



**Институт водных проблем
Российской академии наук**

В.В. Беликов, А.И. Алексюк, Е.С. Васильева

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВОЛН ПРОРЫВА

Москва
2023

УДК 626/627
ББК 26.220.3
Б 43

Беликов В.В. Численное моделирование волн прорыва / Беликов В.В., Алексюк А.И., Васильева Е.С. – М.: РАН, 2023. – 304 с.: 192 ил.

В монографии излагаются современные методы численного моделирования распространения волн прорыва и развития проранов в грунтовых плотинах. Главное внимание уделено описанию и применению оригинального эффективного алгоритма численного решения уравнений мелкой воды, основанного на методе распада произвольного разрыва с учетом неровного дна, обеспечивающего существование и единственность решения при любых начальных данных, а также применению трёхслойной физико-математической модели транспорта наносов с учетом их неоднородности для расчета проранов в плотинах из грунтовых материалов. Тщательно выполненное тестирование демонстрирует высокую точность, надежность и универсальность предлагаемых методов. Большой практический опыт моделирования позволил насытить книгу множеством примеров решения широкого круга прикладных задач. В свете событий, связанных с разрушением Каховской ГЭС, монография приобретает особую актуальность.

Для научных работников и специалистов в области речной гидродинамики и инженерной гидрологии, проектирования гидротехнических сооружений, численного моделирования течений со свободной поверхностью и деформируемым дном, страховщиков.

Работа выполнена в рамках темы № FMWZ-2022-0003 Государственного задания ИВП РАН.

ISBN 978-5-907645-42-4

ISBN 978-5-907645-42-4

© Беликов В. В., Алексюк А. И., Васильева Е.С., 2023

Введение	7
Часть I. Теоретическое описание формирования и движения волны прорыва	14
1. Уравнения мелкой воды	14
1.1. Уравнения движения вязкой несжимаемой жидкости.	14
1.2. Приближение мелкой воды	16
1.2.1. Осреднение уравнений Навье–Стокса по вертикальному направлению.	18
1.2.2. Распределение скорости по вертикали.	19
1.2.3. Классические уравнения мелкой воды.	20
1.2.4. Уравнения вязкой мелкой воды.	21
1.2.5. Модели описания трения и турбулентной вязкости.	22
1.2.6. Учет ледяного покрова.	23
1.2.7. Постановка граничных условий для уравнений мелкой воды.	24
2. Задача Римана для уравнений мелкой воды	24
2.1. Задача Римана над горизонтальным дном	25
2.1.1. Частные решения	25
2.1.2. Общее решение.	26
2.1.3. Алгоритм нахождения точного решения	27
2.2. Задача Римана над разрывным дном.	30
2.2.1. Условия на стационарном скачке над разрывом дна.	30
2.2.2. Существование и единственность решения.	32
2.2.3. Пример. Течение с сухим дном по одну сторону от разрыва.	33
2.2.4. Решения задачи Римана в общем случае	34
2.2.5. Алгоритм нахождения точного решения	35
2.2.6. Все возможные конфигурации решения	38
2.2.7. Метод приближенного решения задачи	40
2.3. Применение задачи Римана при численном решении уравнений мелкой воды.	41
2.3.1. Метод Годунова	42
2.3.2. Моделирование течений с участками сухого дна	43
3. Тестирование численных алгоритмов на задачах с недеформируемым дном	45
3.1. Аналитические решения	47
3.1.1. Распад разрыва над горизонтальным дном	47
3.1.2. Распад цилиндрического разрыва.	48
3.1.3. Распад разрыва над скачком дна	49
3.1.4. Течения с бугром на дне	53
3.1.5. Одномерное стекание жидкости с учетом трения.	55
3.1.6. Набегание волны на откос	56
3.1.7. Косой гидравлический прыжок.	58
3.2. Данные экспериментов и расчетов	60
3.2.1. Течение через треугольный водослив Крампа.	60
3.2.2. Растекание потока по наклонной плоскости	63
3.2.3. Распространение волны прорыва в расширяющемся канале.	64
3.2.4. Разрушение плотины с затоплением конусов на дне	66
3.2.5. Обтекание вертикального цилиндра.	67
3.2.6. Обтекание группы вертикальных цилиндров	68

4. Анализ существующих подходов к расчету развития проранов в грунтовых плотинах	72
4.1. Физическая сущность процессов образования и развития прорана в грунтовых плотинах.	72
4.2. Подходы к построению моделей развития проранов	80
4.3. Метод расчета развития прорана А.М. Прудовского и его модификации.	86
4.3.1. Модификация метода А.М. Прудовского, основанная на решении двумерных уравнений Сен-Венана.	88
4.3.2. Модификация метода А.М. Прудовского для расчетов излива в замкнутую область	90
4.4. Методики расчета развития прорана, основанные на закономерностях транспорта наносов в открытых потоках	92
4.4.1. Модель DHI MIKE 11	92
4.4.2. Метод расчета размыва грунтовой плотины при переливе воды через гребень.	96
4.4.3. Метод прямого численного моделирования развития прорана в плотине из однородного грунта	98
4.5. Выводы по главе 4.	99
5. Физико-математическая модель развития прорана в грунтовой плотине и ее обоснование	100
5.1. Модель STREAM 2D CUDA (Уравнения взвесенесущего открытого потока с деформируемыми берегами и дном)	100
5.1.1. Физико-математическая модель	101
5.1.2. Первичное обоснование применимости физико-математической модели и программы STREAM 2D CUDA	106
5.1.3. Технология построения модели для расчета развития прорана	110
5.2. Обоснование эмпирических коэффициентов физико-математической модели развития прорана на основе лабораторных экспериментов	111
5.2.1. Образование прорана в плотине из песчаных грунтов.	111
5.2.2. Размыв модели каменно-набросной плотины Горно-Алтайской ГЭС	117
5.3. Оценка влияния размеров и формы начального прорана на процесс развития, итоговые параметры прорана и гидродинамические параметры прорывного паводка.	124
6. Верификация физико-математической модели развития прорана в грунтовой плотине на основе натуральных данных	129
6.1. Численное моделирование натурального эксперимента разрушения плотины YAHEKOU	129
6.1.1. Описание натурального эксперимента Yahekou	130
6.1.2. Численная гидроморфологическая модель экспериментальной плотины Yahekou	132
6.1.3. Численные эксперименты и их результаты	134
6.2. Численное моделирование гидродинамической аварии каменно-земляной плотины на р. Дюрсо	141
6.2.1. Объект исследования	142
6.2.2. Исходные данные для моделирования	143
6.2.3. Схематизация математической модели	144
6.2.4. Расчет формирования притока к водохранилищу на р. Дюрсо	146
6.2.5. Расчет волны прорыва каменно-земляной плотины на р. Дюрсо	147
6.3. Сравнительный анализ методик расчета проранов в грунтовой плотине.	156
6.4. Выводы по главе 6.	163

Часть II. Моделирование волн прорыва напорных гидротехнических сооружений	165
7. Расчет параметров волн прорыва напорных гидротехнических сооружений в недеформируемых границах	165
7.1. Исходные данные для моделирования волн прорыва	166
7.2. Моделирование прорыва шлюзов	172
7.2.1. Чайковский шлюз	172
7.2.2. 7-й шлюз Канала им. Москвы	177
7.3. Оценка влияния дорожной инфраструктуры на развитие прорывного паводка в долине р. Истры	182
7.4. Балльная система оценки степени возможных разрушений от наводнений и волн прорыва	191
7.4.1. Постановка задачи	191
7.4.2. Алгоритм расчета ущербов в балльной системе	192
8. Моделирование распространения прорывных волн по селитебным территориям	198
8.1. Обоснование условий гидрологической безопасности селитебных территорий с применением численного гидродинамического моделирования (на примере г. Ярославль)	198
8.1.1. Общие положения	198
8.1.2. Объект исследования. Построение численной гидродинамической модели и её калибровка	200
8.1.3. Сценарии гидродинамической аварии	205
8.1.4. Расчеты параметров волны прорыва от гидродинамической аварии	206
Выводы по разделу	210
8.2. Моделирование волн прорыва напорных фронтов гидроузла №7 Канала им. Москвы	211
9. Каскадные гидродинамические аварии	220
9.1. Упреждающее моделирование каскадной гидродинамической аварии на примере Краснодарского гидроузла	220
9.1.1. Объект исследования	220
9.1.2. Исходные данные и сценарий аварии	222
9.1.3. Схематизация численной модели Краснодарского гидроузла	222
9.1.4. Результаты расчета каскадной гидродинамической аварии на Краснодарском гидроузле	226
9.2. Моделирование чрезвычайных ситуаций при каскадных гидродинамических авариях на примере Урало-Кушумской ООС	231
9.3. Схемы экстренного опорожнения водохранилищ Волжско-Камского каскада гидроузлов в случае возникновения чрезвычайных ситуаций	235
9.3.1. Общая характеристика Волжско-Камского каскада гидроузлов	237
9.3.2. Сценарии и критерии экстренного опорожнения водохранилищ	237
9.3.3. Сработка нижележащих водохранилищ при фактическом разрушении напорного фронта одного из гидроузлов	240
9.3.4. Экстренная сработка водохранилищ каскада в условиях чрезвычайного положения	242
9.3.5. Выводы по разделу	243
9.4. Выводы по главе 9	244

10. О прорывах дамб польдеров	244
10.1. Общие положения	244
10.2. Особенности моделирования гидродинамической аварии при прорыве дамб	249
10.3. Особенности оценки вероятного вреда при прорыве дамб.	257
10.4. Выводы по главе 10.	260
11. Оценка рисков экстремальных затоплений волной прорыва	260
11.1. Оценка рисков экстремальных затоплений объектов повышенной опасности с учетом наложения нескольких гидрометеорологических явлений редкой повторяемости (на примере «Фукусима-теста» для Балаковской АЭС).	260
11.1.1. Постановка задачи и математическая модель	261
11.1.2. Результаты численного моделирования	264
11.1.3. Оценки вероятностей рассматриваемых сценариев и рисков затопления АЭС	266
11.2. Новая методика оценки рисков экстремальных затоплений селитебных территорий и объектов повышенной опасности	268
11.2.1. Расчет вероятного вреда от затопления селитебных территорий и ОПО в зависимости от глубины.	269
11.2.2. Построение кривых вероятности уровней затопления поймы с использованием двумерных гидродинамических моделей и данных натурных наблюдений	274
11.2.3. Оценка рисков затопления селитебных территорий и объектов повышенной опасности	277
11.2.4. Выводы по разделу.	284
Список литературы.	286

Введение

Волна прорыва – **передвижение огромных масс воды, сметающих все на своем пути и несущих обломки разрушенных сооружений.** Волна прорыва генерируется в нижнем бьефе интенсивно падающими массами воды из верхнего бьефа к нижнему. Масштабы разрушения зависят от высоты и прочности зданий и иных конструкций, масштабов гидротехнического сооружения и скорости движущейся воды (*Википедия*). Многочисленные примеры катастрофического разрушения плотин и дамб по всему миру, приведшие к огромным человеческим жертвам, можно посмотреть в интернете. Ряд реальных и гипотетических (не основано на реальной угрозе) случаев таких аварий описывается и исследуется в настоящей монографии.

Техногенные паводки, вызванные прорывом напорных фронтов гидротехнических сооружений с образованием прорана в теле плотины, происходят значительно реже, чем природные наводнения. Однако их разрушительные последствия могут быть значительно серьезнее, чему способствует быстрое и часто непредсказуемое развитие техногенного паводка. Зачастую разрушение грунтовой плотины начинается с перелива через гребень, который возникает из-за переполнения водохранилища в результате естественного паводка. Таким образом, техногенные наводнения могут быть следствием и продолжением экстремальных гидрологических событий. Отметим, что в конечном итоге важен не столько сам процесс разрушения (размыва) плотины, сколько результирующий гидрограф расхода излива через проран, который и определяет глубины, зоны затопления и ущербы в нижнем бьефе.

В результате разрушения напорных фронтов гидротехнических сооружений, вызванных переполнением водохранилищ, землетрясениями, оползнями и другими явлениями могут возникнуть катастрофические наводнения, приводящие к затоплению обширных территорий, разрушениям и человеческим жертвам. Последствия наводнений при возникновении прорывного паводка существенным образом зависят от возможности их прогнозирования, заблаговременного планирования и принятия защитных мер, а также от эффективности руководства и действий оперативного персонала и специальных сил спасения в условиях чрезвычайной ситуации. Для оценки величины финансового обеспечения безопасности необходим прогноз последствий гипотетической аварии сооружения. Центральным элементом такого прогноза является определение параметров прорывного паводка.

В России методики расчета параметров прорана и волны прорыва начали активно разрабатываться после принятия Федерального Закона 117-ФЗ «О безопасности гидротехнических сооружений» в 1997 г. Документ обязывает собственника гидротехнического сооружения (ГТС) один раз в 5 лет пересматривать Декларацию безопасности гидротехнического сооружения, неотъемлемой частью которой является расчет вероятного вреда от гидродинамической аварии. С января 2021 г. вступил в силу Приказ Ростехнадзора от 10.12.2020 № 516 «Об утверждении Методики определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии гидротехнического сооружения (за исключением судоходных и портовых гидротехнических со-

оружий)». Согласно вышеназванной «Методике...» расчет распространения волны прорыва выполняется методом математического моделирования с использованием уравнений Сен-Венана. Однако рекомендаций по расчету параметров прорана в грунтовой плотине «Методика...» не содержит.

Физический процесс развития и распространения волны прорыва можно разделить на две составляющие:

1. Динамику разрушения плотины или дамбы как гидротехнического сооружения под напором водных масс.

2. Динамику распространения волны прорыва в нижнем бьефе с учетом взаимодействия с сооружениями (мостами, дорожными насыпями, защитными дамбами, жилыми и промышленными зданиями и т.п.).

Рассмотрим кратко каждую из них.

В 60-х – 70-х годах 20 века в период холодной войны в качестве основного сценария рассматривалось мгновенное полное (реже частичное) разрушение плотины по всей длине напорного фронта под воздействием ядерного удара. Это очень жесткий сценарий, обычно существенно превосходящий по масштабам реально происходящие аварии. Только в конце 20-го столетия исследователи обратились к изучению развития проранов в грунтовых плотинах, наиболее часто встречающихся в практике эксплуатации ГТС. В монографии подробно рассмотрены причины, процесс и последствия прорыва грунтовых плотин, и мы не будем во введении на них останавливаться. Отметим только, что рядом организаций, действующих на территории РФ, разработаны свои рекомендации по расчету развития проранов (МР-81¹, РД 03-607-03²), но, как правило, указанные в них методы не имеют под собой достаточного физического обоснования и базируются на эмпирических формулах, работающих в узком диапазоне конкретных условий. Результаты расчетов по ним могут давать значительную погрешность и даже отличаться в разы (Виноградова, Макушин, Виноградов и др., 2019). Поэтому разработка и совершенствование физически обоснованного универсального метода расчета развития проранов в грунтовых плотинах является актуальной научной и практической задачей. Предлагаемый в монографии подход, основанный на численном моделировании физических процессов, составляющих изучаемое явление (гидрологических, гидродинамических, литодинамических), позволяет более обоснованно определить процесс формирования прорана и рассчитать гидрограф излива воды через проран [Прудовский, Васильева, 2010; Васильева, 2021]. **В расчетах применяется новая трехслойная физико-математическая модель транспорта наносов с учетом фракционного состава грунта, слагающего плотину, и с учетом оползания (диффузии) боковых откосов прорана (подводных и надводных) в процессе его развития.**

1 Методические рекомендации по определению расходов воды при проектировании переходов через водотоки в зоне воздействия некапитальных плотин. М.: ВНИИТС, 1981. 17 с.

2 РД 03-607-03 Методические рекомендации по расчету развития гидродинамических аварий на накопителях жидких промышленных отходов / Нормативные документы межотраслевого применения по вопросам промышленной безопасности и охраны недр. Серия 03. Вып.42. М.: Государственное унитарное предприятие «Научно-технический центр по безопасности в промышленности Госгортехнадзора России», 2003. 11 с.

Численные гидродинамические модели распространения волн прорыва в бьефах гидроузлов также стали интенсивно развиваться в 60-х – 70-х годах 20 века после опубликования известного аналитического решения Стокера о разрушении плотины и в связи с развитием вычислительной техники.

В развитие математических и численных моделей волн прорыва большой вклад внесли: академик О.Ф. Васильев [Атавин, Васильев, 1975; Васильев, 1956, 1974; Васильев, Гладышев, 1966], А.Ф. Воеводин [Воеводин, Шугрин, 1981] А.Н. Милитеев [Лятхер, Милитеев, 1978; Лятхер, Милитеев, 1981; Милитеев, Сладкевич, 1983], М.Т. Гладышев [Гладышев, 1968, 1981], С.Я. Школьников [Беликов, Норин, Школьников, 2014; Есиновский и др., 2010, Школьников, Секисова, 2008; Школьников, Ли, 2004; Школьников, 2014], В.А. Прокофьев [Прокофьев 2003, 2005] В.В. Остапенко [Остапенко 2003 а,б: 2007], Дж. Стокер [Стокер, 1959], М. Эббот [Abbot, Rasmussen, 1977; Abbott, 1980], Ж. Кюнж [Кюнж, Холли, Вервей, 1985], П. Гластер [Glaister, 1995]. Следует упомянуть оригинальные работы А.Ю. Семенова и С.С. Маханова по созданию «неотрицательных» численных алгоритмов для уравнений мелкой воды [Маханов, Семенов, 1994, 1996].

Еще в конце 50-х годов академиком АН СССР С.К. Годуновым была разработана эффективная явная по времени численная схема решения уравнений газовой динамики [Годунов, 1959; Годунов и др., 1976]. В 1985 году В.В. Беликовым и А.Ю. Семеновым она была адаптирована для решения двумерных уравнений мелкой воды на гибридных сетках с учетом точного решения задачи о распаде произвольного гидродинамического разрыва (так называемой задачи Римана) на горизонтальном дне [Беликов, Семёнов, 1985а, б, 1997а, б, 1988; Belikov, Semenov, 1988, 1989; Беликов, 2005]. За рубежом практически в это же время стали развиваться упрощенные варианты схемы Годунова для уравнений мелкой воды. Так, приближенный метод Roe [Roe, 1981] был адаптирован Гластером для уравнений теории мелкой воды [Glaister, 1995] и широко используется для моделирования различных типов течений [Прокофьев, 2003; Delis, Skeels, Ryrrie, 2000; Mingham, Causon, 2000].

Однако наличие неровного дна в уравнениях мелкой воды не позволяло автоматически распространить газодинамические алгоритмы на этот класс задач. А использование приближенных подходов к решению задачи о распаде произвольного разрыва увело некоторых исследователей в сторону от нахождения точного и единственного решения задачи Римана для уравнений мелкой воды на разрывном дне. Авторами настоящей монографии точный метод решения задачи о распаде разрыва был развит на случай неровного (разрывного) дна [Алексюк, Беликов, 2017а; Alekseyuk, Belikov, 2019; Alekseyuk, Malakhov, Belikov, 2020], что позволяет повысить эффективность и точность моделирования, а также обеспечить существование и единственность решения задачи Римана при любых начальных данных.

Схема Годунова для уравнений мелкой воды с учетом решения задачи о распаде произвольного разрыва на неровном дне оказалась наиболее эффективной именно для моделирования волн прорыва.

При решении практических задач гидравлики открытых потоков одним из ключевых моментов является осознание и использование того принципи-

ального факта, что двумерные уравнения мелкой воды достаточно хорошо описывают не только плавно изменяющиеся, но и резко изменяющиеся течения с образованием отрывных (циркуляционных) зон и гидравлических прыжков. Вывод уравнений Сен-Венана без допущений о плавной изменчивости потока дан, например, в работах А.Н. Милитеева [Лятхер, Милитеев, 1981; Милитеев, 1982], причем показано, что подкачка энергии в циркуляционную зону происходит за счет пульсаций на границе с транзитной струей. Более того, в численных экспериментах удалось получить спектр пульсаций, обогащающийся новыми гармониками при сгущении расчетной сетки [Милитеев, 1982; Милитеев, Базаров, 1997], что, кроме прочего, свидетельствует и о высоком качестве применяемой разностной схемы.

На современном этапе наряду с точностью и эффективностью применяемых численных алгоритмов чрезвычайно важно совершенствовать и технологии компьютерного моделирования, начиная с автоматизации подготовки исходных данных, продолжая автоматизацией расчетов и заканчивая визуализацией полученных результатов. При решении описанных в монографии задач широко применяются электронные топографические карты и ГИС-технологии, а также нерегулярные адаптивные гибридные расчетные сетки.

Термин «компьютерное моделирование» все более широко применяется наряду с термином «численное моделирование» в силу того, что под компьютерным моделированием понимается не только собственно расчет по той или иной математической и численной модели, но и сбор и подготовка исходных данных, и представление результатов исследований с применением компьютерных технологий. В настоящее время для получения высокоточной батиметрии исследуемого объекта применяются эффективные методы эхолотирования с использованием систем спутникового позиционирования (GPS, ГЛОНАСС), позволяющие получать абсолютные отметки дна русла в виде компьютерных файлов в одной из глобальных координатных систем. Используются и многолучевые широкополосные профилографы, позволяющие производить детальную подводную съемку дна сразу на значительной площади. Эти данные с применением интенсивно развивающихся в последнее время ГИС-технологий могут быть непосредственно включены в слой электронной топографической карты требуемого масштаба. Те же электронные карты должны не только облегчать подготовку исходных данных и повышать их точность, не только участвовать в отображении результатов численного моделирования, но и составлять единое целое с расчетной программой, обеспечивая взаимодействие картографической и расчетной информации и возможность внесения изменений в данные и анализ результатов непосредственно в процессе моделирования.

