /рис.6.6/. В случае отсутствия данных для оценки зависимости /6.I3/ в интервале малых продолжительностей значение С принимают равным единице. Это допущение позволяет определять величины интенсивностей осадков с некоторым запасом, что может быть оправдано для неизученных районов.

Учитывая, что в интервале времени от I ч до 3 суток зависимость $a = f/T/$ имеет прямолинейный характер, имея только сведения по осадкомерам можно построить указанную зависимость

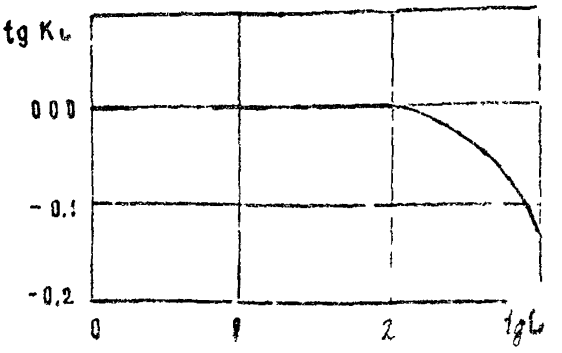


Рис. 6.5 Зависимость коэффициента редукции осадков от площади (длины) одновременного распространения дождя.

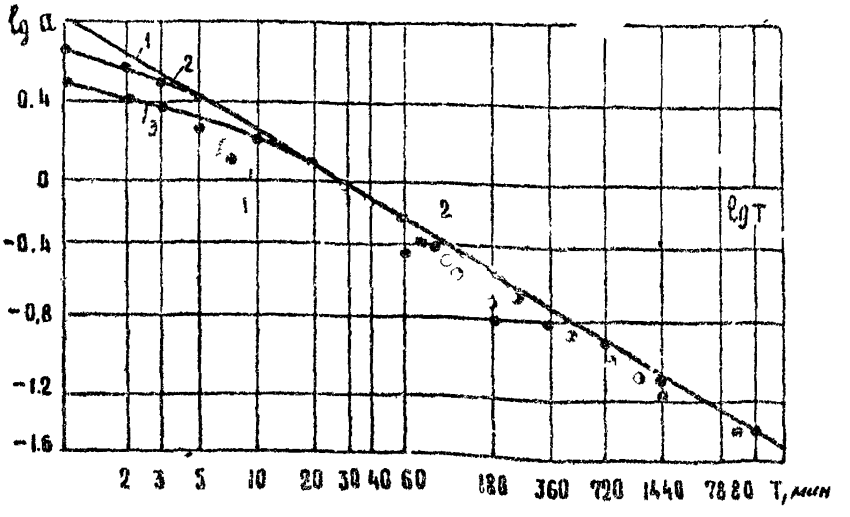


Рис. 6.6 Зависимость интенсивности дождя от его продолжительности: 1 – при С = 0; 2 – при С = 1; 3 – по материалам наблюдений.

в этом интервале и путем графической экстраполяции определить величины интенсивностей дождя для времени 1ч. Для этом цели производят статистические расчеты максимальных сумм осадков продолжительностью 1,2 и 3 суток и строят зависимости $a = f(T)$ /Рис.6.7/. При недостаточности исходных данных по этим графикам могут быть вычислены /с некоторым запасом/ интенсивности осадков для интервалов 20,30 и 45 мин.

Одновременно с вычислением интенсивностей по зависимостям /Рис.6.6 и 6.7/ устанавливают показатель редукции осадков n, по продолжительности, который определяют как тангенс угла наклона кривой $a = f/T/$. Величина показателя редукции может изменяться не только по каждой метеостанции, но и в зависимости от различных значений ВП расчетных осадков. Для практических расчетов принимают одно значение показателя редукции осадков для каждой метеостанции, оценивая его величину в диапазоне возможных ВП /0,3-5%/, рекомендуемом для дорог.

Поскольку вычисленные расчетные интенсивности и показатели редукции осадков имеют различные значения на исходных метеостанциях, производят их районирование для заданного района или направления проектируемой дороги. В качестве районируемых принимают интенсивности за 30,60 мин в I сутки.

Если невозможно составить карты по территории всего района, производят обоснованный выбора расчетной метеостанции или ср метеостанций, которые могли бы надежно характеризовать лив условия для расчета максимального стока в районе проектиро или на отдельных участках дороги.

Для установления репрезентативных количественных ливневых характеристик в конкретном регионе необходимо выявить зависимос ти расчетных максимумов осадков от местных орографических и других условий. С этой целью строят графики зависимостей расчет ных ливневых характеристик от высоты местности и географичес ких координат.

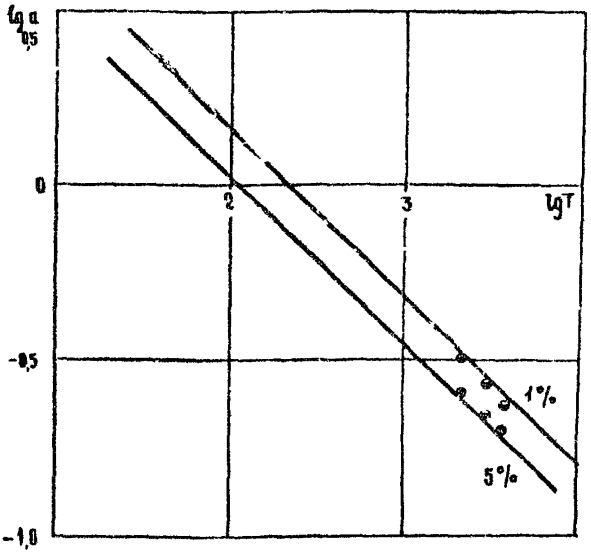


Рис.6.7. Зависимость интенсивности дождя от продолжительности в интервале от 1ч до 3 сут.

Анализ этих зависимостей помогает выявить влияние орографических факторов на величину расчетных осадков и определить методы их учета. Необходимо выполнить районирование территории на зоны, где орографические и метеорологические факторы резко различны. При построении зональных карт изоглет расчетных ливневых характеристик в районах с орографическими осадками изолинии должны учитывать фактические контуры рельефа. Орографические осадки могут увеличиваться с высотой до гребня хребта. На высоких хребтах максимальные осадки на наветренном склоне могут быть больше, чем на гребне, а на подветренных склонах в некоторых районах наблюдается резкое сокращение осадков от гребня по склону.

Для районов с недостаточным количеством исходных метеостанций необходимо рассматривать вопрос о возможности географической интерполяции расчетных максимумов осадков из районов изученных в районы неизученные. Встречаются два наиболее характерных случая: когда неизученный район расположен внутри контура метеостанции или прилегает одной или несколькими из своих сторон к нескольким метеостанциям. В зависимости от

этого применяют /4/ методы географической интерполяции внутрь контура или с внешней его стороны. В обоих случаях границы географической интерполяции следует определять конкретными условиями проектирования. Эти методы являются более обоснованными, чем методы отдаленных аналогий с другими физико-географическими районами.