Гибридные треугольно-четыреугольные сетки, применяемые в монографии, легко адаптируются для исследования течений в сложных ситуациях при наличии плотин, дамб, дорог, мостовых переходов и других искусственных сооружений. Например, участки (подобласти) расчетной области, четко ориентированные на местности (дамбы, русла рек), могут покрываться прямоугольной или криволинейной четырехугольной сеткой, а пойменные участки с неопределенным заранее направлением течения – треугольной. Построение треугольных и смешанных сеток на основе вариационно-мар-

шевого алгоритма ведется программой, являющейся развитием программы «TRIANA» [Беликов, 1984а], которая обеспечивает высокое качество сеток. При этом выделение границ подобластей и расстановка на них узлов сетки может производиться с использованием электронной топографической карты в среде ГИС. При моделировании затопления селитебных территорий с выделением на сетке всех объектов инфраструктуры применяются и более современные алгоритмы [BlueKenue, 2016] и GMSH [Geuzaine, Remacle, 2009].

При численном моделировании реальных объектов важной процедурой является пересчет отметок поверхности дна русла и поймы в узлы или центры ячеек расчетной сетки. При этом для произвольной сетки должна обеспечиваться монотонность пересчета, непрерывная зависимость от начальных данных и точная аппроксимация линейной функции. Всем этим свойствам удовлетворяет разработанная одним из авторов монографии (совместно с А.Ю. Семеновым) так называемая гармоническая (несибсоновская) интерполяция, основанная на использовании триангуляции Делоне и ячеек Дирихле [Беликов и др., 1997а, 1997б; Беликов, Конторович, 1992; Belikov, Semenov, 1997, 1998б, 2000]. Ее применение наряду с предварительным доопределением исходных данных рельефа по специально разработанным программам позволяет строить компьютерные модели объектов со сложной батиметрией на густых сетках.

Резюмируя, можно предположить, что в ближайшей перспективе для решения практических задач распространения волн прорыва напорных ГТС оправдано применение в расчетах двумерных моделей мелкой воды и транспорта наносов, не требующих сложных гипотез для их замыкания, но тем не менее позволяющих описывать резко нестационарные и не плавно изменяющиеся течения с возможным образованием гидравлических прыжков и водоворотных зон. При этом должны использоваться адаптивные гибридные сетки, ГИС-технологии и максимально детальная информация об объекте исследования (прежде всего, батиметрическая и топографическая). Большой опыт расчетов авторов монографии с коллегами показывает, что именно на этом пути можно в настоящее время эффективно решать многие задачи распространения волн прорыва.

Краткое содержание по главам. Книга делится на две части – теоретическую и практическую. Главы 1–6 содержат вывод и обсуждение различных моделей мелкой воды, описание алгоритмов их численного решения, тестовые задачи, изложение основ физико-математической модели развития прорыва в грунтовой плотине и её обоснование. Главы 7–11 посвящены приложениям разработанных моделей и методов к решению широкого круга задач распространения волн прорыва, а также оценке риска затопления селитебных территорий и объектов повышенной опасности.

В первой главе изложен вывод основных уравнений мелкой воды и их модификаций, которые использовались в дальнейшем при численном моделировании реальных объектов. Это классические двумерные уравнения мелкой воды (уравнения Сен-Венана, уравнения плановой гидравлики), уравнения с учетом плановой турбулентной вязкости, уравнения с учетом ледового покрова и ветрового воздействия.

Вторая глава посвящена изложению основного применяемого нами численного алгоритма для решения уравнений мелкой воды – методу, основанному на расчете распада гидродинамического разрыва над негоризонтальным (кусочно-постоянным) дном, обеспечивающим существование и единственность решения задачи Римана при произвольных начальных условиях. Показано, что всего существует 128 конфигураций решения, включая случаи резонансных волн и движения по сухому дну. Описан решатель задачи Римана на разрывном дне.

Точность и эффективность предложенного алгоритма демонстрируется в главе 3 на аналитических решениях и экспериментальных данных. Показано, что высокую точность расчетов при обтекании препятствий на дне и при переливе через плотины можно получить всего на 3–4 ячейках расчетной сетки, что открывает широкие горизонты для моделирования протяженных речных объектов (тысячи километров) с применением двумерных моделей. Демонстрируется существенное превосходство схемы второго порядка точности на гладких решениях и незначительные отличия схемы первого и второго порядка на разрывных решениях.

В четвертой главе излагаются и анализируются основные существующие подходы к расчету развития проранов в грунтовых плотинах, в том числе метод А.М Прудовского и модель, реализованная в программе MIKE 11 Датского гидравлического института.

Пятая глава целиком посвящена описанию новой физико-математической модели развития прорана в плотинах, сложенных неоднородными грунтами. Эффективность прямого численного моделирования таких задач без использования дополнительной (априори неизвестной) информации о форме и размерах прорана и динамике его развития обосновывается сопоставлением с физическими экспериментами в гидравлических лотках.

В шестой главе приводятся результаты валидации модели STREAM 2D CUDA на крупномасштабном натурном эксперименте (Yahekou test) и реальном разрушении грунтовой плотины на р. Дюрсо под Новоросийском в паводок 2002 года.

В седьмой главе приводятся примеры моделирования прорыва напорных фронтов гидротехнических сооружений (судоходных шлюзов, плотин) для недеформируемых русел, а также методика построения карт возможных разрушений в балльной системе.

В восьмой главе рассмотрено моделирование распространения прорывных волн по селитебным территориям применительно к г. Ярославль на р. Волге при затоплении волной прорыва Рыбинского гидроузла (с детальным учетом всей городской инфраструктуры) и к территории г. Москвы в нижнем бьефе гидроузла №7 Канала им. Москвы и Химкинской плотины.

Девятая глава посвящена моделированию каскадных гидродинамических аварий и возможностям их локализации.

В десятой главе рассматриваются особенности моделирования прорывов дамб, защищающих польдерные территории. Оказывается, что эти аварии могут приводить иногда к большему ущербу и человеческим жертвам, чем прорывы плотин крупных гидроузлов.

И, наконец, в последней одиннадцатой главе монографии описывается моделирование исключительно редких гидрологических явлений повторяемостью 1 раз в миллион лет и реже, связанных в том числе с прохождением волны прорыва, а также излагается новая методика оценки рисков затопления селитебных территорий и объектов повышенной опасности.

Введение, глава 5 (совместно с А.И. Алексюком и Е.С. Васильевой), главы 7, 8, 9 (п. 2,3), 10, 11 написаны В.В. Беликовым. Главы 1–3 и часть главы 5 (совместно с В.В. Беликовым и Е.С. Васильевой) написаны А.И. Алексюком. Глава 4, глава 5 (совместно с В.В. Беликовым и А.И. Алексюком), глава 6, глава 9 п.1 написаны Е.С. Васильевой.

Благодарности. Настоящая монография обобщает многолетние исследования авторов по разработке физико-математических моделей и алгоритмов расчета волн прорыва и развития проранов в грунтовых плотинах с применением этих методов к решению практических задач речной гидродинамики и гидравлики.

Авторы выражают свою искреннюю благодарность коллегам-гидротехникам из НИИ Энергетических сооружений АО «РусГидро» д.т.н. А.М. Прудовскому; д.т.н. Б.Л. Историку, к.т.н. С.Я. Школьникову; с.н.с. В.П. Середавкину, с.н.с. В.В. Кочеткову; н.с. Н.В. Куликовой; н.с. Е.А. Черниловой за тесное и плодотворное сотрудничество в проведении физических и численных экспериментов, горячее научное обсуждение, большое число выполненных совместно работ по заказам различных организаций.

Авторы выражают глубокую признательность сотрудникам лаборатории численного гидродинамического моделирования ИВП РАН, с которыми на протяжении почти двух десятков лет были разработаны компьютерные модели и на высоком профессиональном уровне выполнены расчеты прорыва (гипотетического) более пятидесяти напорных гидроузлов: к.ф.-м.н., с.н.с. Н.М. Борисовой; к.т.н., с.н.с. А.В. Глотко; к.т.н., м.н.с. Т.А. Федоровой; м.н.с. А.Б. Румянцеву; м.н.с. С.В. Норину.

Часть I. Теоретическое описание формирования и движения волны прорыва

1. Уравнения мелкой воды

Задача о развитии волны прорыва – это, прежде всего, гидродинамическая задача моделирования течений с резкими изменениями отметок дна, скоростей течения, перекосами водной поверхности, переходом потока из спокойного состояния в бурное и обратно с образованием гидравлических прыжков. В настоящее время решение прикладных задач речной гидродинамики в рамках полных уравнений Навье-Стокса в большинстве случаев не представляется возможным ввиду высоких требований к вычислительным ресурсам и исходным данным (высокое разрешение рельефа дна, детальные сведения о начальных и граничных условиях). Однако для многих ситуаций допустимо описывать течения в рамках модели мелкой воды, в которой основным предположением является малость вертикального масштаба по отношению к горизонтальному. Широкий класс задач, решаемых в рамках этого приближения, в том числе включает течения с транспортом неоднородных наносов и движением прерывных волн, что делает его хорошо приспособленным для моделирования волн прорыва.

В главе приводится вывод классических уравнений мелкой воды из уравнений Навье-Стокса, уравнений вязкой мелкой воды, в которых учитываются члены следующего порядка малости, а также дается учет ледового покрытия и ветровых воздействий.

1.1. Уравнения движения вязкой несжимаемой жидкости

Рассматриваются течения жидкости в поле силы тяжести, ограниченные в вертикальном направлении поверхностью дна и свободной поверхностью (рис. 1.1.1), которые описываются на основе методов механики сплошной среды. Предполагается, что жидкость непрерывно заполняет объемы пространства, при этом ее движение определяется распределениями плотности $\rho(x_1, x_2, x_3, t)$, скорости $\mathbf{v}(x_1, x_2, x_3, t)$ и давления $p(x_1, x_2, x_3, t)$, являющимися функциями пространственных координат (x_1, x_2, x_3) и времени t . Будем считать, что система координат декартова, а жидкость однородная и несжимаемая, т.е. $\rho = \text{const}$. В этом случае законы сохранения массы и импульса имеют вид

$$\begin{cases} \nabla \cdot \mathbf{v} = 0, \\ \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + (\mathbf{v} \cdot \nabla) \mathbf{v} = \frac{1}{\rho} \nabla \cdot \hat{\mathbf{p}} + \mathbf{g} + \mathbf{f}_c. \end{cases} \quad (1.1.1)$$

Здесь оператор $\nabla = \partial/\partial x_1, \partial/\partial x_2, \partial/\partial x_3)^T$, $\mathbf{g} = g(0, 0, -1)^T$ и $\mathbf{f}_c = (fv_2, -fv_1, 0)^T$ – векторы ускорения свободного падения и силы Кориолиса (f – коэффициент Кориолиса), $\hat{\mathbf{p}}(x_1, x_2, x_3, t)$ – тензор напряжений, компоненты которого для вязкой несжимаемой жидкости имеют вид:

$$\hat{p}_{ij} = -p\delta_{ij} + \hat{\tau}_{ij}, \quad \hat{\tau}_{ij} = \mu(v_{i,j} + v_{j,i}), \quad (1.1.2)$$

где v_i – компоненты вектора скорости; $\hat{\tau}_{ij}$ – компоненты тензора вязких напряжений $\hat{\tau}(x_1, x_2, x_3, t)$; μ – коэффициент динамической вязкости; δ_{ij} – символ Кронекера, $i, j = 1, 2, 3$. После подстановки выражения для тензора напряжений в (1.1.1) получим уравнения Навье-Стокса:

$$\begin{cases} v_{j,j} = 0, \\ v_{i,t} + (v_i v_j)_{,j} = -\frac{1}{\rho} p_{,i} + [v(v_{i,j} + v_{j,i})]_{,j} + g_i + (f_c)_i, \end{cases} \quad (1.1.3)$$

Здесь введены коэффициент кинематической вязкости $\nu = \mu/\rho$ и сокращенные обозначения для производных $(\cdot)_{,t} = \partial/\partial t$, $(\cdot)_{,i} = \partial/\partial x_i$; по повторяющимся индексам ведется суммирование.

Замечание 1.1. Вывод уравнений вязкой мелкой воды, который обсуждается в главе, обобщается на случай, когда в качестве основы берутся нестационарные осредненные по Рейнольдсу уравнения Навье-Стокса. В этом случае коэффициент вязкости представляется в виде суммы $\nu = \nu_M + \nu_T$, где $\nu_M + \nu_T$ – кинематические коэффициенты молекулярной и турбулентной (вихревой) вязкости.

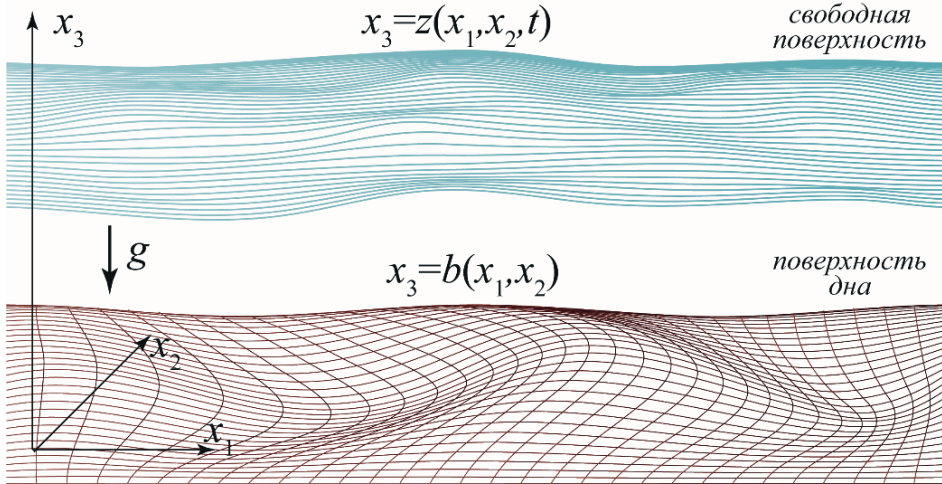


Рис. 1.1.1. Схема течения жидкости со свободной поверхностью

Введем обозначения для поверхности дна и свободной поверхности: $x_3 = b(x_1, x_2)$ и $x_3 = z(x_1, x_2, t)$, см. рис. 1.1.1, а также для внешних нормалей:

$$\mathbf{n}|_{x_3=z} = \frac{(-z_{,1}, -z_{,2}, 1)}{\sqrt{1 + |\nabla z|^2}}, \quad \mathbf{n}|_{x_3=b} = \frac{(b_{,1}, b_{,2}, -1)}{\sqrt{1 + |\nabla b|^2}}. \quad (1.1.4)$$

Далее обсуждаются граничные условия на этих поверхностях.

Граничные условия на свободной поверхности. На свободной поверхности $x_3 = z(x_1, x_2, t)$ ставятся кинематическое и динамическое условия

$$v_3 = z_t + \mathbf{v} \cdot \nabla z, \quad (1.1.5)$$

$$\mathbf{p}_n = -p_0(x_1, x_2, t)\mathbf{n} + \rho f_i^z \mathbf{s}_i \quad (i = 1, 2). \quad (1.1.6)$$

Здесь $p_0(x_1, x_2, t)$ и $\mathbf{f}^z = (f_1^z, f_2^z)$ – заданные нормальные напряжения и эмпирическое выражение для трения (см. раздел 1.2.5); \mathbf{s}_i – базис в касательной плоскости: $\mathbf{s}_1 = (1 + z_{,1}^2)^{-1/2} (1, 0, z_{,1})$, $\mathbf{s}_2 = (1 + z_{,2}^2)^{-1/2} (0, 1, z_{,2})$. Трение f_i^z на свободной поверхности может возникать, например, при моделировании сгонно-нагонных явлений или при моделировании ледовых заторов. Капиллярные силы в задачах речной гидродинамики обычно не учитываются из-за относительно больших характерных горизонтальных масштабов.

Граничные условия на поверхности дна. На дне возможны два варианта постановки граничных условий. Первый – стандартное условие прилипания на неподвижных твердых границах в вязкой жидкости; во втором варианте задается условие непротекания и трение. Отметим, что в литературе существуют выводы уравнений вязкой мелкой воды, опирающиеся как на условия первого типа на дне, так и на условия второго типа, соответственно, приводящие к различным итоговым уравнениям. При решении практических задач речной гидродинамики в рамках модели мелкой воды второй вариант оказывается более физичным, поскольку позволяет контролировать трение, возникающее на подстилающей поверхности.

Будем считать, что на поверхности дна $x_3 = b(x_1, x_2)$ задаются условия непротекания и вектор касательных напряжений

$$v_3 = \mathbf{v} \cdot \nabla b, \quad (1.1.7)$$

$$\mathbf{p}_n \cdot \mathbf{s}_i = \rho f_i^b(x_1, x_2, t) \quad (i = 1, 2). \quad (1.1.8)$$

Здесь $\mathbf{f}^b = (f_1^b, f_2^b)$ – заданное эмпирическое выражение для трения (см. раздел 1.2.5); \mathbf{s}_i – базис в касательной плоскости: $\mathbf{s}_1 = (1 + b_{,1}^2)^{-1/2} (1, 0, b_{,1})$, $\mathbf{s}_2 = (1 + b_{,2}^2)^{-1/2} (0, 1, b_{,2})$.

1.2. Приближение мелкой воды

В монографии течения рассматриваются в приближении мелкой воды: *характерный вертикальный масштаб H много меньше горизонтального L* , т.е. параметр $\varepsilon = H/L \ll 1$. В речной гидродинамике дополнительно предполагается, что *велико число Рейнольдса: $Re = LU/v_0 \gg 1$* (U – характерная скорость, v_0 – коэффициент кинематической вязкости). Далее подробно [Gerbeau, Perthame, 2001; Marche, 2007] излагается вывод уравнений мелкой воды, а также вязкой мелкой воды с учетом сил трения на дне и свободной поверхности, переменной вязкости (для подключения моделей турбулентности) и силы Кориолиса (для описания крупномасштабных эффектов).

Безразмерная форма уравнений. Обезразмерим уравнения (1.1.3), используя следующие соотношения:

$$\begin{aligned} (x_1, x_2) &= L(X_1, X_2), & x_3 &= HX_3, & t &= \frac{LT}{U}, \\ (v_1, v_2) &= U(V_1, V_2), & v_3 &= \varepsilon UV_3, & p &= \rho U^2 P, \\ z &= HZ, & b &= HB, & v &= v_0 N. \end{aligned} \quad (1.2.1)$$

Дополнительно будем считать, что силы трения на дне и на свободной поверхности имеют порядок ε , т.е.

$$f_i^b = \varepsilon U^2 F_i^b, = \varepsilon U^2 F_i^z.$$

Тогда уравнения Навье-Стокса примут вид

$$\left\{ \begin{aligned} &\tilde{\nabla} \cdot \tilde{\mathbf{V}} + V_{3,3} = 0, \\ &\tilde{\mathbf{V}}_{,T} + \tilde{\nabla} \cdot (\tilde{\mathbf{V}}\tilde{\mathbf{V}}) + (\tilde{\mathbf{V}}V_3)_{,3} = \frac{1}{\text{Ro}} \tilde{\mathbf{V}}^{\perp} - \tilde{\nabla}P + \frac{1}{\text{Re}} \tilde{\nabla} \cdot [N(\tilde{\nabla}\tilde{\mathbf{V}} + \tilde{\nabla}\tilde{\mathbf{V}}^T)] + \frac{1}{\text{Re}} \left[\frac{1}{\varepsilon^2} (N\tilde{\mathbf{V}}_{,3})_{,3} + (N\tilde{\nabla}V_3)_{,3} \right], \\ &\varepsilon^2 [V_{3,T} + \nabla \cdot (V_3V)] = -P_{,3} + \frac{\varepsilon^2}{\text{Re}} \tilde{\nabla} \cdot (N\tilde{\nabla}V_3) + \frac{1}{\text{Re}} \tilde{\nabla} \cdot (N\tilde{\mathbf{V}}_{,3}) + \frac{2}{\text{Re}} (NV_{3,3})_{,3} - \frac{1}{\text{Fr}^2}. \end{aligned} \right. \quad (1.2.2)$$

Здесь введены число Фруда $\text{Fr} = U/\sqrt{gH}$, Россби $\text{Ro} = U/(Lf)$ и отдельно выделены слагаемые, связанные с вертикальным и горизонтальными направлениями, с помощью новых обозначений: $\tilde{\nabla} = (\partial/\partial X_1, \partial/\partial X_2, 0)$, $\tilde{\nabla}^2 = (\partial^2/\partial X_1^2, \partial^2/\partial X_2^2)$, $\tilde{\mathbf{V}} = (V_1, V_2, 0)$, $\tilde{\mathbf{V}}^{\perp} = (V_2, V_1, 0)$.

Условия на свободной поверхности. Кинематическое условие (1.1.5) остается без изменений:

$$V_3 = Z_{,T} + \tilde{\mathbf{V}} \cdot \tilde{\nabla}Z. \quad (1.2.3)$$

В проекции на горизонтальную плоскость и вертикальное направление динамическое условие (1.1.6) имеет вид ($i = 1, 2$).

$$\begin{aligned} \frac{1}{\varepsilon} \sqrt{1 + \varepsilon^2 |\tilde{\nabla}Z|^2} (\mathbf{P}_n)_i &= PZ_{,i} + \frac{N}{\varepsilon^2 \text{Re}} V_{i,3} + \frac{N}{\text{Re}} [V_{3,i} - (\tilde{\nabla}V_i + \tilde{\mathbf{V}}_{,i}) \cdot \tilde{\nabla}Z] \\ &= P_{0,Z,i} + F_i^z + O(\varepsilon^2), \end{aligned} \quad (1.2.4)$$

$$\begin{aligned} \sqrt{1 + \varepsilon^2 |\tilde{\nabla}Z|^2} (\mathbf{P}_n)_3 &= -P - \frac{N}{\text{Re}} [\tilde{\nabla}Z \cdot \tilde{\mathbf{V}}_{,3} - 2V_{3,3}] \\ &= -P_0 + \varepsilon^2 \mathbf{F}^z \cdot \tilde{\nabla}Z + O\left(\varepsilon^4, \frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}\right). \end{aligned} \quad (1.2.5)$$

Здесь малые более высокого порядка возникают в результате приближения нормирующих множителей у нормальных и касательных векторов при слагаемом с трением, а также от члена $\varepsilon^2 \text{Re}^{-1} \tilde{\nabla}Z \cdot \tilde{\nabla}V_3$. Из соотношения (1.2.4) следует, что $\text{Re}^{-1} \tilde{\mathbf{V}}_3$ имеет порядок ε^2 , тогда из (1.2.5) имеем

$$P - P_0 = \frac{2N}{\text{Re}} V_{3,3} + O\left(\varepsilon^2, \frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}\right), \quad \text{при } X_3 = Z(X_1, X_2, T). \quad (1.2.6)$$

Условия на поверхности дна. Как и на свободной поверхности, $\text{Re}^{-1}\tilde{\mathbf{V}}_3$ имеет порядок ε^2 . Тогда, аналогично ситуации на свободной поверхности, на дне имеем следующие соотношения

$$\frac{1}{\varepsilon} \sqrt{1 + \varepsilon^2 |\tilde{\nabla} B|^2} (\mathbf{P}_n)_i = F_i^b - \left(P - \frac{2N}{\text{Re}} V_{3,3} \right) B_{,i} + O\left(\varepsilon^2, \frac{\varepsilon^2}{\text{Re}} \right). \quad (1.2.7)$$

Гидростатическое распределение давления. Отбрасывая члены порядка $O(\varepsilon^2, \varepsilon^2/\text{Re})$ в проекции закона сохранения импульса (1.2.2) на вертикальное направление получим соотношение:

$$P_{,3} = \frac{2}{\text{Re}} (NV_{3,3})_{,3} - \frac{1}{\text{Fr}^2} + O\left(\frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}, \varepsilon^2 \right). \quad (1.2.8)$$

Здесь учтено, что $\text{Re}^{-1}\tilde{\mathbf{V}}_3$ имеет порядок ε^2 (см. п. 1.2.2). После интегрирования от X_3 до Z , учитывая динамическое условие (1.2.6) и уравнение неразрывности (1.2.2), имеем:

$$P(X_1, X_2, X_3, T) = P_0 + \frac{1}{\text{Fr}^2} [Z - X_3] - \frac{2N}{\text{Re}} \tilde{\nabla} \cdot \tilde{\mathbf{V}}(X_1, X_2, X_3, T) + O\left(\frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}, \varepsilon^2 \right). \quad (1.2.9)$$

Отсюда в первом приближении получим гидростатическое распределение давления

$$P(X_1, X_2, X_3, T) = P_0 + \frac{1}{\text{Fr}^2} [Z - X_3] + O\left(\frac{1}{\text{Re}}, \varepsilon^2 \right). \quad (1.2.10)$$

1.2.1. Осреднение уравнений Навье-Стокса по вертикальному направлению

Проинтегрируем уравнения Навье-Стокса по вертикальной координате X_3 от B до Z , используя формулу Лейбница, которая в частном случае имеет вид

$$\int_{B(X_1, X_2, T)}^{z(X_1, X_2, T)} \varphi_{,t}(X_1, X_2, \zeta, T) d\zeta = (H\langle\varphi\rangle)_{,T} - \varphi|_Z Z_{,T} + \varphi|_B B_{,T}. \quad (1.2.11)$$

Здесь $H(X_1, X_2, T) = Z - B$, и для средних по глубине значений вводится обозначение

$$\langle\varphi\rangle = \frac{1}{H} \int_B^Z \varphi(X_1, X_2, \zeta, T) d\zeta. \quad (1.2.12)$$

Тогда закон сохранения массы (1.2.2) с учетом кинематических условий (1.1.7), (1.1.8) примет вид

$$H_{,T} + \tilde{\nabla} \cdot (H\langle\tilde{\mathbf{V}}\rangle) = 0. \quad (1.2.13)$$

Аналогично закон сохранения импульса в проекции на оси X_1 и X_2 сводится к соотношениям ($i, j = 1, 2$)

$$\begin{aligned}
 (H\langle V_i \rangle)_{,T} + (H\langle V_i V_j \rangle)_{,j} \\
 = \frac{1}{\text{Ro}} H\langle V_i^\perp \rangle - (H\langle P \rangle)_{,i} + \frac{1}{\text{Re}} (H\langle N(V_{i,j} + V_{j,i}) \rangle)_{,j} \\
 + \left[\frac{1}{\varepsilon} \sqrt{1 + \varepsilon^2 |\nabla Z|^2} (P_n)_{,i} \right]_Z + \left[\frac{1}{\varepsilon} \sqrt{1 + \varepsilon^2 |\nabla B|^2} (P_n)_{,i} \right]_B
 \end{aligned} \quad (1.2.14)$$

(нормаль в этих соотношениях внешняя в соответствии с (1.1.4)). Выражения для последних двух слагаемых переписываются с помощью динамических условий (1.2.4) и (1.2.7):

$$\begin{aligned}
 (H\langle V_i \rangle)_{,T} + (H\langle V_i V_j \rangle)_{,j} + \frac{1}{\text{Fr}^2} \left(\frac{1}{2} H^2 \right)_{,i} = \frac{1}{\text{Ro}} H\langle V_i^\perp \rangle - \frac{1}{\text{Fr}^2} H B'_{,i} + F_i^Z + F_i^b \\
 + \frac{1}{\text{Re}} (H\langle N(V_{i,j} + V_{j,i}) \rangle)_{,j} + \frac{2}{\text{Re}} (NH\tilde{\mathbf{V}} \cdot \langle \tilde{\mathbf{V}} \rangle)_{,i} + O\left(\varepsilon^2, \frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}\right).
 \end{aligned} \quad (1.2.15)$$

Здесь дополнительно было введено обозначение $B' = B + \text{Fr}^2 P_0$, использовано выражение для давления (1.2.9) и оценка

$$\frac{\nu}{\text{Re}} B_{,i} \tilde{\mathbf{V}} \cdot (\tilde{\mathbf{V}}|_B - \tilde{\mathbf{V}}|_Z) = O(\varepsilon^2), \quad (1.2.16)$$

которая поясняется в следующем разделе.

1.2.2. Распределение скорости по вертикали

Как было показано ранее, на свободной границе и на поверхности дна выражение $\text{Re}^{-1} \tilde{\mathbf{V}}_3$ имеет порядок либо ε^2 . Кроме того, из закона сохранения импульса в проекции на горизонтальную плоскость имеем

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{\text{Re}} (NV_{i,3})_{,3} = \varepsilon^2 \left(V_{i,T} + V_j V_{i,j} + V_3 V_{i,3} + \varepsilon^2 P_{0,i} + \frac{\varepsilon^2}{\text{Fr}^2} Z_{,i} - \frac{1}{\text{Ro}} V_i^\perp \right) \\
 + O\left(\frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}, \varepsilon^4\right).
 \end{aligned} \quad (1.2.17)$$

Поэтому, интегрируя по третьей координате от B до X_3 , получим, что $\text{Re}^{-1} \tilde{\mathbf{V}}_3$ имеет порядок ε^2 . Это, в свою очередь, означает, что

$$\frac{1}{\text{Re}} V_i = \frac{1}{\text{Re}} \langle V_i \rangle + \varepsilon^2 V'_i, \quad V'_i = O(1), \quad (i = 1, 2). \quad (1.2.18)$$

Откуда, в частности, следуют оценки (1.2.16) и соотношение

$$\frac{1}{\text{Re}^2} \langle V_i V_j \rangle = \frac{1}{\text{Re}^2} \langle V_i \rangle \langle V_j \rangle + \frac{\varepsilon^2}{\text{Re}} (\langle V_i \rangle V'_j + \langle V_j \rangle V'_i) (i, j = 1, 2). \quad (1.2.19)$$

Преобразуем (1.2.17), воспользовавшись соотношением (1.2.18):

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{\text{Re}} (NV_{i,3})_{,3} = \varepsilon^2 \left(\langle V_i \rangle_{,T} + \langle V_j \rangle \langle V_i \rangle_{,j} + \frac{\varepsilon}{\text{Fr}^2} H_{,i} + \frac{\varepsilon}{\text{Fr}^2} B'_{,i} - \frac{1}{\text{Ro}} \langle V_i^\perp \rangle \right) \\
 + O\left(\frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}, \varepsilon^4 \text{Re}, \varepsilon^4\right).
 \end{aligned} \quad (1.2.20)$$

И заметим, что из (1.2.15) следует

$$\begin{aligned} \varepsilon^2 \left(\langle V_i \rangle_T + \langle V_j \rangle \langle V_i \rangle_j + \frac{1}{\text{Fr}^2} H_{,i} + \frac{1}{\text{Fr}^2} B'_{,i} - \frac{1}{\text{Ro}} \langle V_i^\perp \rangle - \frac{F_i^z + F_i^b}{H} \right) \\ = 0 + O\left(\frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}, \varepsilon^4 \text{Re}, \varepsilon^4\right). \end{aligned} \quad (1.2.21)$$

Поэтому

$$\frac{1}{\text{Re}} (NV_{i,3})_{,3} = \varepsilon^2 \frac{F_i^z + F_i^b}{H} + O\left(\frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}, \varepsilon^4 \text{Re}, \varepsilon^4\right). \quad (1.2.22)$$

Это позволяет уточнить соотношения (1.2.18) и (1.2.19) с помощью поправки, квадратично зависящей от X_3 :

$$\begin{aligned} \frac{1}{\text{Re}} V_i = \frac{1}{\text{Re}} \langle V_i \rangle + \varepsilon^2 a_i \left(X_3 - \frac{Z+B}{2} \right) + \frac{\varepsilon^2 b_i}{H} \left[\left(X_3 - \frac{Z+B}{2} \right)^2 - \frac{H^2}{12} \right] \\ + O\left(\frac{\varepsilon^2}{\text{Re}}, \varepsilon^4 \text{Re}, \varepsilon^4\right), \\ \frac{1}{\text{Re}^2} \langle V_i V_j \rangle = \frac{1}{\text{Re}^2} \langle V_i \rangle \langle V_j \rangle + \frac{\varepsilon^4 H^2}{12} a_i a_j + \frac{\varepsilon^4 H^2}{32} [a_i b_j + a_j b_i] + \frac{\varepsilon^4 H^2}{180} b_i b_j \\ + O\left(\frac{\varepsilon^6}{\text{Re}}, \varepsilon^8 \text{Re}, \varepsilon^8\right), \end{aligned} \quad (1.2.23)$$

где

$$a_i = \frac{1}{\varepsilon^2 \text{Re}} \left(\frac{V_{i,3}|_B + V_{i,3}|_Z}{2} \right), \quad b_i = \frac{F_i^z + F_i^b}{2N}. \quad (1.2.24)$$

Поэтому в случае, когда $\varepsilon^2 \text{Re} \ll 1$, из полученных выше оценок следует $\langle V_i V_j \rangle \approx \langle V_i \rangle \langle V_j \rangle$. Иначе оценки не обосновывают переход от среднего произведения к произведению среднего. В таких случаях будем предполагать, что реализующееся в реальном потоке вертикальное распределение скорости обладает следующим свойством

$$\langle V_i V_j \rangle = \beta \langle V_i \rangle \langle V_j \rangle + O(\delta), \quad (1.2.25)$$

вводя дополнительную малую величину δ , характеризующую точность этого допущения, и коэффициент β , который вводится традиционно и близок к единице (в настоящей работе полагаем $\beta = 1$).

1.2.3. Классические уравнения мелкой воды

Классические уравнения мелкой воды являются первым приближением осредненных по глубине уравнений Навье-Стокса (1.2.13), (1.2.15). С точностью до членов порядка $O(\varepsilon^2, \text{Re}^{-1}, \delta)$ они имеют следующий вид в размерных переменных:

$$\begin{cases} h_{,t} + \nabla \cdot (hu) = 0, \\ (hu)_{,t} + \nabla \cdot (\beta hu u) + \nabla \cdot \left(\frac{gh^2}{2} \right) = -gh \nabla b' + \mathbf{f}^b + \mathbf{f}^z + fhu^\perp. \end{cases} \quad (1.2.26)$$

Здесь $b' = b + p_0/\rho g$ – эффективное дно, учитывающее непостоянство давления во внешней среде; введено обозначение для осредненной по вертикали скорости: $\mathbf{u} = U(\langle V_1 \rangle, \langle V_2 \rangle)^T$, $\mathbf{u}^\perp = (\langle V_1 \rangle, -\langle V_2 \rangle)^T$; ∇ – двумерный оператор, т.е. $\nabla = (\partial/\partial x_1, \partial/\partial x_2)$. Кроме того, далее в монографии для координат (x_1, x_2) вводятся дублирующие обозначения: (x, y) .

Газодинамическая аналогия. При движении по горизонтальному дну без трения и силы Кориолиса ($b', \mathbf{f}^b, \mathbf{f}^z, f \equiv 0$) существует аналогия уравнений (1.2.26) с уравнениями, описывающими адиабатическое движение совершенного газа с показателем адиабаты $\gamma = 2$:

$$\begin{cases} \rho_{,t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = 0, \\ \mathbf{u}_{,t} + (\mathbf{u} \cdot \nabla) \mathbf{u} = -\frac{1}{\rho} \nabla p, \\ \frac{p}{\rho^\gamma} = \text{const.} \end{cases} \quad (1.2.27)$$

Имеется следующее соответствие параметров движения мелкой воды и газа: $h, \mathbf{u}, gh^2/2 \leftrightarrow \rho, \mathbf{u}, p$. Поэтому некоторые точные решения, известные в газовой динамике, могут быть, в частности, использованы для тестирования численных алгоритмов (см., например, задачу о косом гидравлическом прыжке в разделе 3.1.6).

1.2.4. Уравнения вязкой мелкой воды

Чтобы учесть действие плановой вязкости, необходимо рассмотреть следующее приближение по малому параметру Re^{-1} . В этом случае уравнения вязкой мелкой воды соответствуют осредненным уравнениям Навье-Стокса (1.2.13), (1.2.15) с точностью до членов порядка $O(\varepsilon^2, \varepsilon^2 \text{Re}^{-1}, \delta)$ и в размерном виде записываются следующим образом:

$$\begin{cases} h_{,t} + \nabla \cdot (h \mathbf{u}) = 0, \\ (h \mathbf{u})_{,t} + \nabla \cdot (\beta h \mathbf{u} \mathbf{u}) + \nabla \cdot \left(\frac{gh^2}{2} \right) = -gh \nabla b' + \mathbf{f}^b + \mathbf{f}^z + f h \mathbf{u}^\perp + \\ + \nabla \cdot [v h (\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T)] + 2 \nabla (v h \nabla \cdot \mathbf{u}). \end{cases} \quad (1.2.28)$$

Газодинамическая аналогия. Для течений сжимаемого совершенного газа уравнения Навье-Стокса при равном нулю коэффициенте объемной вязкости и отсутствии массовых сил имеют вид

$$\begin{cases} \rho_{,t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u}) = 0, \\ \mathbf{u}_{,t} + (\mathbf{u} \cdot \nabla) \mathbf{u} = -\frac{1}{\rho} \nabla p + \frac{1}{\rho} \nabla \cdot [\mu (\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T)] - \frac{2}{3} \nabla (\mu \nabla \cdot \mathbf{u}). \end{cases} \quad (1.2.29)$$

В данном случае нет прямой аналогии. Однако когда эффекты сжимаемости несущественны (при малых числах Маха), можно говорить о соответствии решений этих двух моделей (при $b', \mathbf{f}^b, \mathbf{f}^z, f \equiv 0$). Следует заметить, что, несмотря на малые изменения плотности, давление может меняться существенно, поэтому следует выбирать большие значения ускорения свободного падения, чтобы обеспечить аналогию. Описанный прием удобен при

тестировании алгоритмов, поскольку существует множество высокоточных экспериментальных и расчетных данных (а также теоретических решений) по течениям несжимаемой вязкой жидкости (см., например, задачу об обтекании тела в разделе 3.2.5).

Другие формы уравнений вязкой мелкой воды. В литературе встречаются эвристические модели вязкой мелкой воды, отличающиеся видом последних двух слагаемых в правой части (1.2.28). Часто по аналогии с уравнением Навье–Стокса в правую часть закона сохранения импульса классических уравнений мелкой воды (1.2.26) добавляют член $\nabla \cdot (vh\nabla\mathbf{u})$, см., например, [Cea, Puertas, Vázquez-Cendón, 2007; Fujihara, Borthwick, 2000; Gustafsson, Sundström, 1978]. Модели, которые выводятся из осредненных по глубине уравнений Навье–Стокса с учетом условия прилипания на дне, в основном используются для описания пленочных течений [Kalliadasis et al., 2012]. Впервые подобная модель для течения тонкой пленки была построена в [Шкадов, 1967]. Существуют также многослойные модели, в которых отдельно выделяется слой вблизи твердой поверхности для более точной постановки граничных условий, см., например, [James et al., 2019]. Дополнительную информацию о моделях вязкой мелкой воды можно найти в работах [Bresch, 2009; Gerbeau, Perthame, 2001; Kalliadasis et al., 2012; Marche, 2007].

1.2.5. Модели описания трения и турбулентной вязкости

Для замыкания уравнений мелкой воды необходимо задать соотношения для определения касательных напряжений, а также модель турбулентности.

Трение о дно в монографии моделируется полуэмпирической формулой Маннинга:

$$\mathbf{f}^b = -\frac{1}{2}\lambda|\mathbf{u}|\mathbf{u} \quad (1.2.30)$$

с коэффициентом гидравлического трения $\lambda = 2gn^2h^{-\frac{1}{3}}$, где коэффициент шероховатости n принимает следующие типичные значения для различных материалов дна [Карасев, 1980; Срибный, 1932; Чоу, 1969]: 0,01 с/м^{1/3} (стекло); 0,012 с/м^{1/3} (дерево, сталь); 0,013 с/м^{1/3} (бетон, глина); 0,035 с/м^{1/3} (каменистый земляной канал). Также в литературе встречаются соотношения с явно независимым от глубины коэффициентом λ (например, формулы Дарси-Вейсбаха или Шези). В [Marche, 2007] выводятся альтернативные формулы для сопротивления на дне:

$$\mathbf{f}^b = -k_t\mathbf{u} \quad (1.2.31)$$

– для классических уравнений мелкой воды (1.2.26) и

$$\mathbf{f}^b = -\frac{k_t\mathbf{u}}{1 + \frac{k_l h}{3\mu}} - \frac{k_t h |\mathbf{u}|\mathbf{u}}{\left(1 + \frac{k_l h}{3\mu}\right)^2} \quad (1.2.32)$$

– для уравнений вязкой мелкой воды (1.2.28), где k_l , k_t – коэффициенты ламинарного и турбулентного трения.

Влияние ветра учитывается с помощью полуэмпирической квадратичной зависимости от скорости:

$$f^z = \frac{1}{2} \lambda_w |\mathbf{W} - \mathbf{u}| (\mathbf{W} - \mathbf{u}). \quad (1.2.33)$$

Обычно полагается, что скорость ветра \mathbf{W} известна, а коэффициент сопротивления λ_w принимает значения порядка 10^{-6} .

Турбулентная вязкость. Предполагается, что коэффициент кинематической вязкости представляется в виде суммы молекулярной ν_M и турбулентной вязкости ν_T . Для последнего вводятся дополнительные соотношения на основе известных моделей (осредненных по глубине), таких как k - ε модель, алгебраические модели или модели на основе длины пути смешения (см., например, [Sea, Puertas, Vázquez-Cendón, 2007]). Модели не являются универсальными и обычно применимы для ограниченного класса задач. Тем не менее новые коэффициенты, возникающие в задаче, привносят еще одну возможность для калибровки.

Приведем здесь соотношения осредненной по глубине k - ε модели [Rastogi, Rodi, 1978]:

$$\begin{aligned} (hk)_{,t} + \nabla \cdot (h\mathbf{k}\mathbf{u}) &= \nabla \cdot \left(\left[\nu_M + \frac{\nu_T}{\sigma_k} \right] h \nabla k \right) + hP_k + hP_{kv} - h\varepsilon, \\ (h\varepsilon)_{,t} + \nabla \cdot (h\varepsilon\mathbf{u}) &= \nabla \cdot \left(\left[\nu_M + \frac{\nu_T}{\sigma_\varepsilon} \right] h \nabla \varepsilon \right) + c_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} hP_k + hP_{\varepsilon v} - c_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon^2}{k} h, \\ P_k &= 2\nu_T \left[u_{,x}^2 + \frac{1}{4} (u_{,y} + v_{,x})^2 + v_{,y}^2 \right], \quad P_{kv} = c_f \frac{|\mathbf{u}|^3}{h}, \quad P_{\varepsilon v} = c_\varepsilon \frac{|\mathbf{u}|^4}{h^2}, \\ \nu_T &= c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}. \end{aligned} \quad (1.2.34)$$

Здесь $c_\mu, c_{\varepsilon 1}, c_{\varepsilon 2}, c_f, c_\varepsilon, \sigma_k, \sigma_\varepsilon$ – заданные константы модели.