В некоторых районах наблюдения за осадками ведутся /или производились/ только осадкомерами, поэтому возникает необходимость определения осадков продолжительностью 1 ч по данным о суточных максимумах. Слои осадков часовой продолжительности рекомендуется определять по формуле:

$$Hч = Кч \cdot Hсут, \qquad /6.14/$$

$$\text{при } Кч = \frac{1}{24^{1-n}}, \qquad /6.15/$$

где Кч – переходный коэффициент от суточной суммы осадков к часовой; n – показатель степени редукции осадков по продолжительности.

В муссонных районах переходный коэффициент Кч может изменяться по территории в пределах 0,30–0,45 для дождей 1–2% повторяемости. Среднее значение этого коэффициента для условий Европейской части может быть принято равным 0,38.

В некоторых методах расчета максимальных расходов применяют ливневой параметр Sp, величины которого приведены в различных литературных и инструктивных материалах. Для его определения используют следующую формулу:

$$Sp = Кч \; H\,сут : 60^{\,1-n}, \qquad /6.16/$$

Применение формулы /6.16/ предполагает непрерывную длительность дождя в течение 60 мин, что характерно для территорий как с затяжными, так и короткими дождями. Для районов где максимальные расходы формируются от обложных дождей

продолжительностью сутки и более, величину δ р определяют по формуле:

$$\delta P = Нсут : 1440^{I-П}, \qquad /6.17/$$

Если в качестве исходных используют наблюдения по осадкомерам, в расчетные величины суточных осадков должны вводиться поправочные коэффициенты, учитывающие разницу в величине суточных максимумов за метеорологические сутки /с 19 ч по 19 ч последующих календарных суток/ и фактического количества осадков, которое может выпасть за любые 24 часа, не совпадающие со сроками наблюдений на метеостанциях.

6.8. При разработке линейно-региональных норм максимального стока признано недопустимым применять методы косвенных аналогий с отдаленными физико-географическими районами, а также применение формул без обоснования их параметров данными наблюдений и без сопоставления результатов расчета с натурными расходами.

При отсутствии данных гидрометеорологических наблюдений непосредственно в районе изысканий обоснование предварительных региональных зависимостей максимальных расходов дождевых вод может быть произведено методом географической интерполяции, который предусматривает использование натурных данных по группе обследованных водосборов для установления основных параметров региональной формулы в заданном районе по интерполяции между этими водосборами. За пределами этих водосборов возможна экстраполяция расчетных параметров. Границы экстраполяции следует определять индивидуально и с обязательным обоснованием их положения.

Метод географической интерполяции правомерен в пределах одного физико-географического района, характеризующегося одинаковыми климатическими условиями и рельефом. На территории изучаемого района должны быть установлены опорные водосборы на которых имеются натурные наблюдения за расходами воды осадками/ и составлена карта-схема их расположения /рис.6

На опорных створах по вычисленным расходам по формуле /2.17/ определяют элементарные модули максимальных расходов Районирование вычисленных величин Ав производят путем проведения на карте-схеме /см.рис.6.8/ изолиний по интерполяции между центрами тяжести опорных бассейнов с известными значениями модуля. Интерполяцию следует производить перекрестным способом по направлениям прямых линий, связывающих каждую точку замкнутого опорного полигона со всеми другими точками.

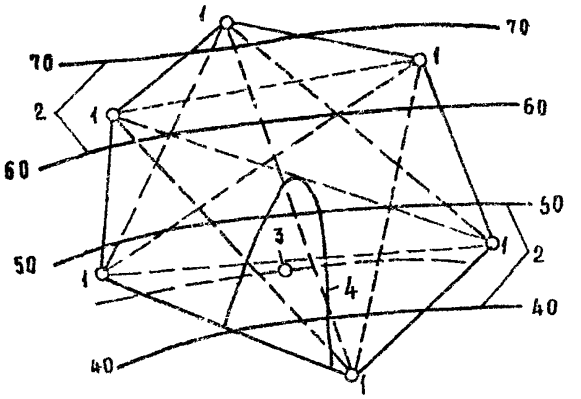


Рис.6.8 Схема географической интерполяции элементарного модуля максимального стока: I – центры тяжести опорных бассейнов; 2 – изолинии элементарного модуля максимального стока; 3 – центр тяжести и границы /4/ расчетного водосбора; 5 – расстояние между соседними изолиниями.

Расчетные элементарные модули Ав максимальных расходов для водосборов, пересекаемых трассой изыскиваемой дороги, определяют интерполяцией по изолиниям, между которыми лежат центры тяжести этих водосборов:

$$Ав = \frac{Ап\ell п + I + Ап+1\ell п}{\ell п + \ell п+I}, \qquad /6.18/$$

где Ап, Ап+I – числовые значения соседних изолиний элементарных модулей максимальных расходов, между которыми находится центр тяжести расчетного водосбора /см.рис.35/; ℓп, ℓп+I – расстояния от центра тяжести расчетного водосбора до ближайших изолиний с числовыми значениями соответственно Ап и Ап+I; п – порядковый номер изолиний.

Максимальные расходы определяют по вычисленным расчетным модулям Ав с использованием формулы /2.17/. Расходы, получаемые методом географической интерполяции, могут иметь весьма ориентировочные значения, точность определения которых составляет в ряде районов +40-60% от действительных. Это обстоятельство следует учитывать при оценке принимаемых проектных решений.

Таким же методом можно районировать и другие параметры

расчетных формул, в том числе и метеорологические характеристики максимального стока, для которых в качестве опорных используют пункты метеорологических наблюдений.

6.9. Применение линейно-региональных норм, инженерно-гидрометеорологических изысканий максимального стока с определением натурных расходов по следам прошедших паводков обеспечивают: вполне определенную направленность изыскательских работ; гарантирует качество принимаемых проектных решений и объективную гидрометеорологическую обоснованность проектов автомобильных дорог; наиболее полно обеспечивает равновероятность решений при технико-экономическом сравнении объектов, находящихся в различных физико-географических условиях; увеличивает ответственность проектно-изыскательских организаций за обоснованность расчетных максимумов дождевых расходов.

7.Особенности расчета максимального дождевого стока в некоторых специфических регионах

7.I. Рекомендации по расчету максимального стока в Непале разработаны /1965-72гг./ для участка построенной дороги и основаны на применении формулы /2.I/ с параметрами обоснованными натурными данными. Часовую интенсивность и слой дождя рекомендуется принимать по соотношению:

ВП, %	0,3	I	2	3	I0
$q_{час}$, мм/мин	2,33	2,08	I,97	I,84	I,22
$h_{час}$, мм	I40	I25	II8	II0	73
S мм/мин	40,9	37,I	34,5	32,8	

В рассматриваемом районе выявлена зависимость расчетных величин осадков от изменения долготы местности. Показатель степени редукции осадков по продолжительности равен n_1 =0,72. Переходный коэффициент от суточной суммы осадков к часовой равен K_4 = 0,4:

$$S = 0{,}127\ H_{сут.} \qquad /7.1/$$

Коэффициент редукции расчетных ливневых осадков по площади и длине одновременного распространения характеризуется сле-

дующими величинами:

F, тыс.км2.....	I	5	I5	25	35	45	50
L, км	I	I00	300	500	700	900	1000
K_F	I	0,98	0,93	0,88	0,82	0,77	0,75

Длины водотоков /в км/ в данном районе могут быть определены при недостатке исходных данных по формуле:

$$L = 2{,}5\,F^{0{,}5} \qquad /7.2/$$

Коэффициент стока рекомендуется определять по соотношению:

ВП, %	≤ I	2-3	3-5	5 ≤
α_0	I	1-0,9	0,9-0,8	0,8-0,7

7.2. Рекомендации по расчету максимальных расходов воды в Афганистане разработаны /I97I-72гг./ для проектирования автомобильной дороги Шиберган-Андхой-Маймене-Герат и предусматривают использование формулы /2.1/ с параметрами, обоснованными данными гидрометеорологических наблюдений в этом районе.

Расчетная часовая интенсивность дождя определяется по направлению дороги в зависимости от высоты местности /табл.7.1/

Таблица 7.1

Высота местности H,м	ВП, %			
	0,3	I	2	3
	$a_{час}$, мм/мин			
I	2	3	4	5
I00	0,63	0,54	0,5	0,47
200	0,67	0,58	0,53	0,5I
300	0,72	0,63	0,58	0,54
400	0,77	0,67	0,62	0,58
500	0,83	0,72	0,66	0,62

I	2	3	4	5
600	0,87	0,76	0,7	0,66
700	0,92	0,8	0,74	0,7
800	0,98	0,85	0,78	0,73
850	I	0,87	0,8	0,75
900	1,02	0,88	0,82	0,77
1000	I,05	0,92	0,83	0,78
1200	I,09	0,94	0,86	0,82
1400	1,13	0,96	0,88	0,84
1500	I,14	0,97	0,88	0,84

Рекомендуемые коэффициенты стока приведены в табл.7.2.

Таблица 7.2

Районы	ВП, %			
	0,3	I	2	3
	α_0			
Горные с высотой более 700м	0,85-0,75	0,75-0,65	0,7-0,6	0,65-0,6
Предгорные с высотой до 600-700м	0,75	0,65	0,6	0,55
Полупустынные	0,5-0,45	0,45-0,4	0,4-0,3	0,3-0,2

На участке дороге Маймене-Герат коэффициент стока 2% ВП принято определить по формуле:

$$\alpha_0 = \alpha_0' K_3, \qquad /7.3/$$

где K_3 – коэффициент, учитывающий уменьшение максимальных расходов за счет заоора воды на орошение /табл.7.3/; α'_6 – коэффициент стока, равный 0,4 для 2% ВП и 0,45 для 1% ВП.

В основу данных обоснования коэффициента стока, определенного по формуле 7.3 были положены материалы полевых экспедиционных обследований 20 средних водотоков, данные рек – аналогов /Кашен, Кушка, Кургаб, Теджен/, а также сведения об осадках на метеостанциях Герат, Шаберган, Дангара, Маймене.

Таблица 7.3

F, км2	⩽ 100	250	500	750	1000	2000	3000
K_3	1	0,95	0,91	0,88	0,9	0,8	0,7
F, км2	6000	9000	14000	16000	20000	40000	70000
K_3	0,57	0,47	0,34	0,31	0,25	0,2	0,2–0,15

7.3. Чормы максимального стока для расчета водопропускных сооружений на территории Ирака разработаны в 1972–75гг. Рахим Саадун Садик /МАДИ/ и предусматривают /11/ определение расчетных расходов воды с использованием формулы /2.1/, параметры которой обоснованы натурными данными.

Так, расчетные величины интенсивностей дождей часовой продолжительности рекомендуется определять /рис.7.1/ в соответствии с ливневыми районами № 3–№ 7 /Приложение I/, а коэффициент редукции осадков по площади по следующему соотношению:

F, км2 ...	1	5	10	30	50	100	200	280
K_F ...	0,69	0,58	0,45	0,31	0,27	0,25	0,22	0,19

Показатель степени редукции осадков по продолжительности изменяется незначительно по территории Ирака и районам Сирии

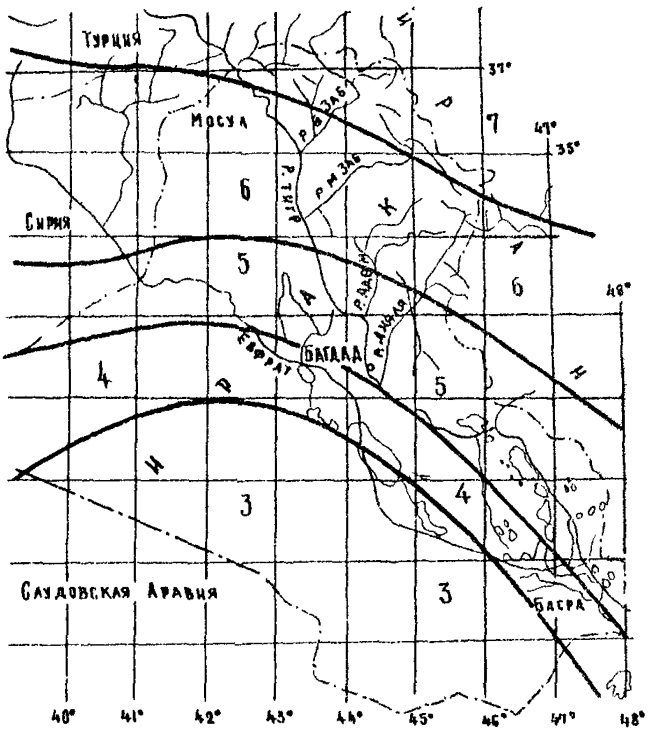


Рис. 7.I Карта-схема ливневых районов Ирака.

близлежащим к северо-западной и северной границе Ирака /табл. 7.4/.

Таблица 7.4

Метеостанции	n_1	δ	K_4
Багдад	0,9I	I5,2	0,76
Дейр-эз-Зор	0,78	6,I	0,5
Камышлы	0,82	I8,6	0,57
Хассеке	0,88	I5,8	0,69

Длины водотоков при недостаточных исходных данных могут быть определены по следующей аналитической зависимости:

$$L = 2,14F^{0,64} \qquad /7.4/$$

В качестве расчетного для территории Ирака рекомендован показатель степени редукции максимального стока равный 0,5. Расчетные величины коэффициентов стока рекомендуется назначать /табл.7.5/ применительно к четырем районам /рис.7.2/.