1.2.6. Учет ледяного покрова

Рассматривается простейшая модель, не учитывающая упругие свойства льда. Пусть лед имеет постоянную толщину H , плотность ρ_i , погружен в жидкость на глубину $\delta' < H$ и находится в плавающем состоянии. Из последнего следует, что $\rho\delta' = \rho_i H$. Если на внешней поверхности льда давление равно $p_a = \text{const}$, то давление на поверхности жидкости, контактирующей с внутренней поверхностью льда, $p_0 = p_a + \rho g \delta'$. Поэтому эффективное дно может быть записано в виде (константа p_a опускается)

$$b' = b + \frac{\rho_i}{\rho} H. \quad (1.2.35)$$

Таким образом, гидродинамика рассматриваемых течений может быть рассчитана путем решения обычных уравнений мелкой воды, но с повышенными на δ значениями отметок дна и с учетом дополнительного трения, описывающего трение о внутреннюю поверхность ледяного покрова. Для касательных напряжений на свободной поверхности принимается квадра-

тичная зависимость от средней по глубине скорости течения с коэффициентами шероховатости n_i :

$$f^z = -gn_i^2 h^{-\frac{1}{3}} |\mathbf{u}| \mathbf{u}. \quad (1.2.36)$$

При этом влияние ветра по формуле (1.2.33) уже не учитывается, поскольку свободная поверхность воды экранируется льдом. Натурные измерения реальных течений показали, что дополнительные коэффициенты шероховатости от воздействия льда могут иметь значения от 0,02–0,03 с/м^{1/3} для обычного зимнего периода, до 0,03–0,06 с/м^{1/3} и даже более в заторах в период половодья [Беликов и др., 2004б; Фролова и др., 2013; Krylenko et al., 2020]. Вопрос о профиле скорости по вертикали в подледном течении здесь не рассматривается, поскольку для определения уровней воды при заторных наводнениях он не существен.

1.2.7. Постановка граничных условий для уравнений мелкой воды

Ниже приводятся типичные граничные условия, которые ставятся для уравнений мелкой воды (1.2.26).

Входная граница. При докритическом течении на входных границах задается расход $hu = q(t)$, при сверхкритическом течении дополнительно необходимо задать глубину h (или скорость). Обычно входные границы выбираются так, что скорость направлена по нормали к ним, поэтому касательная компонента скорости задается равной нулю.

Выходная граница. На границе, через которую жидкость вытекает, задается ход уровня от времени $z(t)$ или зависимость $z(Q)$, где Q – суммарный расход через выходную границу (касательная компонента скорости не задается). Если течение сверхкритическое, то граничные условия не ставятся.

Неподвижные твердые стенки. Ставится условие непротекания, т.е. равенство нулю нормальной компоненты скорости.

Следует отметить, что при учете плановой вязкости порядок уравнений повышается и появляется необходимость в дополнительных граничных условиях. Так, на твердых границах необходимо дополнительно задать касательную компоненту скорости или ее производную.

2. Задача Римана для уравнений мелкой воды

Задача Римана (задача о распаде произвольного разрыва) – это одномерная задача Коши для описывающих законы сохранения уравнений с начальными условиями, заданными кусочно-постоянными функциями с разрывом в единственной точке. Помимо фундаментального значения, задача представляет особый интерес в связи с использованием ее решателя при численном моделировании течений на основе метода Годунова (см. раздел 2.3.), который в различных модификациях широко и успешно применяется для решения гиперболических систем уравнений, описывающих течения в приближении мелкой воды, в газовой динамике и магнитной гидродинамике [Куликовский, Погорелов, Семенов, 2001; LeVeque, 2002].

Для уравнений мелкой воды классическая постановка (над горизонтальным дном) обсуждается, например, в [Куликовский, Погорелов, Семенов,

2001; LeVeque, 2002; Toro, 2001], поэтому в настоящей монографии мы лишь кратко напомним ключевые теоретические элементы и приведем итоговый алгоритм решения (раздел 2.1). Основное внимание в главе уделено вопросу решения задачи Римана в случае, когда дно является кусочно-постоянной функцией (раздел 2.2), а в разделе 2.3 приводится описание метода Годунова для решения уравнений мелкой воды с использованием решателем задачи Римана над разрывным дном. Преимущество численного метода на основе этого решателя будет продемонстрировано на аналитических тестах в главе 3. Оно отчетливо проявляется при моделировании течений со сложным рельефом дна: любая стационарная часть потока над резко меняющимся дном, разрешаемая на грубой сетке (две ячейки для одномерных задач), соответствует точному решению, а при использовании традиционных численных алгоритмов может быть воспроизведена только на подробных сетках. Как показано в разделе 3.1.4, аналогичное преимущество наблюдается и для медленно изменяющихся нестационарных течений. Для практических задач со сложной и недетализированной топографией это может иметь существенное значение.

2.1. Задача Римана над горизонтальным дном

Будем решать задачу

$$\begin{cases} h_{,t} + (hu)_{,x} = 0, \\ (hu)_{,t} + \left(hu^2 + \frac{1}{2}gh^2\right)_{,x} = 0 \end{cases} \quad (2.1.1)$$

с начальными условиями при $t = 0$

$$(h, u) = \begin{cases} (h_L, u_L), & x < 0, \\ (h_R, u_R), & x > 0 \end{cases} \quad (2.1.2)$$

в переменных $\mathbf{w} = (c, u)$, где $c = \sqrt{gh}$ – критическая скорость (или скорость распространения малых возмущений). Здесь $h_L \geq 0$, u_L , $h_R \geq 0$, u_R – произвольные заданные константы. Решение этой задачи существует и единственно (для участков сухого дна значения скорости u могут быть произвольными, такие решения не различаются с физической точки зрения) и может быть построено в виде комбинации частных решений (раздел 2.1.1), которые записываются на интервалах вида $a \leq x/t \leq b$.

2.1.1. Частные решения

Заметим, что уравнениям (2.1.1) удовлетворяют следующие решения.

- *Течение с постоянными параметрами.* Очевидно,

$$\mathbf{w} = \text{const} \quad (2.1.3)$$

является решением.

- *Волна Римана* – решение вида

$$\begin{aligned} u \pm c &= \frac{x}{t}, \\ J_{\pm} &= u \mp 2c = \text{const}. \end{aligned} \quad (2.1.4)$$

Выбор верхнего знака соответствует правой волне Римана (ПВР), нижнего – левой (ЛВР). Параметры течения в волне Римана определяются из соотношений

$$w = \frac{1}{3} \left(\pm \left[\frac{x}{t} - J_{\pm} \right], \frac{x}{t} + J_{\pm} \right). \quad (2.1.5)$$

• *Гидравлический прыжок (ударная волна)* соответствует кусочно-постоянному решению с единственным разрывом, поток массы через который ненулевой (иначе в одномерном случае разрыв исчезает). Из соотношений на разрыве, распространяющемся со скоростью D ,

$$\begin{cases} (u_1 - D)h_1 = (u_2 - D)h_2, \\ (u_1 - D)^2 h_1 + \frac{1}{2} g h_1^2 = (u_2 - D)^2 h_2 + \frac{1}{2} g h_2^2 \end{cases} \quad (2.1.6)$$

следует, что параметры слева (индекс 1) и справа (индекс 2) от скачка связаны соотношениями:

$$u_2 - u_1 = - \frac{c_2 - c_1}{\binom{+}{-} c_1 c_2} \sqrt{\frac{1}{2} (c_1^2 + c_2^2)} \quad \text{при } c_2 \begin{matrix} \geq \\ \leq \end{matrix} c_1 \quad (2.1.7)$$

Выбор верхнего знака соответствует левому гидравлическому прыжку (ЛГП), нижнего – правому (ПГП). Здесь нефизичные решения отбрасываются с помощью условия об увеличении глубины за гидравлическим прыжком, что соответствует потере механической энергии при прохождении скачка [Стокер, 1959; Rayleigh, 1914]. Это условие подобно условию возрастания энтропии при прохождении через ударную волну в газовой динамике.

В двумерном случае в волне Римана поперечная компонента скорости остается постоянной и не меняется при переходе через гидравлический прыжок. Кроме того, возникает дополнительное разрывное решение – тангенциальный разрыв – с нулевым потоком массы через разрыв, при этом только поперечная компонента скорости может на нем меняться разрывным образом.

2.1.2. Общее решение

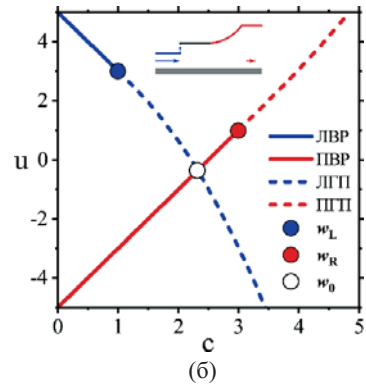
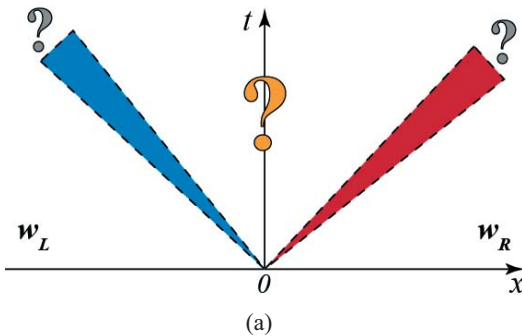


Рис. 2.1.1. Схема общего решения задачи о распаде разрыва над горизонтальным дном на плоскости (x, t) (а) и пример связи предраспадных состояний w_L, w_R на плоскости (c, u) с помощью левых и правых волн, см. соотношения (2.1.9) (б). На рисунке (а) отмечены левая (синий цвет) и правая (красный цвет) волны (т.е. волна Римана или гидравлический прыжок) и области с постоянными значениями

Общее решение задачи представляется в виде комбинации описанных выше частных решений: областей с постоянными параметрами, гидравлических прыжков и волн разрежения. На рис. 2.1.1а схематично представлена конфигурация решения на плоскости (x, t) , которая состоит из:

- 1) трех областей с постоянными параметрами, причем в двух из них значения известны и соответствуют предраспадным значениям $\mathbf{w}_L, \mathbf{w}_R$;
- 2) двух областей (или линий), соответствующих левой волне Римана или левому гидравлическому прыжку (на рисунке слева) и правой волне Римана или правому гидравлическому прыжку (на рисунке справа). Левые (правые) волны связывают состояние \mathbf{w}_L (\mathbf{w}_R) с состоянием в центральной части. Вводя функцию

$$f(c_1, c_2) = \begin{cases} 2(c_1 - c_2), c_1 \leq c_2, \\ \frac{c_1^2 - c_2^2}{c_1 c_2} \sqrt{\frac{1}{2}(c_1^2 + c_2^2)}, c_1 > c_2, \end{cases} \quad (2.1.8)$$

и учитывая соотношения (2.1.4), (2.1.7), можно кратко описать эти связи соотношениями

$$\begin{cases} u_L = u_0 + f(c_0, c_L), \\ u_0 = u_R + f(c_0, c_R). \end{cases} \quad (2.1.9)$$

Здесь $\mathbf{w}_0 = (c_0, u_0)$ – значения параметров потока в центральной области.

Наглядным является графическое представление решения на плоскости (c, u) , рис. 2.1.1б. Для любой пары значений $\mathbf{w}_L, \mathbf{w}_R$ ищется пересечение \mathbf{w}_0 кривых (2.1.9), которое соответствует решению в центральной области. При этом положение этого пересечения на кривых определяет структуру решения. Например, если точка \mathbf{w}_0 лежит левее/правее \mathbf{w}_L (\mathbf{w}_R), то реализуется ЛВР/ЛГП (ПВР/ПГП).

2.1.3. Алгоритм нахождения точного решения

Опишем алгоритм определения значений решения задачи о распаде разрыва при $x = 0$, которые используются для вычисления потоков массы и импульса через границы расчетных ячеек при численном решении уравнений мелкой воды методом Годунова.

Вычисление параметров в центральной области c_0 . Из (2.1.9) следует, что поиск \mathbf{w}_0 сводится к решению нелинейного уравнения относительно c_0 :

$$u_L - u_R = f(c_0, c_L) + f(c_0, c_R). \quad (2.1.10)$$

Нетрудно показать, что выражение в правой части соответствует строго возрастающей выпуклой функции, поэтому уравнение может быть решено методом Ньютона. В качестве начального приближения удобно выбирать линейное приближение

$$c_0 = \frac{1}{4}(u_L - u_R) + \frac{1}{2}(c_L + c_R), \quad (2.1.11)$$

поскольку c_0 является точным решением при $c \leq \min(c_L, c_R)$, а при $c > \min(c_L, c_R)$ лежит правее точного решения, обеспечивая тем самым монотонную сходи-

мость метода Ньютона. Зная c_0 , скорость в центральной области может быть найдена из соотношений (2.1.9):

$$u_0 = 0,5[u_L + u_R + f(c_0, c_R) - f(c_0, c_L)] \quad (2.1.12)$$

Можно показать [Беликов, Семёнов, 1997б], что относительная ошибка ε линейного приближения (2.1.11) ограничена сверху следующим выражением

$$\varepsilon \leq \max \left(2 + \alpha - 2\sqrt{1 + \alpha}, 1 + \alpha - \sqrt{(1 + \beta) \left[1 + 2 \frac{2\alpha - \beta}{2 + \beta} \right]} \right), \quad (2.1.13)$$

где $\alpha = c_0 / \min(c_L, c_R) - 1$, $\beta = \max(c_L, c_R) / \min(c_L, c_R) - 1$.

Ситуации с областями сухого дна следует рассмотреть отдельно. Они возможны из-за начальных условий с $c_L = 0$ или $c_R = 0$, а также при $c_0 \leq 0$. Поскольку области сухого дна могут быть связаны с другими состояниями только через волны Римана, в этих случаях реализуются конфигурации с одной правой или левой волной Римана, а также с двумя волнами Римана соответственно. Причем, согласно соотношениям (2.1.4), границы этих волн распространяются со скоростями: $u_L - c_L$ и $u_L + 2c_L$ для ЛВР; $u_R - 2c_R$ и $u_R + c_R$ и $u_R + c_R$ для ПВР. Анализ знаков этих выражений позволяет установить значение w при $x = 0$.

Определение значения w при $x = 0$ для случая затопленного дна проводится путем определения знаков скоростей границ волн Римана и гидравлических прыжков. Упрощают анализ следующие факты: если $u_0 < 0$, то ЛВР и ЛГП расположены при $x < 0$; если $u_0 > 0$, то ПВР и ПГП расположены при $x > 0$; волны Римана формируются при $c_{L(R)} > c_0$, а гидравлические прыжки – при $c_{L(R)} < c_0$ (см. соотношения (2.1.8), (2.1.9)).

Итоговый алгоритм решения задачи о распаде разрыва над горизонтальным дном описан ниже. В двумерном случае для определения поперечной компоненты скорости v необходимо учесть, что она может меняться только на тангенциальном разрыве, следовательно, $v = v_L$ при $u|_{x=0} < 0$ и $v = v_R$ иначе.

Алгоритм С1

А. Случаи движения с участками сухого дна

```

1: Вычислить инварианты Римана:  $J_- = u_L + 2c_L$ ,  $J_+ = u_R - 2c_R$ .
2: Вычислить линейное приближение:  $c_0 = 0.25(J_- - J_+)$ ;  $u_0 = 0.5(J_- + J_+)$ .
3:
4: if  $c_R = 0$  или  $(c_0 \leq 0$  и  $u_0 > 0)$  // ЛВР
5:   if  $J_- \leq 0$ 
6:     return  $(0, 0)$ . // - ЛВР расположена при  $x < 0$ 
7:   else if  $u_L - c_L \geq 0$ 
8:     return  $(c_L, u_L)$ . // - ЛВР расположена при  $x > 0$ 
9:   else
10:    return  $(J_-/3, J_-/3)$ . // - ЛВР содержит точку  $x = 0$ 
11: else if  $c_L = 0$  или  $(c_0 \leq 0$  и  $u_0 \leq 0)$  // ПВР
12:   if  $J_+ \geq 0$ 
13:     return  $(0, 0)$ . // - ПВР расположена при  $x > 0$ 
14:   else if  $u_R + c_R \leq 0$ 
15:     return  $(c_R, u_R)$ . // - ПВР расположена при  $x < 0$ 
16:   else
17:     return  $(-J_+/3, J_+/3)$ . // - ПВР содержит точку  $x = 0$ 

```

В. Определение параметров в центральной зоне

```

18: if  $c_0 > \min(c_L, c_R)$  // Иначе  $(c_0, u_0)$  - точное
    решение.
19:   Вычислить решение  $c_0$  уравнения (2.1.10) методом Ньютона.
20:   Вычислить  $u_0 = 0.5[u_L + u_R + f(c_0, c_R) - f(c_0, c_L)]$ .

```

С. Определение параметров при $x = 0$

```

21: if  $u_0 \geq 0$  и  $c_0 \leq c_L$  // ЛВР
22:   if  $u_0 \leq J_-/3$ 
23:     return  $(c_0, u_0)$ . // - ЛВР расположена при  $x < 0$ 
24:   else if  $u_L - c_L \geq 0$ 
25:     return  $(c_L, u_L)$ . // - ЛВР расположена при  $x > 0$ 
26:   else
27:     return  $(J_-/3, J_-/3)$ . // - ЛВР содержит точку  $x = 0$ 
28: else if  $u_0 \geq 0$  // ЛГП
29:   if  $u_L \leq 0$  или  $2(u_L/c_0)^2 \leq 1 + (c_0/c_L)^2$ 
30:     return  $(c_0, u_0)$ . // - ЛГП расположен при  $x \leq 0$ 
31:   else
32:     return  $(c_L, u_L)$ . // - ЛГП расположен при  $x > 0$ 
33: else if  $u_0 < 0$  и  $c_0 \leq c_R$  // ПВР
34:   if  $u_0 \geq J_+/3$ 
35:     return  $(c_0, u_0)$ . // - ПВР расположена при  $x > 0$ 
36:   else if  $u_R + c_R \leq 0$ 
37:     return  $(c_R, u_R)$ . // - ПВР расположена при  $x < 0$ 
38:   else
39:     return  $(-J_+/3, J_+/3)$ . // - ПВР содержит точку  $x = 0$ 
40: else if  $u_0 < 0$  // ПГП
41:   if  $u_R \geq 0$  или  $2(u_R/c_0)^2 \leq 1 + (c_0/c_R)^2$ 
42:     return  $(c_0, u_0)$ . // - ПГП расположен при  $x \geq 0$ 
43:   else
44:     return  $(c_R, u_R)$ . // - ПГП расположен при  $x < 0$ 

```

2.2. Задача Римана над разрывным дном

Разыскиваются решения уравнений

$$\begin{cases} h_{,t} + (hu)_{,x} = 0, \\ (hu)_{,t} + \left(hu^2 + \frac{1}{2}gh^2\right)_{,x} = -ghb_{,x} \end{cases} \quad (2.2.1)$$

с кусочно-постоянной поверхностью дна

$$b(x) = \begin{cases} 0, & x < 0, \\ \Delta b, & x > 0 \end{cases} \quad (2.2.2)$$

и начальными условиями

$$(h, u) = \begin{cases} (h_L, u_L), & x < 0, \\ (h_R, u_R), & x > 0. \end{cases} \quad (2.2.3)$$

Поскольку случай $\Delta b = 0$ рассмотрен в предыдущем разделе, без потери общности считаем, что $\Delta b = 0$ (рис. 2.2.1).

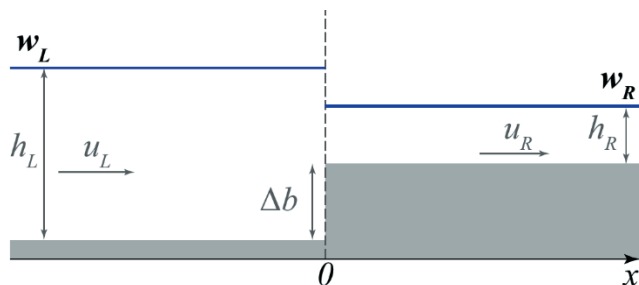


Рис. 2.2.1. Схема задачи о распаде разрыва над скачком дна

Обезразмеривание. Анализ задачи упрощается введением безразмерных параметров:

$$x' = \frac{x}{\Delta b}, t' = t \sqrt{\frac{g}{\Delta b}}, u' = \frac{u}{\sqrt{g\Delta b}}, h' = \frac{h}{\Delta b}, b' = \frac{b}{\Delta b}, c' = \sqrt{h'}, c'_b = \sqrt{b'}. \quad (2.2.4)$$

Это позволяет уменьшить количество параметров задачи на два. Таким образом, $b'(x') = 0$ при $x' < 0$ и $b'(x') = 1$ при $x' > 0$. Далее в рассуждениях используются пары $\mathbf{w}' = (c', u')$ вместо пар (h', u') , штрихи опускаются.

2.2.1. Условия на стационарном скачке над разрывом дна

Возможны различные физические интерпретации разрыва дна, которые приводят к различным условиям на разрыве. Одним из подходов является рассмотрение скачка дна как вертикального препятствия и учет реакции стенки и диссипативных процессов (см., например, [Булатов, 2014; Прокофьев, 2005; Cozzolino et al., 2011; Rosatti, Begnudelli, 2010]); обоснование такого подхода требует привлечения моделей более высокого порядка или экспериментов. В настоящем разделе описывается другой распространенный способ, рассматривающий стационарный разрыв в рамках модели мелкой

воды как предел монотонно меняющегося непрерывного дна при стремлении длины участка перехода к нулю. В этом случае возможны три ситуации с различными условиями на разрыве (рис. 2.2.2): бесконтактный случай, когда поток слева не взаимодействует с потоком справа; случай сохранения энергии, когда параметры связаны законами сохранения массы и энергии (здесь под энергией потока мелкой воды понимается сумма $u^2/2 + gz$ в размерных переменных); и случай резонансной волны, когда на переходном интервале появляется стационарный гидравлический скачок.

Введем обозначения для значений по обе стороны от разрыва: w_- и w_+ равны $w = (c, u)$ при $x = -0$ и $x = +0$ соответственно. Они должны быть связаны любым из следующих соотношений, которые являются следствиями интерпретации разрыва дна как предельного случая монотонно меняющегося непрерывного дна (рис. 2.2.2), см., например, [Aleksyuk, Belikov, 2019].

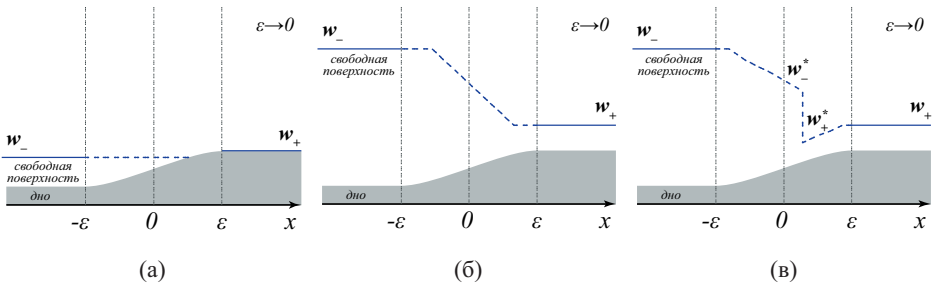


Рис. 2.2.2. Разрыв дна – предельный случай непрерывного изменяющегося дна: бесконтактный случай (а), случай сохранения энергии (б) и ситуация с резонансным скачком (в)

• *Бесконтактный случай* (рис. 2.2.2 а): w_- и w_+ связаны следующими соотношениями:

$$c_+ = 0, \quad c_- \leq 1, \quad u_- c_- = 0. \quad (2.2.5)$$

• *Случай сохранения энергии* (рис. 2.2.2 б): w_- и w_+ являются решением уравнений

$$\begin{cases} \frac{1}{2} u_-^2 + c_-^2 = \frac{1}{2} u_+^2 + c_+^2 + 1, \\ u_- c_-^2 = u_+ c_+^2. \end{cases} \quad (2.2.6)$$

Для заданных w_- и w_+ введем обозначения для отображений, определяемых этими уравнениями: $w_+ = \Phi_{RL}(w_-)$ и $w_- = \Phi_{RL}(w_+)$. Задача нахождения образа сводится к решению кубического уравнения. Используя предположение, что решение с $\Delta b \neq 0$ должно стремиться к решению с $\Delta b = 0$ при $\Delta b \rightarrow 0$ (в размерных переменных), можно однозначно выбрать корень кубического уравнения, за исключением случая, когда образ $\Phi_{RL}(w_+)$ действительно содержит два элемента при $Fr_+ = u_+/c_+ = \pm 1$.

• *Случай резонансной волны* (рис. 2.2.2 в): \mathbf{w}_- и \mathbf{w}_+ удовлетворяют уравнениям

$$\begin{cases} \frac{1}{2}u_-^2 + c_-^2 = \frac{1}{2}(u_-^*)^2 + (c_-^*)^2 + (c_b^*)^2, \\ (c_-^*)^2(u_-^*)^2 + \frac{1}{2}(c_-^*)^4 = (c_+^*)^2(u_+^*)^2 + \frac{1}{2}(c_+^*)^4, \\ \frac{1}{2}(u_+^*)^2 + (c_+^*)^2 = \frac{1}{2}u_+^2 + c_+^2 + 1 - (c_b^*)^2, \\ u_-c_-^2 = u_-^*(c_-^*)^2 = u_+^*(c_+^*)^2 = u_+c_+^2, \end{cases} \quad (2.2.7)$$

при некоторых $c_b^* \in (0,1)$, $\mathbf{w}_-^* = (c_-^*, u_-^*)$ и $\mathbf{w}_+^* = (c_+^*, u_+^*)$. Этот случай соответствует так называемой резонансной волне, когда внутри переходного интервала возникает стационарный гидравлический прыжок.

Если расход над скачком дна отрицательный $q < 0$, то при заданном \mathbf{w}_+ мы вводим соответствующее отображение $\mathbf{w}_- = \Psi_{RL}(\mathbf{w}_+)$, построение которого может быть сведено к последовательному решению трех кубических уравнений. Резонансное решение может существовать только в том случае, если $\text{Fr}_+ \leq -1$; в этом случае отображение однозначно для любого фиксированного $c_b^* \in (0,1)$.

Замечание 2.1. Согласно [Aleksyuk, Belikov, 2019], если $q > 0$, то нет решения резонансного типа, удовлетворяющего дополнительному предположению о непрерывности расхода (см. предположение 2.1), и, следовательно, нет необходимости вводить отображение $\mathbf{w}_+ = \Psi_{LR}(\mathbf{w}_-)$ при заданном \mathbf{w}_- .

2.2.2. Существование и единственность решения

Подводя итог, разыскивается решение $\mathbf{w}(x, t)$ задачи Римана

$$\begin{cases} (c^2)_{,t} + (uc^2)_{,x} = 0, \\ (c^2u)_{,t} + \left(c^2u^2 + \frac{1}{2}c^4\right)_{,x} = -c^2(c_b^2)_{,x}, \\ \mathbf{w}(x, 0)|_{x<0} = \mathbf{w}_L, \quad \mathbf{w}(x, 0)|_{x>0} = \mathbf{w}_R, \\ c_b(x)|_{x<0} = 0, \quad c_b(x)|_{x>0} = 1 \end{cases} \quad (2.2.8)$$

такое, где значения $\mathbf{w}(-0, t)$ и $\mathbf{w}(+0, t)$ должны быть связаны любым из уравнений (2.2.5)–(2.2.7).

Разрешимость этой задачи изучалась ранее для начальных условий частного и общего вида [Остапенко, 2003а, б; LeFloch, Thanh, 2007, 2011; Han, Warnecke, 2014; Алексюк, Беликов, 2017; Aleksyuk, Belikov, 2019]. Решение существует для любых начальных условий, однако в общем случае оказывается не единственным: может быть одно, два или три решения. Этот факт затрудняет применение точного решателя в численных методах, так как не ясно, какое решение следует выбрать. В [Aleksyuk, Belikov, 2019] было показано, что этот вопрос может быть решен в общем случае с помощью дополнительной физической гипотезы, которая впервые была предложена в [Алексюк, Беликов, 2017а] для подкласса начальных условий – задачи с сухим дном справа от скачка дна (при $x > 0$). Таким образом, существование и единственность решения для постановки задачи с этой дополнительной

гипотезой были доказаны для произвольных начальных условий. Дополнительная гипотеза формулируется следующим образом.

Предположение 2.1. Расход $q = c_-^2 u_- = c_+^2 u_+$ должен непрерывно зависеть от начальных условий.

Замечание 2.2. Строго говоря, это предположение не позволяет отбросить все «нефизичные» решения. Существует двумерное многообразие начальных условий (в четырехмерном пространстве $\{w_L\} \times \{w_R\}$), для которых уравнениям и всем условиям удовлетворяют два решения с $q > 0$. Оба решения идентичны при $x < 0$ и одно из них всегда соответствует резонансной волне со скачком при $x = -0$ ($c_b^* \rightarrow 0$). Последнее решение отбрасывается, поскольку является предельным для резонансных волн с $q > 0$, для которых не выполнено предположение 2.1. Более того, такие волны, по всей видимости, неустойчивы, так как малые возмущения в начальных условиях приводят к их исчезновению (поскольку при $q > 0$ и $c_b^* > 0$ резонансные волны отброшены).

2.2.3. Пример. Течение с сухим дном по одну сторону от разрыва

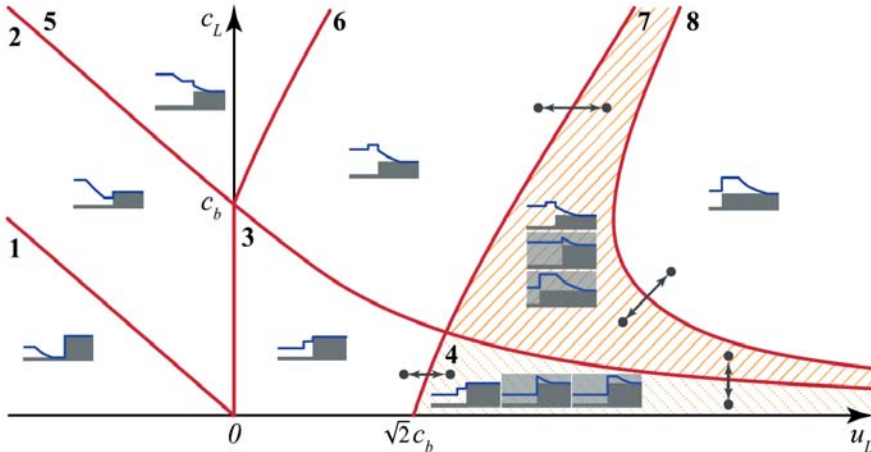


Рис. 2.2.3. Схематическое представление режимов течения для случая с изначально сухим дном справа от скачка дна. Для начальных условий из областей 4 и 7 существует три возможных решения (предположение 2.1 не выполняется для затененных решений)

Идея выделения единственного решения была предложена в [Алексюк, Беликов, 2017a] и применена в частном случае задачи Римана с изначально сухим дном справа ($c_R = 0$). Для большей ясности изложения кратко повторим этот результат.

Если при $x > 0$ дно вначале сухое, решение определяется только двумя параметрами, u_L и c_L . Схема возможных конфигураций решений на плоскости (u_L, c_L) показана на рис. 2.2.3. Для начальных условий из каждой области, кроме 4 и 7, существует только одно решение. Области 4 и 7 соответствуют ситуации с тремя возможными решениями (на границах областей 4 и 7 некоторые из этих решений могут стать идентичными, поэтому также возможно, что существует только два решения). Проверим, что решения в каждой области имеют непрерывно изменяющийся расход при $x = 0$, ког-

да начальные условия непрерывно изменяются между точками в соседних областях. Только одно решение (не затененное на рисунке) удовлетворяет условию непрерывного перехода между областями 6 и 7, так как два других решения в области 7 имеют расход ($h_L u_L$), отличный от расхода в области 6 (очевидно, неравный $h_L u_L$ за гидравлическим прыжком, движущимся влево). Это решение также удовлетворяет предположению на границе между областями 7 и 8, так как на этой границе гидравлический прыжок имеет нулевую скорость (на самой границе 7–8 должно быть выбрано решение типа 8, см. замечание 2.2). Аналогично можно показать, что в области 4 следует рассматривать только то решение, которое не затенено, так как оно удовлетворяет предположению 2.1 при переходах в области 3 и 7.

2.2.4. Решения задачи Римана в общем случае

В общем случае поиск решения основывается на двух шагах:

- определение множеств D_- и D_+ , возможных значений w_- и w_+ слева и справа от разрыва;
- определение значений $w_- \in D_-$ и $w_+ \in D_+$, для которых выполнено одно из соотношений на разрыве (2.2.5)–(2.2.7) и предположение 2.1.

Как будет видно далее, полная структура течения восстанавливается в процессе поиска w_- и w_+ .

Для простоты обсуждение приводится на основе графического рассмотрения, однако все это может быть проделано более строго путем анализа свойств множеств, см. [Aleksyuk, Belikov, 2019].

Множество допустимых значений w_- и w_+ . В каждой полуплоскости решение может быть представлено в виде комбинации частных решений: областей с постоянными параметрами, гидравлических прыжков и волн Римана (см. раздел 2.1.1). Таким образом, множества D_- и D_+ допустимых значений w_- и w_+ определяются состояниями, которые могут быть связаны с w_R и w_L с помощью соотношений (2.1.9) в полуплоскости, т.е. выполняются соотношения

$$\begin{cases} u_- = u_- + f(\hat{c}_-, c_L), \\ \hat{u} = u_- + f(\hat{c}_-, c) \end{cases} \text{ и } \begin{cases} u_+ = \hat{u}_+ + f(\hat{c}_+, c_+), \\ \hat{u}_+ = u_R + f(\hat{c}_+, c_R) \end{cases} \quad (2.2.9)$$

для некоторых $(c_-, u_-) \in D_-$, $(c_+, u_+) \in D_+$.

Поскольку w_- и w_+ являются параметрами потока при $x = -0$ и $x = +0$, они ограничены следующими условиями, выражающими принадлежность левых и правых волн соответствующей полуплоскости.

$$\begin{cases} u_- \leq -\max(c_-, \sigma(\hat{c}_-, c_-)), \text{ если } c_- \neq \hat{c}_-, \\ \hat{u}_- \leq \min(\hat{c}_-, \sigma(c_L, \hat{c}_-)), \text{ если } c_L \neq \hat{c}_-, \\ u_+ \geq \max(c_+, \sigma(\hat{c}_+, c_+)), \text{ если } c_+ \neq \hat{c}_+, \\ \hat{u}_+ \geq -\min(\hat{c}_+, \sigma(c_R, \hat{c}_+)), \text{ если } c_R \neq \hat{c}_+. \end{cases} \quad (2.2.10)$$

Здесь $\sigma(c_1, c_2) = (c_1/c_2)\sqrt{(c_1^2 + c_2^2)}/2$. Для дальнейшего удобства введем кривые

$$u_{\pm} = r_{\pm}(c_{\pm}, w_{R/L}) = \mp \min(c_{\pm}, \sigma(c_{R/L}, c_{\pm})), \quad (2.2.11)$$

которые выражают границу, определяемую вторыми уравнениями в (2.2.10) (штриховая линия на рис. 2.2.4).

Несколько типичных конфигураций множеств D_- и D_+ схематично показаны на рис. 2.2.4. Множества могут быть представлены в виде объединения четырех непересекающихся подмножеств, $D_+ = P_+ \cup L_+^n \cup L_+^p \cup S_+$, которые делят D_+ по интервалам изменения чисел Фруда:

$$\begin{aligned} 1 < Fr_-, \text{ если } \mathbf{w}_- \in \mathcal{P}_-; & \quad Fr_+ < -1, \text{ если } \mathbf{w}_+ \in \mathcal{P}_+; \\ 0 < Fr_- \leq 1, \text{ если } \mathbf{w}_- \in \mathcal{L}_-^p; & \quad -1 \leq Fr_+ < 0, \text{ если } \mathbf{w}_+ \in \mathcal{L}_+^n; \\ -1 < Fr_- \leq 0, \text{ если } \mathbf{w}_- \in \mathcal{L}_-^n; & \quad 0 \leq Fr_+ < 1, \text{ если } \mathbf{w}_+ \in \mathcal{L}_+^p; \\ Fr_- \leq -1, \text{ если } \mathbf{w}_- \in \mathcal{S}_-. & \quad 1 \leq Fr_+, \text{ если } \mathbf{w}_+ \in \mathcal{S}_+; \end{aligned} \quad (2.2.12)$$

Следует отметить, что P_\pm и $L_\pm = L_\pm^n \cup L_\pm^p$ могут быть пустыми.

Введем обозначения для следующих кривых, которые играют ключевую роль в поиске решений.

$$\begin{aligned} u_- &= \alpha_-(c_-, \mathbf{w}_L) = \max[-c_-, u_L - f(c_-, c_L)], \\ u_+ &= \alpha_+(c_+, \mathbf{w}_R) = \min[c_+, u_R + f(c_+, c_R)]. \end{aligned} \quad (2.2.13)$$

На рис. 2.2.4 видно, что они являются строго убывающими и возрастающими соответственно.

Мы обозначим пересечение этих линий с $u_+ = 0$ и $u_- = 0$ через $\mathbf{w}_+^0 = (c_+^0, 0)$ и $\mathbf{w}_-^0 = (c_-^0, 0)$. «Начало» кривых, показанных на рис. 2.2.4 а, б обозначается \mathbf{w}_+^A и \mathbf{w}_-^A , т. е. \mathbf{w}_+^A соответствует пересечению $u_+ = \alpha_+(c_+, \mathbf{w}_R)$ и $u_+ = r_+(c_+, \mathbf{w}_R)$; и \mathbf{w}_-^A соответствует пересечению $u_- = \alpha_-(c_-, \mathbf{w}_L)$ и $u_- = r_-(c_-, \mathbf{w}_L)$, если образ $\Phi_{LR}(\mathbf{w}_-)$ существует, в противном случае \mathbf{w}_-^A лежит на границе существования $\Phi_{LR}(\mathbf{w}_-)$ (см. серую область на рис. 2.2.4 а).

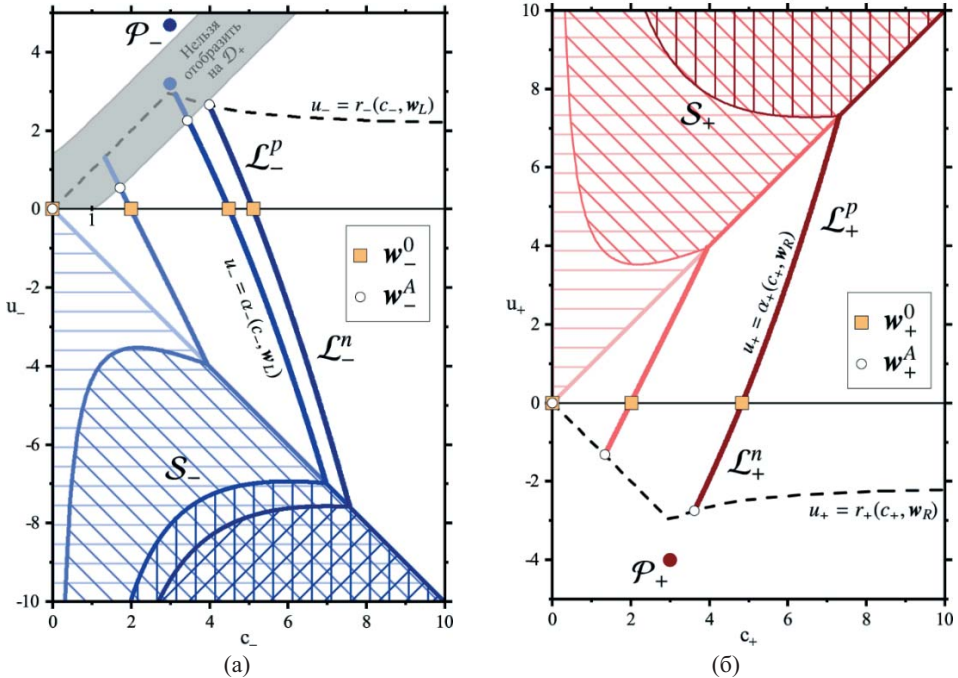


Рис. 2.2.4. Типичные примеры множеств D_- (а) и D_+ (б). Различные ситуации отмечены оттенками синего и красного

Удовлетворение условиям на разрыве. Теперь, чтобы получить решение, нужно найти $\mathbf{w}_- \in D_-$ и $\mathbf{w}_+ \in D_+$, для которых выполнено одно из соотношений (2.2.5)–(2.2.7) и предположение 2.1. Для этого сначала одно из множеств D_- или D_+ отображается на плоскость другого множества с помощью отображений (2.2.6), (2.2.7); затем разыскивается пересечение, для которого имеет место предположение 2.1. Будем придерживаться линии рассуждений, описанной в [Aleksyuk, Belikov, 2019] при доказательстве единственности решения, выбирая отображения (Φ_{LR} или $\Phi_{LR} \cup \Psi_{RL}$), в зависимости от направления потока при $x = 0$.

Можно заметить (см. рис. 2.2.4 а, б), что проще отобразить часть D_+ с $u_+ \leq 0$ на плоскость (c_-, u_-) и часть D_- с $u_- \geq 0$ на плоскость (c_+, u_+) , чем целые множества, включающие подмножества S_+ , S_- . Именно поэтому удобно выбирать направление отображений в зависимости от знака расхода q при $x = 0$. Его можно определить по следующим критериям: если $c_+^0 = 0$ и $c_-^0 \leq 1$ или если $(c_-^0)^2 - (c_+^0)^2 = 1$, тогда $q = 0$; иначе, если $(c_-^0)^2 - (c_+^0)^2 > 1$, тогда $q > 0$; иначе $q < 0$.

Таким образом, необходимо найти только следующие образы ($\Phi_{RL} \cup \Psi_{RL}$) ($L_+^n \cup P_+$) и $\Phi_{LR}(L_-^p \cup P_-)$, которые являются:

- строго возрастающей функцией $u_- = \beta_-(c_-, \mathbf{w}_R)$ и точкой $\Phi_{RL}(P_+^*)$ для $(\Phi_{RL} \cup \Psi_{RL})(L_+^n \cup P_+)$ (рис. 2.2.5 а). Здесь точка $P_+^* = P_+ \cup (L_+^n \cap \{(c, u): u = -c\})$, т.е. P_+^* совпадает с точкой P_+ , если она существует, в противном случае – с \mathbf{w}_+^A ;

- строго убывающей функцией $u_+ = \beta_+(c_+, \mathbf{w}_L)$ для $\Phi_{LR}(L_-^p)$ и точкой $\Phi_{LR}(P_-)$, Рис. 2.2.5 б).