Таблица 7.5

№№ районов /см.рис.10/	ВП, %			
	0,3	I	2	3
		α_0		
I	0,8-0,7	0,7-0,65	0,65-0,6	0,6-0,55
II	0,7-0,65	0,65-0,6	0,6-0,55	0,55-0,5
III	0,65-0,55	0,6-0,45	0,55-0,4	0,5-0,4
IУ	0,55-0,45	0,45-0,35	0,4 - 0,25	0,4 -0,2

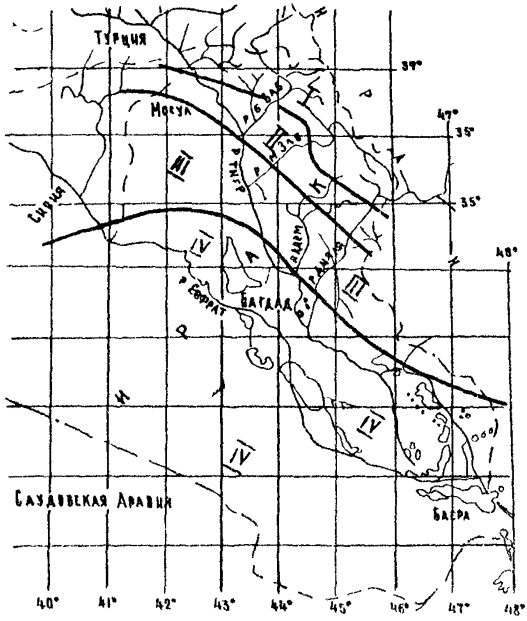


Рис. 7.2 Карта-схема распределения расчетного коэффициента стока α по территории Ирака.

7.4. Региональные нормы определения максимальных расходов воды в Узбекской ССР разработаны /20 / в 1976-80гг. Шахидовым А.Ф. /МАДИ/. Они предусматривают расчеты максимального дождевого стока с малых водосборов до 100 км² с использованием формулы /2.1/.

Расчетные интенсивности дождей часовой продолжительности 1% ВП приведены / мм/мин/на рис.7.3. Для аналитической оценки коэффициента редукции часового дождя предложена формула.

$$K_t = \left(\frac{60\, v_{доб}}{l}\right)^{2/3} \qquad /7.5/$$

где $v_{доб}$ скорость добегания, км/мин; l – длина водосбора, км.

Для расчетов часовых интенсивностей, отличных от 1% ВП рекомендуется пользоваться переходным коэффициентом, определяемым следующим соотношением:

ВП, 1%	0,1	0,3	1	2	3	5	10
λ	1,34	1,17	1	0,9	0,83	0,74	0,62

Коэффициент редукции максимального дождевого стока определяется по данным приложения 5 или для водосборов 0,1- 100км² по аналитической зависимости:

$$\varphi = 1 : \sqrt[4]{10 F} \qquad /7.6/$$

Расчетное значение коэффициента стока принято с учетом условий возможного образования стока на малых водосборах равным $\alpha_p = 1,0$.

Объем стока с учетом коэффициента редукции часовых осадков определяется в м3 по формуле:

$$W = 60000\, \frac{a_{час} F \alpha_p \varphi}{\sqrt{K_t}} \qquad /7.7/$$

7.5. Рекомендации по расчету дождевых расходов в горных районах Таджикистана разработаны /7/ в 1976-79гг. Панфиловой В.К.

При большой вертикальной протяженности горных бассейнов максимальный дождевой сток образуется не на всей площади водосбора, а только на части, расположенной вдоль фронта снеготаяния /нулевой

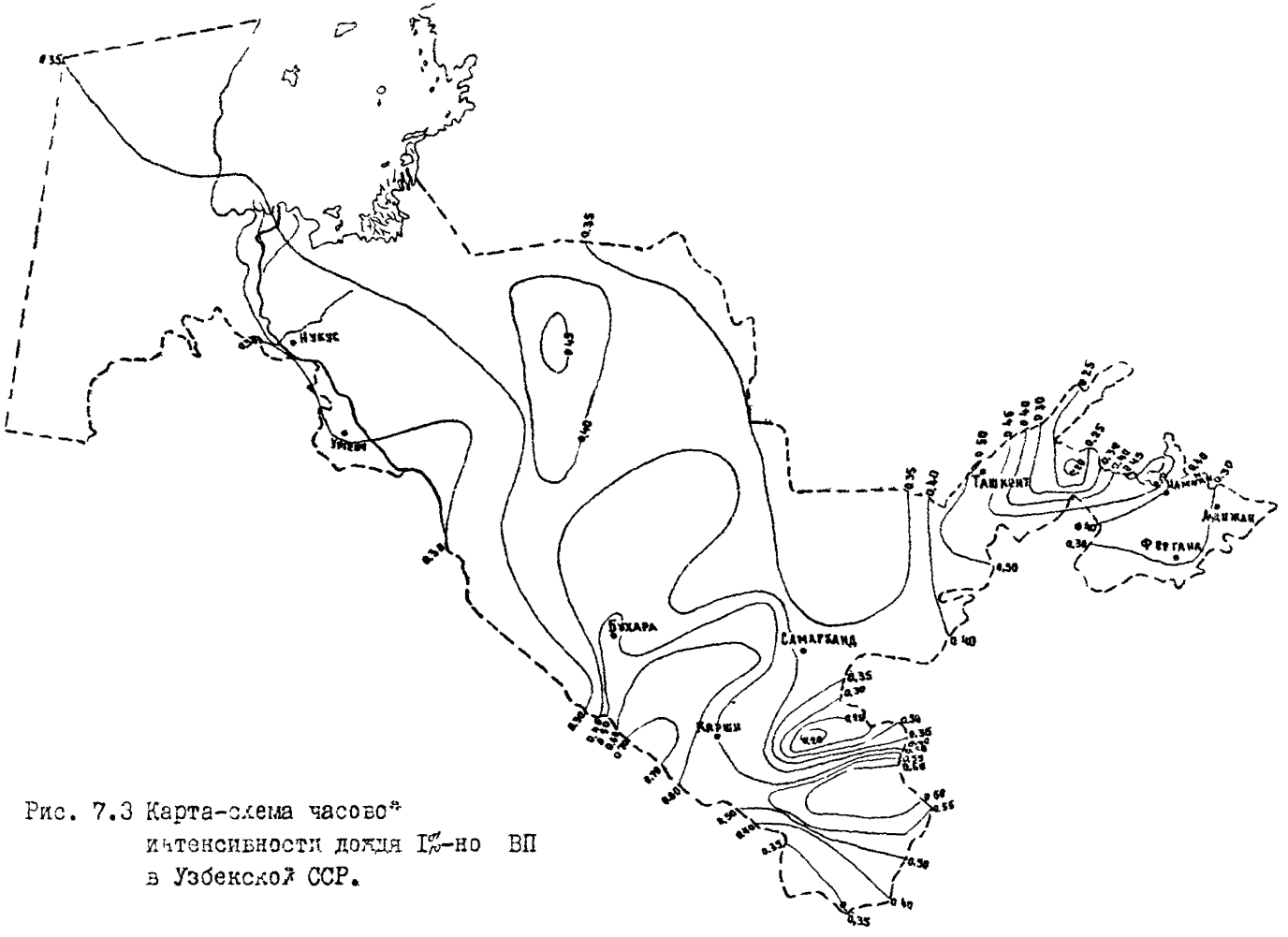


Рис. 7.3 Карта-схема часовой интенсивности дождя I%-но ВП в Узбекской ССР.

среднесуточной изотермы/, так как выше осадки выпадают в твердом виде.

Для оценки максимального дождевого стока принята следующая формула предельной интенсивности

$$Q = 16{,}7\,Q_{T_p} K_F \left(F_1 \alpha_1 + F_2 \alpha_2\right), \qquad /7.8/$$

где Q_{T_p} – расчетная интенсивность осадков, соответствующая ВП для расхода воды, мм/мин /приложение 10/; K_F – коэффициент редукции осадков по площади /табл.7.6/; α_1, α_2 – коэффициенты стока с площадей водосбора освобожденных от снега / K / и со снежной поверхности /расположенной ниже фронта таяния/ соответственно равные 0,25 и 0,8; F_1 – часть площади водосбора, расположенная ниже снеговой линии, км 2/ рис.7.4/; F_2 – часть площади водосбора, расположенная между снеговой линией и фронтом снеготаяния.

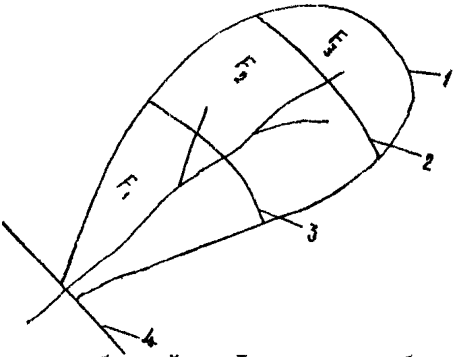


Рис.7.4. Схема горного бассейна: I – граница бассейна; 2 – фронт снеготаяния; 3 – граница снеговой линии; 4 – трасса дороги.

Положение фронта снеготаяния и границ снеговой линии должно определяться для каждого водосборного бассейна Таджикистана с учетом графика изменения дат прохождения максимального паводочного расхода /рис.7.5/ и графика вертикального изменения фронта снеготаяния и снеговой линии /рис.7.6/.

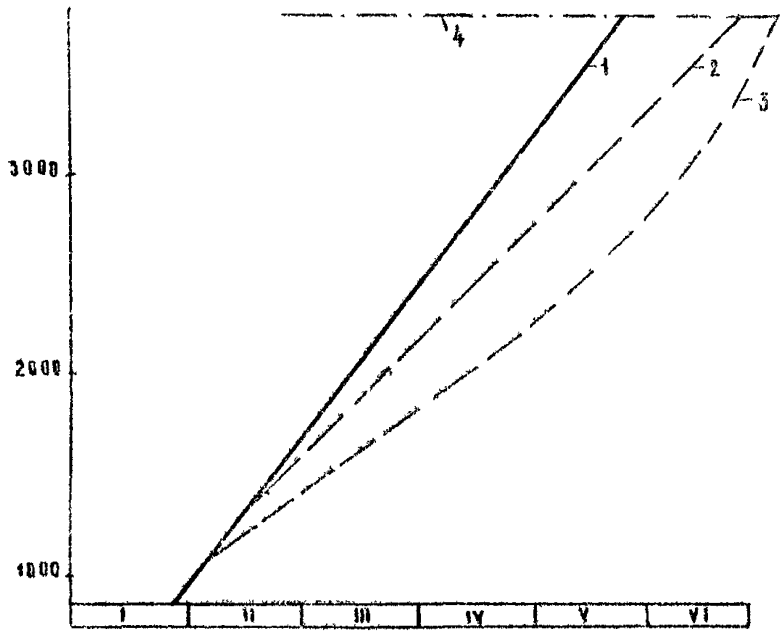


Рис.7.6. Вертикальное изменение фронта снеготаяния и снеговой линии: 1 - фронт снеготаяния, 2 -снеговая линия в бассейнах рек Сурхан-Дарья и Кашка Дарья, 3 - снеговая линия в бассейне реки Варзоб.

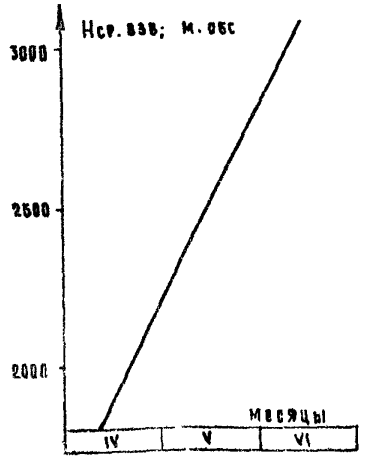


Рис.7.5.График изменения дат прохождения максимального расхода воды в зависимости от средне-взвешенной высоты бассейна рек Таджикистана

Таблица 7.6

F, км2	ВП, %				
	0,1	1	2	5	10
	Kf				
50	0,97	0,96	0,95	0,93	0,93
100	0,94	0,93	0,91	0,88	0,87
300	0,89	0,86	0,86	0,84	0,82
500	0,77	0,76	0,76	0,74	0,74

Расчет дождевых расходов по формуле /7.8/ рекомендуется осуществлять в следующем порядке:

I. Задается произвольная величина расхода воды, по которой следует вычислить в км/час скорость руслового добегания:

$$V_q = a\, J^{1/3} Q^{1/4}, \qquad /7.9/$$

где $a \simeq 0{,}15$ - параметр, зависящий от шероховатости русла;

J - средний уклон реки, ‰. Уклон определяется по методу, изложенному в "Ресурсах поверхностных вод. Основные гидрологические характеристики. Т.14, вып.3. Бассейн Амударьи". Гидрометеоиздат. Л., 1966г.

2. По вычисленной скорости руслового добегания нужно определить время руслового добегания в мин..

$$\tau_p = L : v_g = \frac{16{,}7\,L}{a\,J^{1/3}\,Q^{1/4}}, \qquad /7.10/$$

где L – длина главного водотока, км.

3. Определяется время добегания воды по бассейну в мин. /расчетная продолжительность дождя/:

$$\tau_б = 4{,}5\,\tau_p \qquad /7.11/$$

4. Для вычисленного по формуле /7.11/ времени добегания воды по бассейну следует определить по приложению 10 соответствующую ему интенсивность дождевых осадков заданных ВП и района.

5. По формуле /7.8/ с использованием вычисленной расчетной интенсивности осадков следует определить первое приближение расхода.

6. По вычисленному расходу определяют аналогичным путем /см.п.2-5/ последующие приближения до тех пор, пока разница в величине расходов двух последних приближений будет не более 5%. После достижения этого расчет следует считать законченным.

8. Примеры расчетов

8.1. Определение расчетного расхода воды заданной ВП

Требуется определить расчетный расход воды 1% ВП для проектируемого водопропускного сооружения, расположенного согласно рис.2.1. в 7 ливневом районе.

В результате инженерно-гидрометеорологических изысканий получены следующие исходные данные:

Площадь водосбора	F	=7,6 км2
Длина главного лога	L	=5,5 км
Уклон главного лога	J	=0,005

Почво-грунты однородны по всему водосоору и представлены суглинками.

Почво-грунты водосбора имеют оптимальную влажность в естест венных условиях.

Склоны водосбора покрыты лесом и кустарником средней густоты.