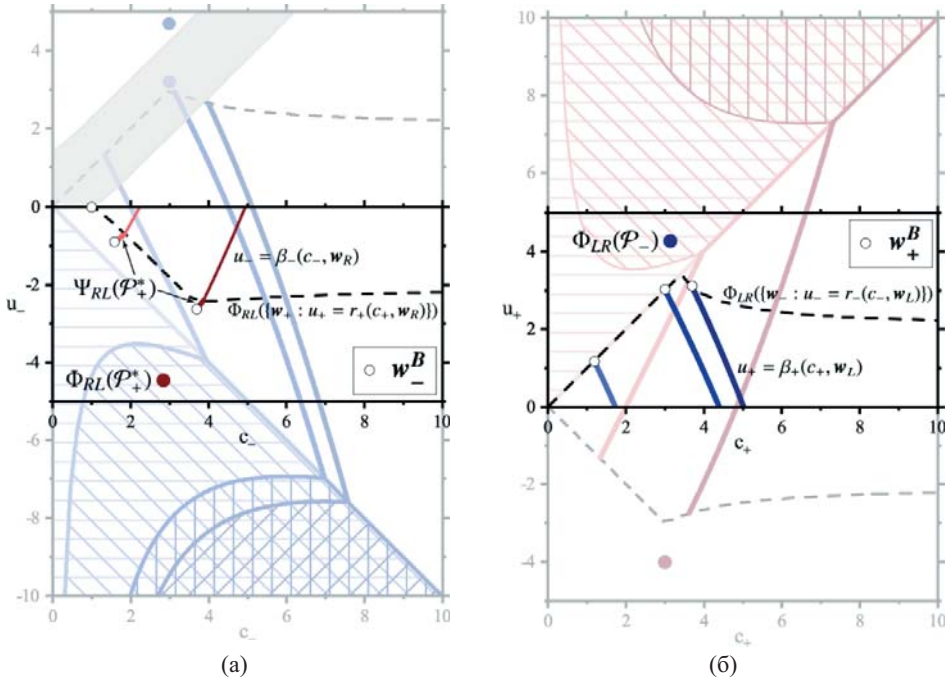


Рис. 2.2.5. Образы множеств D_+ (а) и D_- (б), изображенных на рис. 2.2.4 (а) – $(\Phi_{RL} \cup \Psi_{RL})(L_+^n \cup P_+)$ и (б) – $\Phi_{LR}(L_-^p \cup P_-)$

2.2.5. Алгоритм нахождения точного решения

Алгоритм решения задачи с входными данными $\mathbf{w}_L, \mathbf{w}_R$ в виде псевдокода приведен ниже [Aleksyuk, Malakhov, Belikov, 2020]. Задача решается в безразмерном виде, т.е. если $\Delta b \neq 0$, то до и после выполнения алгоритма необходимо осуществить преобразования с использованием уравнений (2.2.4). Если $\Delta b = 0$, то задача Римана решается стандартным подходом, описанным в разделе 2.1 (Алгоритм C1).

Алгоритм D1	
1:	Вычислить $\mathbf{w}_-^0 = (c_-^0, 0)$ и $\mathbf{w}_+^0 = (c_+^0, 0)$.
А. Нулевой расход ($q = 0$)	
2:	if ($c_+^0 = 0$ и $c_-^0 \leq 1$) или $(c_-^0)^2 - (c_+^0)^2 = 1$
3:	return $\mathbf{w}_- = \mathbf{w}_-^0, \mathbf{w}_+ = \mathbf{w}_+^0$.
В. Положительный расход ($q > 0$)	
4:	else if $(c_-^0)^2 - (c_+^0)^2 > 1$
5:	Вычислить $\mathbf{w}_+^A = \Phi_{LR}(\mathbf{w}_+^A)$.
6:	if $u_+^B < \alpha_+(c_+, \mathbf{w}_R)$ или $[u_+^B = \alpha_+(c_+, \mathbf{w}_R)$ и $u_-^A(c_-^A)^2 = u_L(c_L)^2]$
7:	return $\mathbf{w}_- = \mathcal{P}_-, \mathbf{w}_+ = \Phi_{LR}(\mathcal{P}_-)$.
8:	else
9:	return \mathbf{w}_+ - пересечение кривых $u_+ = \alpha_+(c_+, \mathbf{w}_R), u_+ = \beta_+(c_+, \mathbf{w}_L)$; \mathbf{w}_- - прообраз \mathbf{w}_+ .
С. Отрицательный расход ($q < 0$)	
10:	else if $(c_-^0)^2 - (c_+^0)^2 < 1$
11:	Вычислить \mathbf{w}_-^B такое, что $u_-^B = \beta_-(c_-^B, \mathbf{w}_R)$ и c_- минимально.
12:	if $u_-^B > \alpha_-(c_-, \mathbf{w}_L)$
13:	return $\mathbf{w}_+ = \mathcal{P}_+, \mathbf{w}_- = \Phi_{RL}(\mathcal{P}_+)$.
14:	else
15:	return \mathbf{w}_- - пересечение кривых $u_- = \alpha_-(c_-, \mathbf{w}_L), u_- = \beta_-(c_-, \mathbf{w}_R)$; \mathbf{w}_+ - прообраз \mathbf{w}_- .

Здесь мы выделяем случаи с различными направлениями потока:

- если $q = 0$, то решением будет $\mathbf{w}_- = \mathbf{w}_-^0, \mathbf{w}_+ = \mathbf{w}_+^0$;
- если $q > 0$, то решение либо $\Phi_{LR}(\mathcal{P}_-)$, либо пересечение линий $u_+ = \alpha_+(c_+, \mathbf{w}_R), u_+ = \beta_+(c_+, \mathbf{w}_L)$ (и их прообразы);
- если $q < 0$, то решением будет либо $\Phi_{RL}(\mathcal{P}_+)$, либо пересечение линий $u_- = \alpha_-(c_-, \mathbf{w}_L), u_- = \beta_-(c_-, \mathbf{w}_R)$ (и их прообразы).

Согласно [Aleksyuk, Belikov, 2019], решение существует всегда, однако в случае $q > 0$ может быть два пересечения множеств $\Phi_{LR}(L^P \cup P_-)$ и D_+ одновременно (следует отметить, что одно дополнительное возможное решение, соответствующее резонансной волне с $q > 0$, было отброшено ранее, см. замечание 2.1). В таких ситуациях точка $\Phi_{LR}(\mathcal{P}_-)$ должна быть отброшена за исключением случая, когда пересечение линий $u_+ = \alpha_+(c_+, \mathbf{w}_R)$ и $u_+ = \beta_+(c_+, \mathbf{w}_L)$ является предельным случаем решения с резонансной волной ($c_b^* \rightarrow 0$), то есть линии пересекаются в точке $\mathbf{w}_+ = \mathbf{w}_+^B$ при $u_-^A(c_-^A)^2 = u_L(c_L)^2$, поскольку гидравлический скачок находится при $x = -0$ и имеет нулевую скорость распространения. Это точка бифуркации, когда следует переключить решение между вышеупомянутым пересечением и $\Phi_{LR}(\mathcal{P}_-)$. В других случаях несколько пересечений не могут сосуществовать.

Алгоритм можно немного упростить, сократив число условных ветвей «if-else». Например, если исключить разбиение по направлению потока, выделяя бесконтактный, до- и сверхкритический случаи, то алгоритм принимает вид.

Алгоритм D2

А. Бесконтактный случай

1: Вычислить w^A

2: **if** $c_+^0 = 0$ и $u_-^A = 0$ и $c_-^A \leq 1$

3: **return** $w_- = w^A$, $w_+ = (0,0)$.

В. Сверхкритическое течение с положительным расходом ($q > 0$)

4: Вычислить $w_+^B = \Phi_{LR}(w_-^A)$.

5: **if** $u_+^B < \alpha_+(c_+^B, w_R)$ или $[u_+^B = \alpha_+(c_+^B, w_R)$ и $u_-^A (c_-^A)^2 = u_L (c_L)^2]$

6: **return** $w_- = \mathcal{P}_-$, $w_+ = \Phi_{LR}(\mathcal{P}_-)$.

7:

С. Сверхкритическое течение с отрицательным расходом ($q < 0$)

8: Вычислить w_-^B такое, что $u_-^B = \beta_-(c_-^B, w_R)$ и c_- минимально.

9: **if** $u_-^B > \alpha_-(c_-^B, w_L)$

10: **return** $w_+ = \mathcal{P}_+$, $w_- = \Phi_{RL}(\mathcal{P}_+)$.

Д. Докритическое или критическое течение

11: **return** w_- – пересечение кривых $u_- = \alpha_-(c_-, w_L)$, $u_- = \beta_-(c_-, w_R)$ и w_+ – прообраз w_- .

2.2.6. Все возможные конфигурации решения

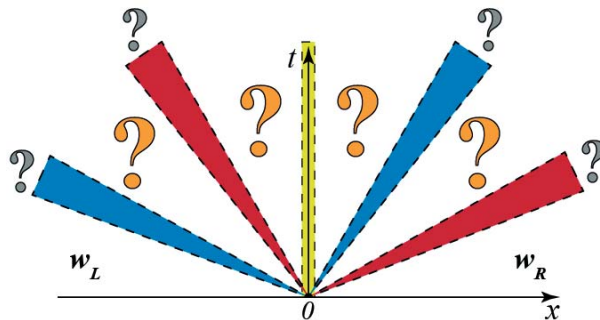


Рис. 2.2.6. Схема общего решения задачи Римана над разрывным дном на плоскости (x, t) . На рисунке отмечены стационарный скачок при $x = 0$, вызванный перепадом дна, левые (синий цвет) и правые (красный цвет) волны (волна Римана или гидравлический прыжок) и области с постоянными значениями между ними (не более четырех таких областей могут сосуществовать одновременно)

Резюмируя обсуждение предыдущих разделов, решение задачи о распаде разрыва над скачком дна представляется в виде комбинации частных решений: областей с постоянными параметрами, гидравлических прыжков, волн разрежения и стационарного разрыва при $x = 0$. На рис. 2.2.6 допустимые конфигурации решения схематично представлены на плоскости (x, t) . Одновременно может сосуществовать не более трех из указанных на рисунке левых и правых волн и не более двух «центральных» областей с заранее неизвестными в них постоянными значениями параметров потока.

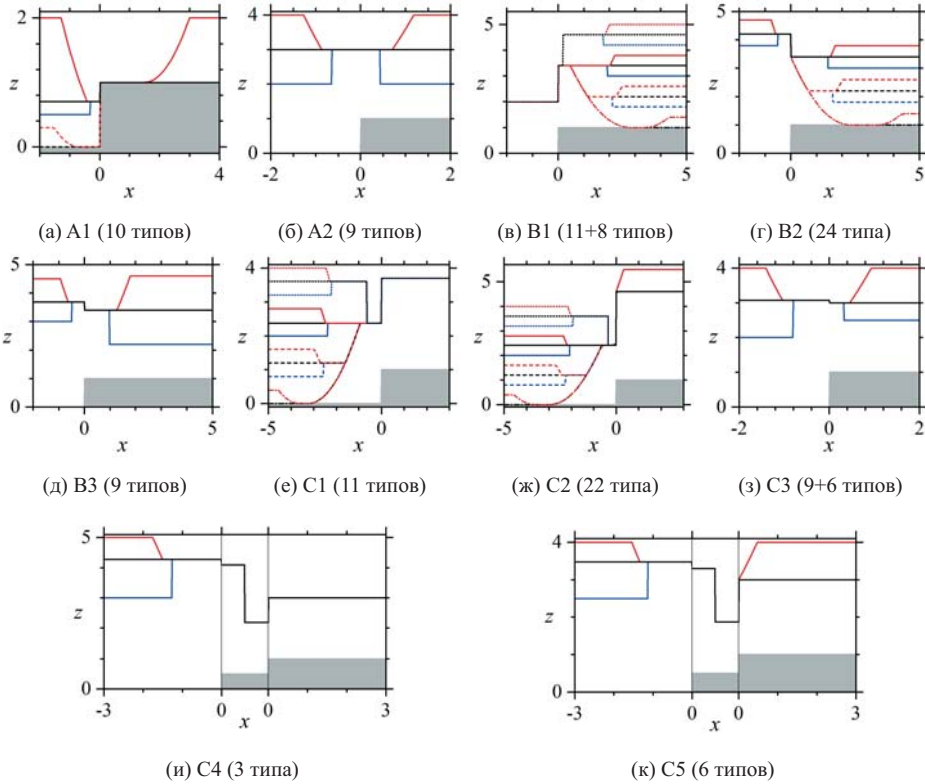


Рис. 2.2.7. Все возможные конфигурации решения. Заштрихованная область – дно: $b = 0$ при $x < 0$ и $b = 1$ при $x > 0$, резонансные волны (i, j) имеют $b = 0.5$ при $x = 0$ $(c_b^*)^2 = 0.5$. Линиями изображена свободная поверхность $z(x)$. Каждая комбинация двух линий слева и справа от скачка дна представляет собой точное решение задачи Римана. Стрелки показывают направление потока при $x = 0$

Все возможные конфигурации течения показаны на рис. 2.2.7. Для каждого графика фиксируются значения w_- и w_+ . Следовательно, любое сочетание конфигураций слева и справа от разрыва является частным точным решением. Существует 128 типов конфигураций потока (с $\Delta b > 0$). В этой классификации различается направление течения над разрывом; значения чисел Фруда при $x = +0$, $x = -0$ (критические, до- и сверхкритические числа Фруда); наличие гидравлических прыжков, волн разрежения и сухих областей дна. Для случаев B1 и C3 (рис. 2.2.7 в, з) $Fr_+ \geq 1$ и $Fr_+ \geq -1$, поэтому необходимо выделить ситуации с $|Fr_+| = 1$ при подсчете количества конфигураций. После этого появятся дополнительные 8 (ЛГП будет невозможен для случая B1) и 6 (ПГП не будет реализовываться для случая C3) типов течения. Сумма всех возможных конфигураций с $\Delta b > 0$ равна

$$\underbrace{10}_{A1} + \underbrace{9}_{A2} + \underbrace{11}_{B1 (Fr_+ > 1)} + \underbrace{8}_{B1 (Fr_+ = 1)} + \underbrace{24}_{B2} + \underbrace{9}_{B3} + \underbrace{11}_{C1} + \underbrace{22}_{C2} + \underbrace{9}_{C3 (Fr_+ > -1)} + \underbrace{6}_{C3 (Fr_+ = -1)} + \underbrace{3}_{C4} + \underbrace{6}_{C5} = \mathbf{128}.$$

2.2.7. Метод приближенного решения задачи

Метод основан на замене исходной задачи о распаде разрыва над скачком дна на физически близкую к ней (рис. 2.2.8). Устойчивость метода и сходимость решения к точному (по размеру ячеек и шагу по времени) была проверена путем численного эксперимента на многочисленных примерах [Алексюк, Беликов, 2017а].

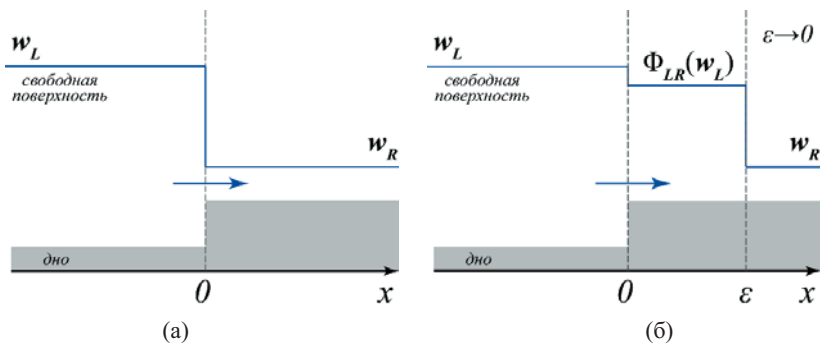


Рис. 2.2.8. Схематичное представление приближенного алгоритма расчета распадных значений над разрывным дном: исходная задача (а) заменяется на задачу (б) со смещением положения «встречи» двух потоков на ϵ

Введем вспомогательные обозначения: $w = R(w_L, w_R)$ – значение при $x = 0$ решения классической задачи Римана над горизонтальным дном (раздел 2.1); $w_{\pm} = Q_{\pm}(w_L)$ – решение задачи о распаде разрыва, когда справа дно сухое (раздел 2.2.3). Продемонстрируем идею метода на трех характерных ветвях алгоритма, опуская разбор деталей и вырожденных случаев.

Вариант 1. Течение справа от разрыва не влияет на течение слева, т.е. $u_R \geq 2c_R$. Тогда очевидно точное решение определяется по формулам $w_{\pm} = Q_{\pm}(w_L)$.

Вариант 2. Пусть через ступеньку есть поток и скорости на разрыве положительны (рис. 2.2.8). Добавим малую промежуточную область длины ϵ справа от разрыва дна. Тогда исходная задача заменяется на задачу, в которой в промежуточной области значения параметров потока равны $\tilde{w}_L = \Phi_{LR}(w_L)$ (там, где Φ_{LR} не определена, $\tilde{w}_L = Q_+(w_L)$). Решим классическую задачу о распаде разрыва при $x = \epsilon$ (с предраспадными значениями \tilde{w}_L и w_R) и будем считать, что полученное решение $w_+ = R(\tilde{w}_L, w_R)$ слабо отличается от значения точного решения при $x = +0$ исходной задачи Римана над скачком дна. Тогда значение слева от разрыва дна находится из соотношения $w_- = \Phi_{RL}(w_+)$. Таким образом, решение можно записать в виде

$$w_+ = R(\Phi_{LR}(w_L), w_R), \quad w_- = \Phi_{RL}(w_+). \quad (2.2.14)$$

Вариант 3. Возможен вариант построения решения, когда промежуточная область длины ϵ добавляется слева от разрыва:

$$w_- = R(w_L, \Phi_{LR}(w_R)), \quad w_+ = \Phi_{RL}(w_-). \quad (2.2.15)$$

Этот вариант используется при стекании со ступеньки ($q < 0$) со сверхкритическими скоростями, при условии, что рассчитанная скорость слева

не оказывается направленной в противоположную сторону и w_- принадлежит области определения Φ_{LR} .

Данный алгоритм удовлетворяет важному условию стремления w_- , w_+ к решению классической задачи о распаде разрыва при $\Delta b \rightarrow 0$. Кроме того, если есть точное стационарное (на скачке) решение, то оно будет сохраняться описанным алгоритмом.

2.3. Применение задачи Римана при численном решении уравнений мелкой воды

Алгоритмы численной дискретизации уравнений мелкой воды зачастую основываются на алгоритмах газовой динамики [Куликовский, Погорелов, Семенов, 2001; LeVeque, 2002], однако имеют и свои отличительные особенности, связанные в том числе с аппроксимацией рельефа дна. В середине 80-х годов одним из авторов монографии совместно с А.Ю. Семеновым был разработан алгоритм [Беликов, Семенов, 1985 а,б; 1988; 1997 а,б], основанный на точном решении задачи о распаде произвольного гидродинамического разрыва (аналог схемы С.К. Годунова с модификацией Колгана для газодинамических уравнений), в котором дно считалось непрерывным, а отметки дна задавались в узлах расчетной неструктурированной сетки из треугольно-четырёхугольных ячеек. Продолжительный и обширный опыт эксплуатации основанных на этом методе программ БОР и STREAM 2D [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2001; Беликов, Кочетков, 2014] применительно к задачам гидравлики, гидрологии и гидротехники выявил ряд необходимых направлений их модернизации. Основными из них являются: повышение порядка аппроксимации по времени и пространству (до второго порядка) на треугольно-четырёхугольных сетках нерегулярной структуры с возможностью расчета движения фронта волны по сухому негоризонтальному дну; а также изменение способа задания поверхности, поскольку задание отметок дна в узлах расчетной сетки не всегда удобно и приводит к ряду алгоритмических ограничений и усложнений. Можно сформулировать следующие требования к аппроксимации поверхности дна:

- 1) аппроксимация должна быть точной для кусочно-линейных (в том числе разрывных) функций;
- 2) аппроксимация должна быть однозначной на четырёхугольных ячейках при произвольном рельефе дна.

Из требования 1) следует, что дно не может задаваться в узлах расчетной сетки и при этом являться непрерывной функцией, поскольку разрыв дна тогда будет аппроксимироваться неточно (сглаживаться), рельеф дна будет искажаться, а стремление локализовать разрыв путем уменьшения размера ячейки приведет к неоправданному уменьшению шага по времени и увеличению времени счета. Поэтому отметки дна удобнее задавать в центрах ячеек и доопределять на ячейке линейной функцией (наклонной плоскостью, проходящей через отметку в центре ячейки), чтобы удовлетворить требованиям 1) и 2).

Задание отметок дна в центрах ячеек и представление дна линейными функциями на ячейках с возможными разрывами на границах ячеек име-

ет еще одно важное преимущество. Во многих задачах речной гидравлики поверхность дна принимается изменяющейся во времени функцией (деформации речных русел, заиление водохранилищ и т.п.), вид которой находится в процессе расчетов. Для этого система уравнений мелкой воды дополняется рядом уравнений типа переноса примеси и диффузии отметок дна [Aleksyuk et al., 2018]. При этом отметка дна в центре ячейки становится искомой функцией наряду с глубиной воды и вектором скорости, которые в рассматриваемой схеме конечных объемов также определяются в центрах ячеек.

Все перечисленные выше модификации были учтены в последующей версии программы STREAM 2D [Алексюк, Беликов, 2017б, 2017в] и описываются в настоящем разделе.