Лог не имеет русловой системы.

Расчет может быть выполнен в следующей последовательности.

По формуле /2.2/ определяем:

$$q_p = 1{,}15 \cdot 1{,}108 \cdot 1 = 1{,}24 \text{ мм/мин}$$

где $q_{час} = 1.15$ мм/мин /см.приложение I/,

$K_t = 1{,}108$ /см.приложение 2/,

$K_F = 1$ /см.приложение 3/:

По формуле /2.3/ и /2.5/ определяем

$$\alpha_p = 0{,}65 \cdot 0{,}89 = 0{,}58$$

где $\alpha_0 = 0{,}65$ /см.приложение 4/

$$\beta_e = 1 - 0{,}105 \cdot 1{,}07 \cdot 1 = 0{,}89$$

при $\gamma_q = 0{,}105$ /см.приложение 7/

$\beta = 1{,}07$ /см.приложение 8/

$\Pi = 1$ /см.приложение 9/

По формуле /2.4/ определяем:

$$K_\Phi = 0{,}77 + /1 - 0{,}77/ \times 0{,}05 = 0{,}78$$

где $\varphi = 0{,}77$ /см.рис.2.2 при $F:L = 1{,}38$/

$C = 0{,}05$

По формуле /2.1/ определяем расчетный расход воды при $\psi = 0{,}35$ /см.приложение 5/ и $K_y = 0{,}78$ /см.приложение 6/:

$$Q_{1\%} = 16{,}7 \cdot 1{,}24 \cdot 0{,}58 \cdot 7{,}6 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}78 \cdot 0{,}78 = 19{,}4 \text{ м3/с}.$$

$$Q_{1\%} = 19{,}4 \text{ м3/с}.$$

8.2. Определение максимального расхода в сооружении с учетом аккумуляции

Исходные данные те же, что и в п.8.2. Дополнительно к ним получены: ω =170 м2, $H_{пр}$ =2,2 м, i_0 =0,002, $\sin\alpha$=1.

По формуле /2.10/ определяется объем дождевого стока:

$$W_р = 1000 \cdot 1,24 \cdot 0,58 \cdot 7,6 \cdot 52 = 284000 \text{ м}^3$$

где $a_р$ =1,24, $d_р$ =0,58, F =7,6, $t_ф$ =52 мин.

По формуле /2.11/ для нескольких заранее заданных глубин подпертой воды должны быть получены соответствующие величины объемов пруда аккумуляции:

$$W_{пр} = 0,33 \cdot 170 \frac{2,2}{0,002} \cdot 1 = 61500$$

По формуле /2.9/ определяют значения максимальных расходов воды в водопропускном сооружении с учетом различных заданных прудов аккумуляции:

$$Q_{соор} = 19,4 / 1 - \frac{61500}{284000} / 0,85 = 12,9 \text{ м3/с}.$$

Максимальная часовая интенсивность дождя

№ районов /рис.I/	ВП, %							
	10	5	4	3	2	1	0,5	0,33
	Qчас, мм/мин							
I	0,2[illegible]	0,27	0,29	0,32	0,34	0,4	0,49	0,57
2	[illegible],29	0,35	0,39	0,42	0,45	0,5	0,61	0,[illegible]6
3	0,29	0,41	0,47	0,52	0,58	0,7	0,9[illegible]	I,I5
4	0,45	0,59	0,64	0,69	0,74	0,9	[illegible],I4	I,32
5	0,4	0,62	0,69	0,75	0,82	0,97	I,[illegible]6	I,43
6	0,40	0,65	0,78	0,[illegible]1	0,89	[illegible],0[illegible]	I,46	I,[illegible]3
7	0,54	0,74	0,82	0,89	0,97	I,I[illegible]	I,5	I,[illegible]7
8	0,79	0,98	I,07	I,I5	I,24	I,4I	I,[illegible]8	2,07
9	[illegible],8	I,02	I,II	I,20	I,28	I,48	I,8[illegible]	[illegible],I4
0	[illegible]8	I,II	I,23	I,35	I,4[illegible]	I,74	2,[illegible]	[illegible],0[illegible]
I	[illegible],I	I,4	I,5	I,64	I,79	2	[illegible],4	2,I
2	[illegible],6	I,85	I,95	2,06	2,[illegible]	2,42	[illegible],72	
3	2,9	3,22	3,35	3,5	3,[illegible]8	[illegible],[illegible]6	4,[illegible]	4,4[illegible]
4	3,9	4,[illegible]7	4,39	4,5	4,7	4,98	5,4	[illegible],[illegible]

Приложение 2

Коэффициент редукции часовой интенсивности осадков

	Дождевые районы СССР /рис.I/				
	I	2,3,4	5,6,7	8,9,I0	II,I2, I3,I4
	K_t				
0,0001	4,7	4,35	4,2	3,9	3,5
0,0005	3,85	3,6	3,83	3,4	2,9
0,001	3	2,8	3,I	2,75	2,4
0,005	2,47	2,3	2,3	2,3	
0,01	2,15	1,95	2,I	I,9	I,7
0,0[illegible]	1,85	I,8	I,8	I,67	I,4
0,1	1,6	1,51	I,o	I,4I	I,3[illegible]
0,5	I,3[illegible]	I,3[illegible]	I,4	I,2	I,I
[illegible]	I,25	I,25	I,3	I,I	0,97
1	I,I8	I,2	I,25	I,03	0,89
5	I,05	I,07	I,I2	0,9	0,77
7	I		I,06	0,83	0,70
I0	0,95	0,95	I	0,78	0,65
30	0,8	0,65	0,89	0,7	0,60
100	0,7	0,8	0,8	0,6	0,55
300	0,69	0,75	0,7	0,55	0,50
500	0,5[illegible]	0,7	0,5	0,52	0,42
1000	0,65	0,65	0,6	0,47	0,35
3000	0,6	0,6[illegible]	0,57	0,43	0,3
5000	0,55	0,6	0,55	0,4	0,25
I0000	0,5[illegible]	0,55	0,45	0,[illegible]5	0,2
50000	0,5	0,5	0,1	0,3	0,15
I00000	0,46	0,42	0,[illegible]3	0,25	0,2

Приложение 3

Коэффициент учета неравномерности распределения осадков

F, км2	Климатические районы					
	1,2	3,4	5,6	7	8	9,10,11
	Кг					
10	0,93	0,97	1	1	1	1
20	0,9	0,95	0,98	1	1	1
40	0,88	0,90	0,97	1	1	1
60	0,86	0,91	0,95	1	1	1
80	0,84	0,88	0,92	1	1	-
100	0,82	0,86	0,9	1	1	1
200	0,78	0,84	0,87	1	1	1
400	0,76	0,82	0,85	0,99	1	1
600	0,72	0,78	0,83	0,96	1	-
800	0,68	0,74	0,8	0,96	0,99	0,99
1000	0,64	0,71	0,77	0,94	0,98	0,98
2000	0,62	0,67	0,75	0,94	0,96	0,97
4000	0,57	0,63	0,72	0,9	0,94	0,96
6000	0,51	0,57	0,67	0,87	0,91	0,95
8000	0,45	0,51	0,63	0,82	0,89	0,94
10000	0,39	0,45	0,58	0,71	0,85	0,92
20000	0,35	0,39	0,5	0,64	0,8	0,88
40000	0,28	0,34	0,43	0,54	0,72	0,77
60000	0,23	0,29	0,37	0,46	0,64	0,72
80000	0,18	0,24	0,32	0,4	0,61	0,69
100000	0,14	0,2	0,26	0,34	0,58	0,66

Коэффициент склонового стока

Район	Ы, %				
	0,33	I	2	3	I0
	α_0				
Приморье ДВК, Северные районы Вьетнама, Непал, Индонезия, Северная Индия, Восточный Пакистан	I-0,9	0,9-0,8	0,8-0,7	0,7-0,6	0,4-0,3
Хабаровский край, Черноморское побережье Кавказа, Восточное Закавказье, лиственные предгорные районы Средней Азии, Западный Пакистан	0,9-0,8	0,8-0,7	0,7-0,66	0,66-0,6	0,3
Лиственные районы Карпат, Крыма, Афганистана, Йемена, Восточного Ирана и Ирака	0,8-0,75	0,75-0,7	0,7-0,6	0,55-0,6	0,27
Забайкалье, Предгорье Карпат, горные и предгорные районы Среднего Урала; Лесостепная зона Европейской части СССР, Монголия	0,75-0,65	0,7-0,6	0,6-0,55	0,5-0,55	0,25
Степная зона Европейской части СССР Южный Урал, Западная Сибирь	0,65-0,55	0,55-0,5	0,5-0,45	0,45-0,4	0,2
Пустынные и полупустынные районы Средней Азии, Афганистана, Центральной Индии и Центральной Азии; лесные районы тундры	0,55-0,5	0,5-0,4	0,4-0,3	0,3-0,25	0,15

Приложение 5

Коэффициент редукции максимального дождевого стока

F, км2	φ	F, км2	φ	F, км2	φ
0,001	0,98	1	0,5	250	0,11
0,0005	0,95	2	0,48	400	0,09
0,001	0,9	3	0,46	500	0,08
0,004	0,87	4	0,43	700	0,07
0,005	0,86	5	0,41	850	0,06
0,007	0,84	6	0,39	1000	0,05
0,01	0,8	7	0,36	2500	0,045
0,03	0,78	8	0,34	4000	0,04
0,05	0,75	9	0,31	5000	0,04
0,07	0,72	10	0,29	7000	0,032
0,1	0,67	25	0,25	8500	0,03
0,3	0,64	40	0,22	10000	0,028
0,4	0,62	50	0,20	25000	0,026
0,5	0,6	70	0,17	50000	0,024
0,7	0,56	85	0,14	70000	0,02
0,9	0,52	100	0,13	100000	0,018

Коэффициент учета влияния, крутизны водосборного бассейна

Уклон главного лога i	K_y для водосбора			
	Односкатного и безруслового			С наличием русловой системы
	асфальтобетонное и цементобетонное покрытие	щебеночное и гравийное покрытие	естественный задернованный склон	
0,001	0,87	0,75	0,75	0,94
0,005	0,95	0,82	0,78	0,98
0,01	1,03	0,92	0,8	1,01
0,02	1,25	1,1	0,85	1,06
0,03	1,45	1,3	0,9	1,12
0,04	1,65	1,5	0,91	1,14
0,05	1,8	1,65	0,93	1,16
0,06	2,03	1,85	0,95	1,18
0,07	2,2	2	0,97	1,21
0,08	2,4	2,2	0,98	1,23
0,09	2,63	2,4	1	1,26
0	2,8	2,6	1,02	1,28
0,2	–	–	1,21	
0,3	–	–	1,34	
0,4	–	–	1,45	
0,5	–	–	1,56	
0,6	–	–	1,63	
0,7	–	–	1,68	

Коэффициент учета проницаемости почво-грунтов на склонах водосбора

Категория почво-грунтов	Характеристика склонов бассейнов		γ_2
	почво-грунты и поверхности стекания	Растительность	
I	Скальные, монолитные и плохо проницаемые грунты и поверхности стекания	Задернованные или отсутствует растительность	0,02
		Густой лес с кустарником и травой	0,02-0,04
II	Глины, суглинки	Задернованы	0,04-0,09
		Густой лес с кустарником и травой	0,06-0,15
	Такыры	Отсутствует	0,06-0,12
III	Супесчаные и песчаные грунты при естественной влажности	Задернованы	0,10-0,15
		Густой лес с кустарником и травой	0,15-0,2
IV	Сухие грунты /пески и лессы/ в засушливых и пустынных районах при недостаточной влажности	Закрепленные	0,15-0,2
		Незакрепленные	0,2-0,25
	Рыхлые грунты /осыпи и т.п./	Незакрепленные	0,25-0,35
V	Скальные породы в горных условиях сильно трещиноватые по поверхности	Частично закрепленные растительностью или кустарником	0,15-0,2
		Незакрепленные	0,2-0,3
VI	Торф	Увлажненные	0,10-0,17
		Осушенные	0,15-0,25
VII	Грунты, загрязненные промышленными отходами /горючесмазочными материалами, цементами, известью и др./	Отсутствует	0,04-0,09

Приложение 8

Коэффициент учета состояния почво-грунтов

Особенность стока	Категория почво-грунтов /см. приложение 7/				
	I	II	III	IУ	У
			β		
Сток по промерзшим почво-грунтам или по ледяной корке	I	I-0,9	0,9-0,8	0,8-0,7	0,8-0,2
Совпадение избыточного осеннего увлажнения по стоком в весенний период	I	0,9	0,8	0,7	0,7-0,65
Сток по сухим пылеватым грунтам /пески, лессы и т.п./ при возможности образования грунтовой корки, препятствующей быстрому проникновению воды в грунт	-	-	-	0,8-0,6	-
Предварительное увлажнение грунтов в начале расчетного паводка в районах муссонного климата	I-0,9	0,9-0,8	0,8-0,6	-	-
Влажность почво-грунтов в естественных условиях	I,05	I,05-I,1	I,I-I,15	I,I-I,I5	-

Справочный коэффициент на редукцию проницаемости почво-грунтов

F, км2	Районы /см.рис.2.I/			F, км2	Районы /см.рис.2.I/		
	I,2,3,4	5,6,7	8-I4		I,2,3,4	5,6,7	8-I4
		II					
≤I00	I	I	I-0,9	500	0,7	0,52	
200	0,9I	0,86	0,72	600	0,63	0,4	--
300	0,84	0,7	0,54	850	0,46	0	--
				I000	0,3	-	-
400	0,77	0,63	0,32	I250	0	-	--