2.3.1. Метод Годунова

Перепишем двумерные уравнения мелкой воды (1.2.26) в векторном виде:

$$\begin{aligned} U_{,t} + F_{,x}^x + F_{,y}^y &= S \\ U &= (h, hu, hv)^T, \\ F^x &= (hu, hu^2 + \frac{1}{2}gh^2, huv)^T, \quad F^y = (hv, huv, hv^2 + \frac{1}{2}gh^2)^T, \\ S &= (0, -\rho gh b_{,x}, -\rho gh b_{,y})^T. \end{aligned} \quad (2.3.1)$$

Для простоты будем рассматривать случай без трения и диффузионных членов.

Дискретизация уравнений проводится методом конечных объемов. Представим область, в которой ищется решение, в виде объединения ячеек – треугольников и выпуклых четырехугольников. Рассмотрим процедуру пересчета на новый временной слой в одной ячейке – с координатами центра (x_0, y_0) , площадью σ , множествами номеров соседних ячеек E , длинами ребер e_k и внешними нормальными $\mathbf{n}_k = (n_k^x, n_k^y)^T$ к этим ребрам, здесь $k \in E$ – номер соседней ячейки. На временном слое n значения $b(\mathbf{x})$, $h^n(\mathbf{x})$, $u^n(\mathbf{x})$, $v^n(\mathbf{x})$ внутри ячейки определяются с помощью линейной реконструкции:

$$\begin{aligned} h \quad b(\mathbf{x}) &\bar{h} = b_0 + T_b^x(x - x_0) + T_b^y(y - y_0), \\ n(\mathbf{x}) &= n_0 + (T_u^x)^n(x - x_0) + (T_u^y)^n(y - y_0), \\ u^n(\mathbf{x}) &= u_0^n + (T_u^x)^n(x - x_0) + (T_u^y)^n(y - y_0), \\ v^n(\mathbf{x}) &= v_0^n + (T_v^x)^n(x - x_0) + (T_v^y)^n(y - y_0), \end{aligned} \quad (2.3.2)$$

индекс 0 указывает, что значение берется в центре ячейки. Наклоны $(T_*^x)^n$, $(T_*^y)^n$ находятся по значениям в соседних ячейках методом наименьших квадратов в сочетании со стандартными ограничителями $\varphi(r)$, позволяющими исключить нефизические осцилляции в схеме повышенного порядка. Приведем три примера выражений для φ :

$$\begin{aligned}\varphi_{\min\text{mod}}(r) &= \max[0, \min(1, r)], \\ \varphi_{\text{superbee}}(r) &= \max[\min(1, 2r), \min(2, r)], \\ \varphi_{\text{MC}}(r) &= \max[0, \min(2r, 2, (1+r)/2)].\end{aligned}\quad (2.3.3)$$

Итоговое значение тангенса вычисляется по формуле $T = \hat{T} \min_k \varphi(T_k/\hat{T})$, где T_k – локальный тангенс, определяемый по значению функции в центре соседней ячейки; \hat{T} – тангенс, полученный методом наименьших квадратов. Значение вектора неизвестных в точке x внутри ячейки, посчитанное по формулам (2.3.2), будем обозначать через $U^n(x)$.

Пересчет на $(n+1)$ -й шаг по времени проводится по схеме предиктор-корректор:

$$\begin{aligned}\tilde{U}_0^{n+1} &= U_0^n - \frac{\Delta t}{\sigma} \sum_{k \in E} e_k [F^x(U^n(x_k))n_k^x + F^y(U^n(x_k))n_k^y] + \Delta t S(U_0^n), \\ U_0^{n+1/2} &= \frac{1}{2}(\tilde{U}_0^{n+1} + U_0^n), \\ U_0^{n+1} &= U_0^n - \frac{\Delta t}{\sigma} \sum_{k \in F} e_k [F^x(U_k^{n+1})n_k^x + F^y(U_k^{n+1})n_k^y] + \Delta t \tilde{S},\end{aligned}\quad (2.3.4)$$

где x_k – координаты точки середины ребра k . Вычисление значений вектора неизвестных U_k^{n+1} в серединах ребер x_k для расчета потоков $F^x(U_k^{n+1})$, $F^y(U_k^{n+1})$ основано на алгоритме решения задачи о распаде разрыва, описанного выше. Предраспадные значения в точке x_k вычислялись по формулам (2.3.2) со значениями в центрах $U_0^{n+1/2}$. Заметим, что, если тангенсы тождественно равны нулю, шаг предиктора вырождается ($U_0^{n+1/2} = U_0^n$) и метод сводится к обычной схеме первого порядка.

2.3.2. Моделирование течений с участками сухого дна

При моделировании течений с областями обмеления на полусухих четырех- и треугольных ячейках расчетной области может возникнуть произвольное пересечение плоскостей, соответствующих поверхностям уровня и дна (при расчете с первым порядком точности таких трудностей не возникает – эти поверхности на ячейках параллельны). В этих случаях вычисление приращения уровня в центре ячейки по формуле (2.3.4), где оно равно приращению объема жидкости в ячейке, деленному на ее площадь, не будет корректным. Поэтому для удовлетворения законов сохранения необходимо проводить дополнительные вычисления, разделяя ячейки на сухие и затопленные части. Рассмотрим подход [Huang, Zhang, Pei, 2013; Liang, Borthwick, 2009; Song et al., 2011] для моделирования таких течений, для которого допускаются отрицательные глубины в центрах ячеек, точно выполняется закон сохранения массы и выполняется свойство сохранения стационарного решения с $u \equiv 0$ (сбалансированность схемы).

Если ячейка является полусухой (т.е. внутри нее одновременно существуют точки x_1 и x_2 с $z(x_1) < b(x_1)$ и $z(x_2) > b(x_2)$), то потоки импульса не учитываются, а для расчета потоков массы вводится взаимно-однозначное соответствие между уровнем z_0 в центре ячейки и объемом жидкости V в ней (V рассчитывается по известным потокам через границу). Для этого на по-

лусухих ячейках наклоны уровня полагаются равными нулю ($(T_h^x)^n + T_b^x = 0$, $(T_h^y)^n + T_b^y = 0$), что также упрощает расчет объема жидкости в ячейке по известному уровню и обратно. Кроме того, наклоны уровня полагаются равными нулю, если z_0 становится меньше максимального значения $b(x)$, т.е. ячейка «принудительно» становится полусухой, что необходимо для однозначности восстановления z_0 по V .

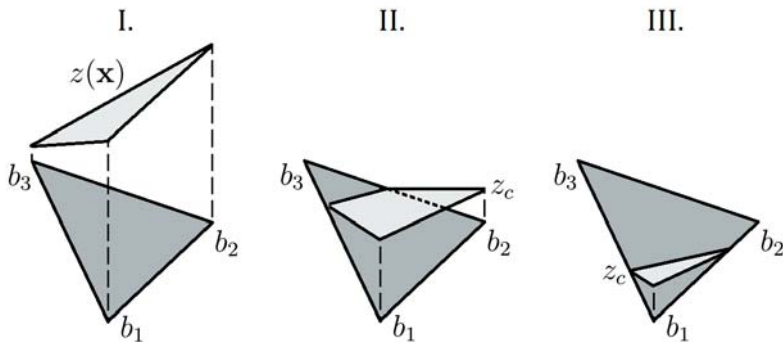


Рис. 2.3.1. Схематичное изображение взаимного расположения плоскостей $z(x)$ и $b(x)$ на треугольной ячейке: I. $b_3 \leq z_0$. II. $b_2 \leq z_0 < b_3$. III. $b_1 \leq z_0 < b_2$

Рассмотрим треугольную ячейку с площадью σ , отметками дна b_1, b_2, b_3 ($b_1 \leq b_2 \leq b_3$) в узлах и значениями уровня воды z_0 и дна b_0 в центре ячейки. Взаимно-однозначное соответствие между уровнем z_0 и объемом жидкости V при $V \geq 0$ и $z_0 \geq b_1$ обеспечивается строго возрастающей функцией.

$$V(z_0) = \begin{cases} \sigma(z_0 - b_0), & \text{при } b_3 \leq z_0, \\ \sigma(z_0 - b_0) + \frac{\sigma(b_3 - z_0)^3}{3(b_3 - b_1)(b_3 - b_2)}, & \text{при } b_2 \leq z_0 < b_3, \\ \frac{\sigma(z_0 - b_1)^3}{3(b_2 - b_1)(b_3 - b_1)}, & \text{при } b_1 \leq z_0 < b_2. \end{cases} \quad (2.3.5)$$

Это выражение точное и получается из рассмотрения трех ситуаций, изображенных на рис. 2.3.1. В случае, когда ячейка четырехугольная, аналогичное выражение можно получить, если представить четырехугольник в виде объединения двух треугольников и применить формулу (2.3.5) для каждого из них. Алгоритм пересчета уровня воды на новый временной слой:

1) рассчитываются распадные значения скорости и глубины на границах ячейки;

2) по ним из закона сохранения массы определяется изменение объема ΔV в ячейке;

3) по формуле (2.3.5) вычисляется объем жидкости в ячейке на предыдущем временном слое $V^n = V(z_0^n)$ (если ячейка четырехугольная, то $V^n = V^1(z_0^n) + V^2(z_0^n)$, где функции $V^1(z_0)$ и $V^2(z_0)$ – аналоги (2.3.5) на двух треугольниках, которые составляют четырехугольную ячейку);

4) объем на новом временном слое $V^{n+1} = V^n + \Delta V$;

5) уровень жидкости z_0^{n+1} на новом временном слое находится из уравнения (2.3.5) $V(z_0^{n+1}) = V^{n+1}$ (если ячейка четырехугольная, то задача сводится к решению уравнения $V^1(z_0^{n+1}) + V^2(z_0^{n+1}) = V^{n+1}$), которое является кубическим при $z_0 < b_3$. Корень уравнения определяется однозначно.

Описанный алгоритм допускает ситуации, когда уровень z_0 меньше отметки дна и b_0 в центре ячейки, поэтому глубина $h_0 = z_0 - b_0$ может быть отрицательной. Введение отрицательных глубин позволяет автоматически избежать нефизических потоков со стороны сухих ячеек, о которых говорится в [Huang, Zhang, Pei, 2013; Liang, Borthwick, 2009], без дополнительных действий.

В экспериментах движение вблизи фронта соответствует прерывным волнам [Букреев и др., 2004]. С другой стороны, в рамках уравнений мелкой воды движение по сухому дну происходит с примыкающей к фронту волной Римана, распространение волны с разрывом параметров на фронте не допускается, что может приводить, в частности, к ошибкам в определении скорости движения волны. Поэтому при решении задач, где предъявляются высокие требования к моделированию процессов движения жидкости по сухому дну, необходимо вносить изменения в используемую модель. Например, в работе [Остапенко, 2007] предлагается модификация уравнений мелкой воды, которая допускает распространение прерывных волн и хорошо согласуется с экспериментальными данными при подходящем выборе свободного параметра, определяемого из эксперимента.

3. Тестирование численных алгоритмов на задачах с недеформируемым дном

Тестирование алгоритмов выполняется на разных стадиях их разработки и применения. Первый этап – *верификация* – состоит в проверке того, что алгоритмы реализованы правильно, обладают определенными свойствами (например, не приводят к потере массы в системе, нефизичным осцилляциям, избыточной схемной вязкости, являются хорошо сбалансированными (well-balanced schemes) и т.п.), обеспечивают устойчивый счет и заложенный в схеме порядок аппроксимации. Если последние два условия выполнены, тогда можно надеяться, что численное решение будет сходиться к точному решению. Тем не менее для обоснования независимости результатов от параметров схемы следует проверять сходимость (в т. ч. при кратном сгущении сетки) в каждом отдельном случае. При верификации удобно использовать тестовые задачи, имеющие аналитические решения; расчеты, выполненные другими авторами и/или по другим алгоритмам, а также искусственные отладочные тесты типа «диагонального теста» со смещенной координат x, y .

Табл. 3.1. Список тестовых задач

Название теста	Одномерный (1D), двумерный (2D)	Стационарный (С), нестационарный (Н)	Теория (Т), расчет (Р), эксперимент (Э), наблюдения (Н)
<i>Аналитические решения</i>			
Распад разрыва над горизонтальным дном	1D	Н	Т
Распад цилиндрического разрыва	2D	Н	Т
Распад разрыва над скачком дна	1D	Н	Т
Течения с бугром на дне	1D	СН	Т
Одномерное стекание жидкости с учетом трения	1D	С	Т
Набегание волны на откос	1D	Н	Т
Косой гидравлический прыжок	2D	С	Т
<i>Данные экспериментов и расчетов</i>			
Течение через треугольный водослив Крампа	1D	С	ТЭ
Растекание потока по наклонной плоскости	2D	С	Э
Распространение волны прорыва в расширяющемся канале	2D	Н	Э
Разрушение плотины с затоплением конусов на дне	2D	Н	Р
Обтекание вертикального цилиндра	2D	СН	Р
Обтекание группы вертикальных цилиндров	2D	Н	Э

На втором этапе – *валидации* – необходимо удостовериться, что используемая математическая модель адекватно описывает определенный класс физических задач. Проводится сопоставление расчетов с результатами специально поставленных физических (в нашем случае гидродинамических) экспериментов. Иногда производится сравнение с результатами численных экспериментов, использующих модели более высоких порядков, которые точнее описывают физику явления. И только затем математическая и численная модели используются для решения практических задач, при этом также проводится сопоставление с данными натурных наблюдений и выполняется калибровка модели.

В настоящем разделе рассматриваются тесты для алгоритмов, описанных в главе 2. Таблица 3.1 содержит обсуждаемый набор одно- (1D) и двумерных (2D) стационарных (С) и нестационарных (Н) тестов, среди которых есть задачи с точными решениями (А), данными экспериментов (Э), а также общепринятые тесты, которые численно решались различными авторами (Р). Многочисленные тесты также могут быть найдены в работах [Алексюк, Беликов, 2017а; Беликов, Семёнов, 1997а; Куликовский, Погорелов, Семенов, 2001; Delestre et al., 2013; LeVeque, 2002; Toro, 2001] и др. В после-

дующих главах книги во многих разделах будет приведено сопоставление результатов моделирования с натурными данными.

3.1. Аналитические решения

3.1.1. Распад разрыва над горизонтальным дном

В разделе 2.1 была описана процедура построения точного решения для задачи о распаде разрыва над горизонтальным дном. Аналитических тестов такого рода можно построить бесконечное множество. Принципиальной является возможность алгоритма правильно описывать поведение скачков и волн разрежения, а также ситуаций с возникновением участков сухого дна. Ограничимся рассмотрением двух тестов, содержащих указанные особенности течения, и фактически моделирующими волну прорыва в идеализированных условиях (без учета трения на горизонтальном дне и в прямолинейном канале прямоугольного поперечного сечения).

На рис. 3.1.1 а представлены расчеты одномерной задачи о распаде разрыва с начальными условиями $(h_L, u_L) = (10, 0)$ и $(h_R, u_R) = (1, 0)$. Задача является классическим тестом [Стокер, 1959] и имеет следующее аналитическое решение:

$$(h, u)(x, t) = \begin{cases} (h_L, 0), & x < D_1 t; \\ \left(\frac{1}{9g} \left[2\sqrt{gh_L} - \frac{x}{t} \right]^2, \frac{1}{3} \left[2\sqrt{gh_L} + 2\frac{x}{t} \right] \right), & D_1 t < x < D_2 t; \\ (h_1, u_1), & D_2 t < x < D_3 t; \\ (h_R, 0), & D_3 t < x. \end{cases} \quad (3.1.1)$$

Здесь $D_1 = -\sqrt{gh_L}$, $D_2 = u_1 - \sqrt{gh_1}$, $D_3 = u_1 h_1 / (h_1 - h_R)$, $h_1 = 3,9618$, $u_1 = g(h_1^2 - h_R^2) / \sqrt{2g(h_1 + h_R)h_1 h_R}$. Двумерный (осесимметричный) аналог этого теста рассматривается в разделе 3.1.2.

Численные результаты расчетов демонстрируют более высокую точность схемы второго порядка по сравнению со схемой первого порядка, особенно на участке волны разрежения. В частности, схема второго порядка устраняет небольшой излом в результатах по схеме первого порядка при $x = 0$. Обе схемы монотонны на фронте гидравлического прыжка и размазывают его всего на 2–3 ячейки.

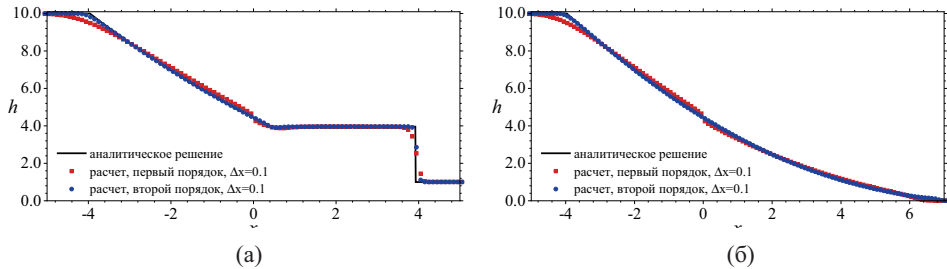


Рис. 3.1.1. Решение задачи о распаде начального разрыва: (а) $(h_L, u_L) = (10, 0)$ и $(h_R, u_R) = (1, 0)$; (б) $(h_L, u_L) = (10, 0)$ и $(h_R, u_R) = (0, 0)$. Изображена глубина при $t = 0,4$ с

Для теста с сухим дном справа от начального разрыва (рис. 3.1.1 б) также наблюдается соответствие точному решению и аналогичные предыдущему тесту результаты моделирования волны разрежения. Аналитическое решение имеет вид

$$(h, u)(x, t) = \begin{cases} (h_L, 0), & x < D_1 t; \\ \left(\frac{1}{9g} \left[2\sqrt{gh_L} - \frac{x}{t} \right]^2, \frac{1}{3} \left[2\sqrt{gh_L} + 2\frac{x}{t} \right] \right), & D_1 t < x < D_2 t; \\ (0, 0), & D_2 t < x. \end{cases} \quad (3.1.2)$$

Здесь $D_1 = -\sqrt{gh_L}$, $D_2 = 2\sqrt{gh_L}$.

3.1.2. Распад цилиндрического разрыва

В двумерном случае стандартным тестом является задача о распаде цилиндрического разрыва [LeVeque, 2002; Toro, 2001]. Численное решение сравнивают с решением одномерных уравнений мелкой воды, записанных в цилиндрической системе координат.

$$\begin{cases} h_t + (hu)_r = -\frac{hu}{r}, \\ (hu)_t + \left(hu^2 + \frac{1}{2}gh^2 \right)_r = -\frac{hu^2}{r}. \end{cases} \quad (3.1.3)$$

На рис. 3.1.2 приведены результаты расчета для следующих условий [Amiri, Talebbeydokhti, Baghlani, 2012]: течение рассматривается в квадратной области со стороной 50 м, в центре которой расположены цилиндрический столб жидкости с глубиной 2 м и радиусом 1 м; вне этой области глубина жидкости – 0,5 м. Результаты хорошо согласуются с точным решением и, как и ранее, наблюдается явное преимущество схемы второго порядка, в том числе вблизи гидравлического прыжка.

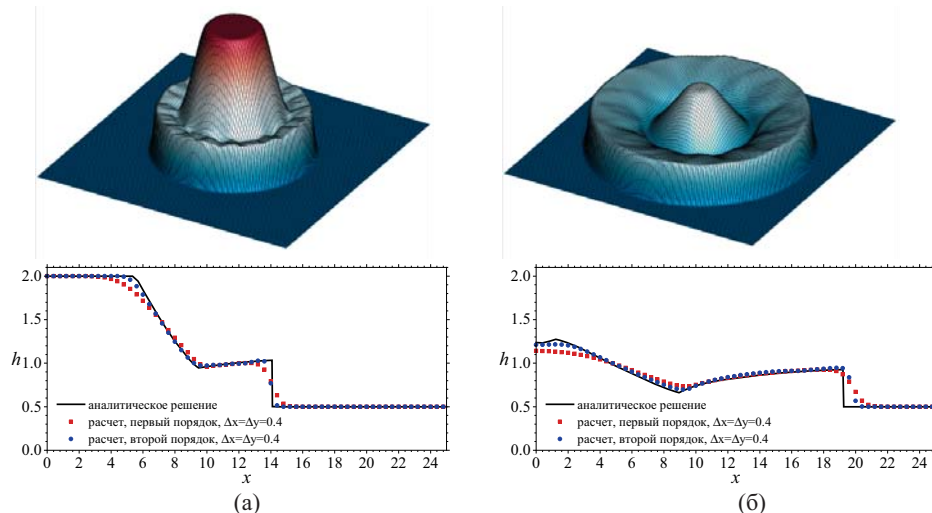


Рис. 3.1.2. Решение задачи о распаде начального цилиндрического разрыва: (а) – $t = 1$ с; (б) – $t = 2,5$ с

3.1.3. Распад разрыва над скачком дна

Аналитические решения. Формулировка задачи представлена в разделе 2.2. Для всех 128 возможных типов конфигураций потока для задачи Римана с $\Delta b > 0$ (см. рис. 2.2.7) описанный численный метод воспроизводит решение при $x = \pm 0$ с высокой точностью, поскольку он основан на точном решателе. В качестве демонстрации рассмотрим 8 тестовых задач из [Алексюк, Беликов, 2017а].