Приложение I0

Расчетные интенсивности дождя по метеостанциям Таджикистана

ЗП,	Продолжительность, мин.								
	5	I0	20	30	60	I20	I80	360	720
			Шахринау						
I	3,2	I,6	I,I	0,83	0,53	0,39	0,32	0,I9	0,I2
2	I,6	I,3	0,85	0,67	0,47	0,30	0,24	0,I4	0,09
5	I,4	I,2	0,75	0,6	0,43	0,28	0,22	0,I3	0,08
I0	I,2	0,95	0,65	0,5	0,37	0,23	0,I9	0,II	0,07
			Байсун						
I	3,2	2,4	I,4	I,07	0,58	0,35	0,25	0,I4	0,08
2	2,2	I,6	I,0	0,77	0,43	0,27	0,I9	0,II	0,06
5	I,8	I,5	0,9	0,7	0,4	0,24	0,I7	0,I	0,06
I0	I,4	I,I	0,75	0,57	0,32	0,2	0,I4	0,08	0,04
			Комсомолабад						
I	2,4	I,I	0,6	0,5	0,35	0,25	0,2I	0,I5	0,09
2	I,0	0,75	0,45	0,37	0,25	0,I9	0,I6	0,II	0,07
5	0,9	0,7	0,42	0,33	0,23	0,I8	0,I4	0,II	0,07
I0	0,7	0,5	0,35	0,28	0,2	0,I5	0,I2	0,09	0,06
			Душанбе						
I	3,4	2,7	I,85	I,43	0,82	0,45	0,33	0,I9	0,II
2	2,2	I,8	I,3	I,0	0,6	0,35	0,26	0,I5	0,09
5	2,0	I,6	I,I5	0,9	0,55	0,32	0,24	0,I3	0,08
I0	I,5	I,2	0,9	0,73	0,43	0,26	0,2	0,II	0,07

I,J, %	Продолжительность, мин.								
	5	I0	20	30	60	I20	I80	[illegible]	[illegible]
	Гушари								
I	I,6	I,6	I,05	0,9	0,6	0,4I	0,32	0,2[illegible]	0,I[illegible]
2	I,2	I,I	0,75	0,63	0,43	0,3I	0,2[illegible]	0,I[illegible]	0,
3	I,0	I,0	0,65	0,57	0,4	0,28	0,22	0,I[illegible]	0,0
I0	0,8	0,8	0,5	0,43	0,32	0,22	0,I7	0,II	0

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по расчету ливневого стока воды с малых бассейнов. ВСН 63-76, М., Оргтрансстрой Минтрансстроя СССР 1976 108с.

2. Методические указания республиканским и территориальным управлениям по гидрометеорологии и контролю природной среды № 32. ГГИ, Л.Гидрометеоиздат, 1979, 47с.

3. Методические указания по инженерно-гидрометеорологическим изысканиям автомобильных дорог. М.,Союздорпроект,1974,278с.

4. Методическое руководство по гидрологическому обследованию водотоков и разработке региональных норм максимального стока при проектировании автомобильных дорог. М.,Союздорпроект. 1970.153с.

5. Наставление по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки. М.,"Транспорт" 1972.279с /Минтрансстрой СССР/.

6. Опыт обоснования расчетных максимумов дождевого стока для строительства внегородских автомобильных дорог. Центральное правление НТО автомобильного транспорта и дорожного хозяйства. М.,Транспорт, 1979. 64с.

7. Панфилова В.К. Расчет максимальных расходов воды при проектировании малых искусственных сооружений в горных районах. М.,Транспорт, 1978. Труды Союздорни вып.109, с.52-68.

8. Перевозников Б.Ф. Гребенчатые волны - новое явление в гидрологии - "Автомобильные дороги", 1974, № 6, с.18-20.

9. Перевозников Б.Ф. Расчеты максимального стока при проектировании дорожных сооружений. М.,"Транспорт", 1975, 304с.

10. Перевозников Б.Ф. Набег воды на опоры мостов - Автомобильные дороги.

11. Рахим Саадун Садак. Исследование и разработка норм максимального стока для расчета водопропускных сооружений на территории Ирака. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. М., МАДИ, 1979, 21с.

5. Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений. М."Транспорт", 1974, 296с /ЦНИИС - Главтранспроект/.

6. Соколовский Д.Л. Предельные модули максимального стока на реках земного шара и методика их определения. В кн.:Исследования речного стока и водного баланса. Л.,Гидрометеоиздат, 1968, с.3-8 /Труды Гос.гидрологического института.Вып.163/.

7. Соколовский Д.Л. Речной сток. Л., Гидрометеоиздат,1968. 333с.

8. Строительные нормы и правила.ч.II.Разд.А.Гл.13.Инженерные изыскания для строительства. Основные положения /СНиП II-А.13-69/. М.,Стройиздат,1970,24с.

9. Строительные нормы и правила. ч.II. Гл.9. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения /СНиП II-9-78/. М.,Стройиздат, 1979, 23с.

10. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик /СН 435-72/.М.,Госстройиздат,1972,36с.

11. Указания по расчету дождевых расходов. М., Союздорпроект, 1971, 55с.

12. Указания по расчету дождевых расходов. М.,Союздорпроект, 1978, 40с /Союздорпроект - Главтранспроект/.

13. Шахидов А.Ф. Расчет максимального стока с малых водосборов. - Автомобильные дороги, 1980, № 7, с.26-27.

О Г Л А В Л Е Н И Е

	Стр.
Предисловие	
1. Нормативные методы расчета и регулирования максимального стока, анализ и порядок их применения к решению задач автодорожного строительства	6
2. Расчеты максимального дождевого стока и его аккумуляции при отсутствии длительных гидрометрических наблюдений и на начальных стадиях проектирования	I2
3. Учет естественного регулирования максимального стока	26
4. Расчеты искусственного регулирования максимального стока хозяйственной деятельности на водосборах	5I
5. Состав и методы инженерно-гидрометеорологических изысканий максимального стока	7I
6. Обобщение результатов инженерно-гидрометеорологических изысканий и разработка линейно-региональных норм максимального стока	86
7. Особенности расчета максимального дождевого стока в некоторых специфических регионах	II2
8. Примеры расчетов	I24
Приложения:	
1. Максимальная часовая интенсивность дождя	I27
2. Коэффициент редукции часовой интенсивности осадков	I28
3. Коэффициент учета неравномерности распределения осадков	I29
4. Коэффициент склонового стока	I30
5. Коэффициент редукции максимального дождевого стока	I3I
6. Коэффициент учета влияния крутизны водосборного бассейна	I32

7.Коэффициент учета проницаемости почво-грунтов на склонах водосбора 133

8.Коэффициент учета состояния почво-грунтов 134

9.Поправочный коэффициент на редукцию проницаемости почво-грунтов 135

10.Расчетные интенсивности дождя по метеостáнциям Таджикистана 136

Список литературы 138

СОЮЗДОРПРОЕКТ

Методические рекомендации по расчету максимального дождевого стока и его регулированию.

Ответственный за выпуск Б.Ф.Перевозников

Ответственный за подготовку к печати А-др.П.Бучкин

Отпечатано в Союздорпроекте Л - 64265 от 29.X 1980 г.

Заказ № 120 печ.л. 8,4 Тираж 800

Бесплатно

gost.e-ecolog.ru