Тесты № 1–4 имеют конфигурацию (рис. 3.1.3): слева от разрыва дна [ЛГС или ЛВР], справа – [ПГС или ПВР]. Решение может быть записано в следующем виде.

$$(h, u)(x, t) = \begin{cases} (h_L^0, u_L^0), & x < D_1 t; \\ \left(\frac{1}{9g} \left[w_L^0 - \frac{x^2}{t} \right], \frac{1}{3} \left[w_L^0 + 2 \frac{x}{t} \right] \right), & D_1 t < x < D_2 t; \\ (h_1, u_1), & D_2 t < x < 0; \\ (h_2, u_2), & 0 < x < D_3 t; \\ \left(\frac{1}{9g} \left[w_R^0 - \frac{x^2}{t} \right], \frac{1}{3} \left[w_R^0 + 2 \frac{x}{t} \right] \right), & D_3 t < x < D_4 t; \\ (h_R^0, u_R^0), & D_4 t < x. \end{cases} \quad (3.1.4)$$

Тесты № 5–8 имеют конфигурацию (рис. 3.1.3): слева от разрыва дна [ЛГС или ЛВР] и [ПГС или ПВР], справа – постоянные значения. Решение может быть записано в следующем виде.

$$(h, u)(x, t) = \begin{cases} (h_L^0, u_L^0), & x < D_1 t; \\ \left(\frac{1}{9g} \left[w_L^0 - \frac{x^2}{t} \right], \frac{1}{3} \left[w_L^0 + 2 \frac{x}{t} \right] \right), & D_1 t < x < D_2 t; \\ (h_1, u_1), & D_2 t < x < D_3 t; \\ \left(\frac{1}{9g} \left[w_2 - \frac{x^2}{t} \right], \frac{1}{3} \left[w_2 + 2 \frac{x}{t} \right] \right), & D_3 t < x < D_4 t; \\ (h_2, u_2), & D_4 t < x < 0; \\ (h_R^0, u_R^0), & 0 < x. \end{cases} \quad (3.1.5)$$

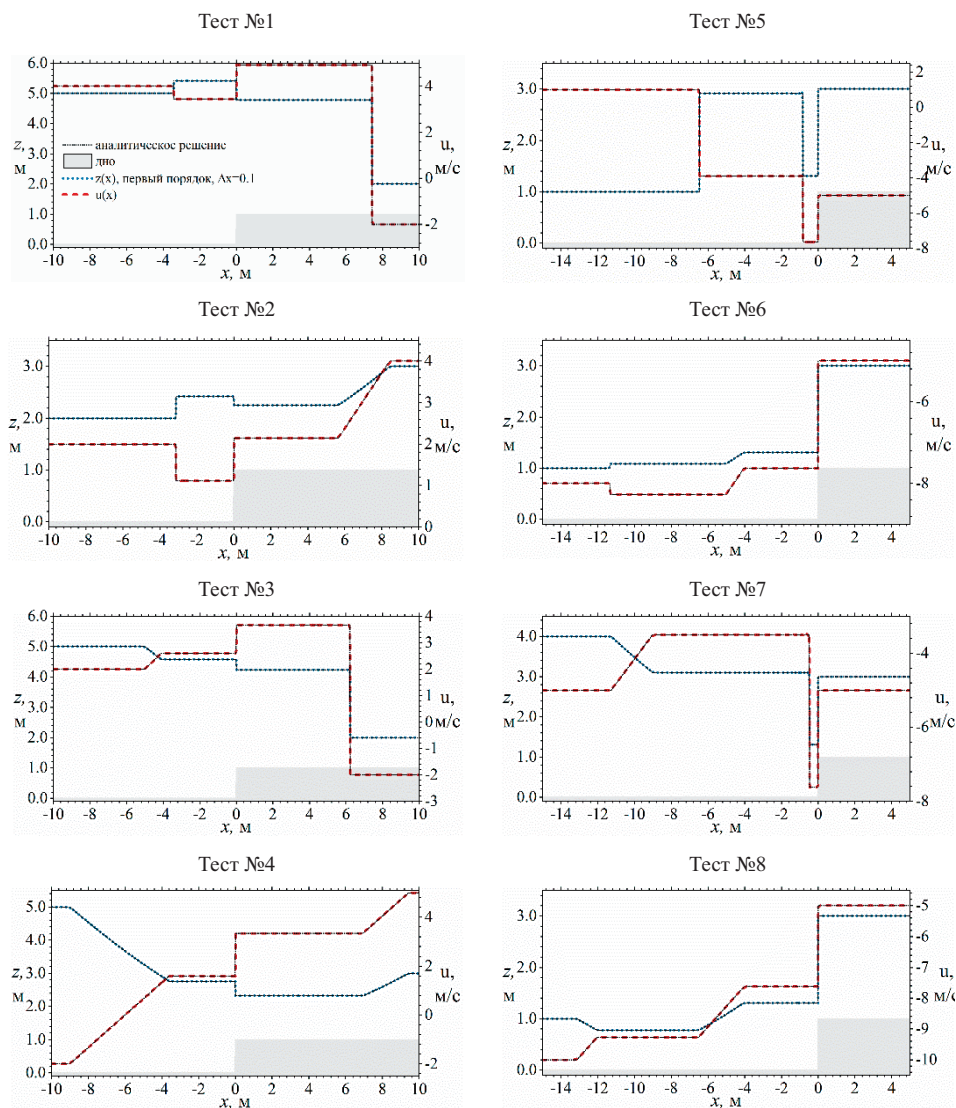


Рис. 3.1.3. Задача о распаде разрыва над скачком дна: сопоставление с точными решениями результатов расчета уровня $z(x)$ и скорости $u(x)$ при $\Delta x = 0,0075$.

В формулах (3.1.4), (3.1.5) $w_L^0 = u_L^0 + 2(gh_L^0)^{1/2}$, $w_R^0 = u_R^0 - 2(gh_R^0)^{1/2}$, $w_2 = u_2 - 2(gh_2)^{1/2}$. Если D_1 и D_2 (D_3 и D_4) совпадают, то при $x = D_1 t = D_2 t$ ($x = D_3 t = D_4 t$) возникает гидравлический скачок, иначе при $D_1 t < x < D_2 t$ ($D_3 t < x < D_4 t$) формируется волна Римана. Табл. 3.1.1 содержит параметры для формул (3.1.4), (3.1.5).

Табл. 3.1.1. Параметры тестовых задач № 1–8. Перепад отметки дна $\Delta b = 1$ (в системе СИ)

№	(h_L, u_L)	(h_R, u_R)	(h_1, u_1)	(h_2, u_2)	D_1	D_2	D_3	D_4
1	(5, 4)	(1, -2)	(5,4106,3,4359)	(3,7785,4,9201)	-3,4335	-3,4335	7,4107	7,4107
2	(2, 4)	(2, 4)	(2,4220,1,1069)	(1,2500,2,1448)	-3,1252	-3,1252	5,6466	8,4294
3	(5, 4)	(1, -2)	(4,5835,2,5961)	(3,2392,3,6734)	-5,0036	-4,1095	6,2070	6,2070
4	(5, -2)	(2, 5)	(2,7602,1,5999)	(1,3214,3,3420)	-9,0036	-3,6037	6,9424	9,4294
5	(1, 1)	(2, -5)	(2,9095,-3,9022)	(1,3116,-7,6240)	-6,4695	-6,4695	-0,8470	-0,8470
6	(1, -8)	(2, -5)	(1,0870,-8,2671)	(1,3116,-7,6240)	-11,3359	-11,3359	-5,0015	-4,0369
7	(4, -5)	(2, -5)	(3,0994,-3,4998)	(1,3116,-7,6240)	-11,2642	-9,0138	-0,4738	-0,4738
8	(1, -10)	(2, -5)	(0,7797,-9,2670)	(1,3116,-7,6240)	-13,1321	-12,0326	-6,5014	-4,0369

На рис. 3.1.3 представлены результаты сопоставления по тестам № 1–8 (схема второго порядка, шаг сетки $\Delta x = 0,0075$ м, $\tau = 1$ с). Результаты близки к точным решениям, причем погрешность, возникающая вблизи разрыва дна, значительно меньше погрешностей на волнах Римана и фронтах гидравлических скачков.

Высокая точность используемых алгоритмов была продемонстрирована в [Алексюк, Беликов, 2017а], в частности, путем сравнения скорости сходимости с методом, основанным на регуляризованных уравнениях мелкой воды [Булатов, 2014; Булатов, Елизарова, 2011]. На пяти тестовых задачах было показано, что точность метода второго порядка, основанного на решении задачи о распаде разрыва над скачком дна, значительно выше (для некоторых случаев – на порядок).

Единственность решения. Особый интерес представляют начальные условия, при которых одновременно существуют три решения (если не делать дополнительных предположений), а также ситуации с формированием резонансной волны. Хорошим тестом с резонансной волной является транскритический режим течения через возвышение на дне в случае, когда моделирование проводится на грубой сетке (см. раздел 3.1.4).

Рассмотрим ситуацию, когда два из трех решений следует отбросить, на примере со следующими начальными условиями [LeFloch, Thanh, 2011]:

$$\begin{aligned} (h_L, u_L) &= (0,20, 5,00), & x < 0, \\ (h_R, u_R) &= (0,76, 1,34), & x > 0, \end{aligned} \quad (3.1.6)$$

со скачком дна $\Delta b = 0,2$ при $x = 0$.

Три возможных решения показаны на рис. 3.1.4 при $t = 0,1$. Мы обозначаем решения буквами «А», «В» и «С», скорости потока при $x = 0$ для каждого решения – q_A , q_B и q_C ($q = u_+ c_+^2/g$).

Будем непрерывно увеличивать h_R при фиксированных остальных параметрах. При некотором $h_R^* \in (0,9, 1)$ два из трех решений перестают существовать, поэтому при $h_R = 1$ есть только одно решение. На рис. 3.1.5 показаны

возможные решения при $h_R = 0,9; 1$, которые близки к предельному значению h_R^* . Расход при различных h_R равен:

$$\begin{aligned} h_R = 0,76: & \quad q_A = 0,86; & \quad q_B = 1; & \quad q_C = 1; \\ h_R = 0,90: & \quad q_A = 0,70; & \quad q_B = 1; & \quad q_C = 1; \\ h_R = 1,00: & \quad q_A = 0,58. \end{aligned} \tag{3.1.7}$$

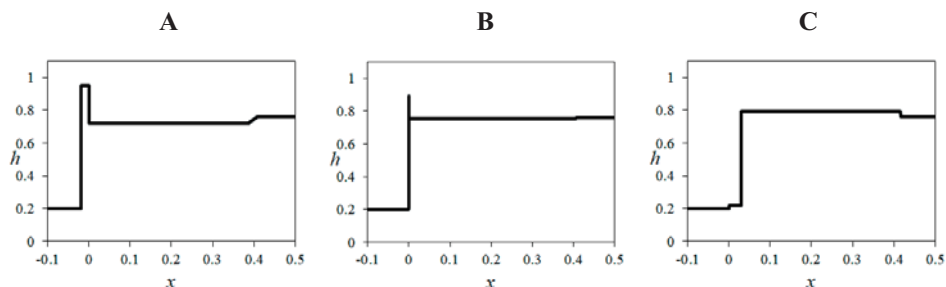


Рис. 3.1.4. Глубина жидкости для трех решений задачи о распаде разрыва с начальными условиями $(h_L, u_L) = (0,20, 5,00)$ и $(h_R, u_R) = (0,76, 1,34)$

Видно, что для двух из трех решений не выполнено предположение 2.1 о непрерывной зависимости расхода при $x = 0$ от начальных условий. Поэтому следует рассматривать только решение А.

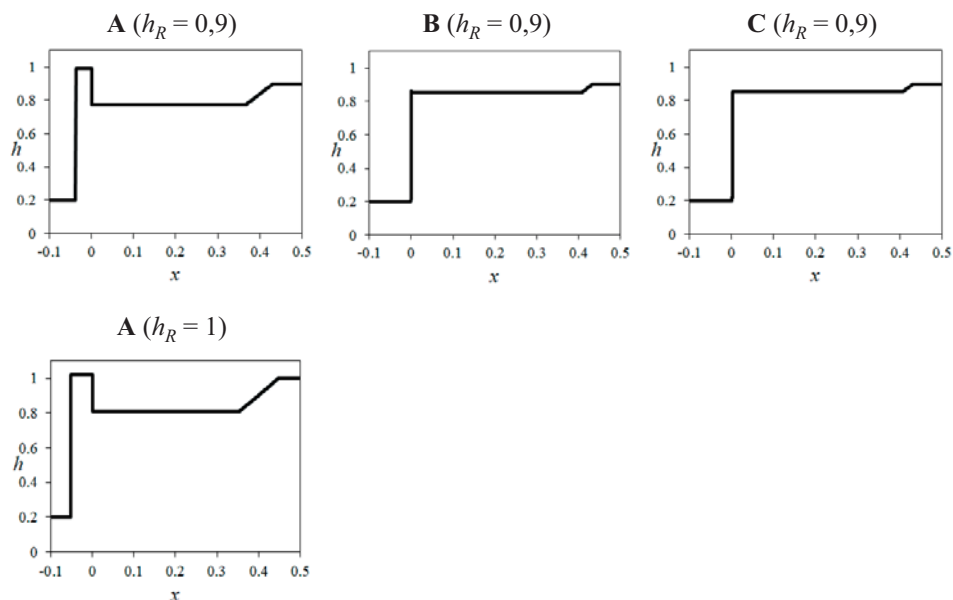


Рис. 3.1.5. Переход через точку бифуркации: сверху – три возможных решения задачи о распаде разрыва с начальными условиями $(h_L, u_L) = (0,20, 5,00)$ и $(h_R, u_R) = (0,9, 1,34)$; снизу – единственное возможное решение задачи при $(h_L, u_L) = (0,20, 5,00)$ и $(h_R, u_R) = (1,0, 1,34)$

3.1.4. Течения с бугром на дне

Стационарное течение. Это распространенная одномерная тестовая задача, которая формулируется следующим образом [Goutal, Maurel, 1997]. Рельеф дна задается по формуле

$$b(x) = \begin{cases} 0,2 - 0,05(x - 10)^2, & 8 < x < 12, \\ 0, & \text{иначе.} \end{cases}$$

Рассматривается область течения $0 < x < L = 25$ м и $g = 9,81$ м/с². Начальные условия: $u = 0$, $b + h = z_0 = \text{const}$.

При $x = 0$ расход равен $hu = q_{in}$, а при $x = 25$ м глубина $h = h_{out}$ (пока поток является докритическим, при сверхкритическом течении в условии нет необходимости). Рассматриваются следующие режимы:

- *Докритический режим* при $z_0 = 2$ м, $q_{in} = 4,42$ м²/с и $h_{out} = 2$ м. Точное решение $h = h(x)$ может быть найдено с помощью соотношения:

$$h^3 + \left(b - \frac{q_{in}^2}{2gh_{out}^2} - h_{out} \right) h^2 + \frac{q_{in}^2}{2g} = 0.$$

- *Транскритический режим без скачка* при $z_0 = 0,66$ м, $q_{in} = 1,53$ м²/с и $h_{out} = 0,66$ м. Точное решение $h = h(x)$ можно найти с помощью соотношения:

$$h^3 + \left[b - b_{\max} - \frac{3}{2} \left(\frac{q_{in}^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \right] h^2 + \frac{q_{in}^2}{2g} = 0.$$

Здесь $b_{\max} = \max_{x \in (0, L)} b(x)$, в рассматриваемом случае $b_{\max} = 0,2$ м.

- *Транскритический режим со скачком* при $z_0 = 0,33$ м, $q_{in} = 0,18$ м²/с и $h_{out} = 0,33$ м. Точное решение $h = h(x)$ может быть найдено из системы уравнений:

$$\begin{cases} h^3 + \left[b_{\max} - \frac{3}{2} \left(\frac{q_{in}^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \right] h^2 + \frac{q_{in}^2}{2g} = 0, & x < x_s, \\ h^3 + \left(b - \frac{q_{in}^2}{2gh_{out}^2} - h_{out} \right) h^2 + \frac{q_{in}^2}{2g} = 0, & x > x_s, \\ 2q_{in}^2(h_2 - h_1) - gh_1h_2(h_1 + h_2) = 0. \end{cases}$$

Здесь x_s – x -координата скачка, h_1 и h_2 глубина жидкости вверх и вниз по потоку от него.

На рис. 3.1.6 приведены результаты моделирования на сетке с $\Delta x = 0,25$ м, а также на грубой сетке из трех ячеек. Значения в каждой ячейке на обеих сетках идеально соответствуют точному решению – во всех случаях различия в уровне воды составляют менее 0,02%. Это согласуется с тем, что схема основана на точном решателе задачи Римана с разрывным дном. Можно заметить, что в третьем случае (рис. 3.1.6 с) численное решение соответствует резонансной волне на ячейке со скачком дна.

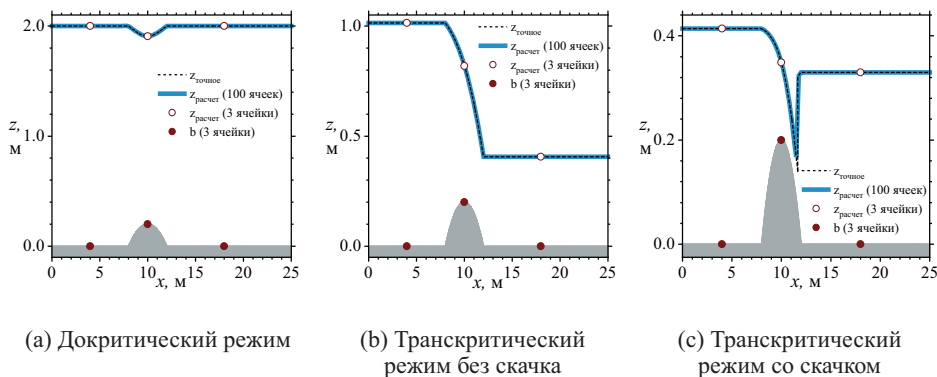


Рис. 3.1.6. Три случая стационарного течения над бугром: сравнение расчетов на 3 и 100 вычислительных ячейках с точным решением

Нестационарное течение. Для нестационарных течений метод также позволяет использовать грубые сетки, если размер ячейки достаточен для разрешения зависящих от времени изменений (например, размер ячейки меньше характерной длины бегущих волн). Чтобы продемонстрировать это, рассмотрим транскритический режим без скачка из предыдущего раздела с зависящим от времени расходом:

$$q_{in} = q_0 \left(1 + a \sin \frac{2\pi t}{T} \right),$$

где $q_0 = 1,53 \text{ м}^2/\text{с}$, $a = 1$, $T = 5 \text{ с}$, 10 с , 15 с , 20 с ; начальные условия соответствуют стационарному решению при $q_{in} = q_0$ (рис. 3.1.6 б).

На рис. 3.1.7 показано изменение со временем уровня свободной поверхности при $x = 10 \text{ м}$ для четырех периодов колебаний $T = 5 \text{ с}$, 10 с , 15 с , 20 с и для двух сеток с 100 и 3 ячейками. Как только период колебаний становится достаточно большим, даже для нестационарных течений новый метод на сетке из трех ячеек дает отличные результаты.

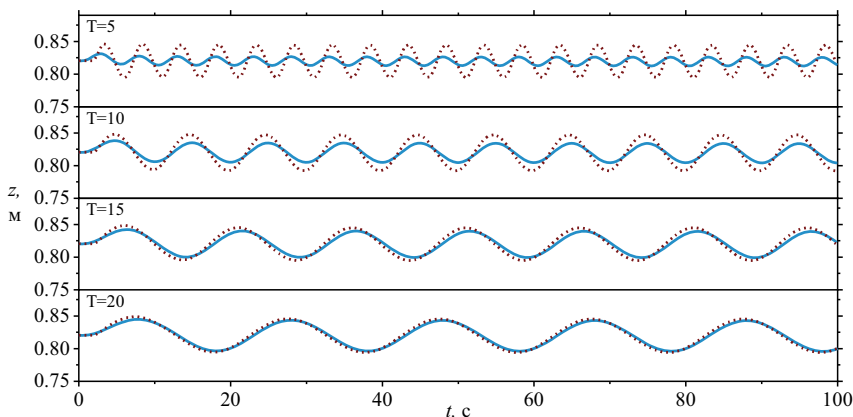


Рис. 3.1.7. Влияние периода колебаний потока на точность решателя с использованием грубой сетки для нестационарного течения над бугорком. Сплошные и пунктирные линии – вычисления свободной поверхности z при $x = 10 \text{ м}$ на 3 и 100 ячейках соответственно

3.1.5. Одномерное стекание жидкости с учетом трения

Существует класс точных решений уравнений мелкой воды [MacDonald et al., 1997], которые позволяют протестировать баланс сил инерции, трения и скатывающей силы в численной схеме. Одномерные стационарные уравнения можно записать в виде

$$b_{,x} = - \left(\frac{q^2}{2gh^2} + h \right) - n^2 h^{-\frac{10}{3}} q^2. \quad (3.1.8)$$

Точные решения строятся путем рассмотрения обратной задачи: по заданным $h(x)$ и постоянному расходу q необходимо определить $b(x)$, что делается интегрированием (в общем случае численным) соотношения (3.1.8):

$$b = b_0 + (h_0 - h) \left[1 - \frac{q^2(h + h_0)}{2gh^2h_0^2} \right] - n^2 q^2 \int_0^x h^{-\frac{10}{3}} dx. \quad (3.1.9)$$

Здесь индексом '0' обозначены параметры при $x = 0$.

Рассмотрим два частных случая.

- Течение с постоянной глубиной. В этом случае дно задается линейной функцией $b(x) = b_0 - n^2 q^2 h_0^{-10/3} x$.
- Течение с периодически изменяющейся глубиной. Например, можно построить следующее точное решение уравнений (3.1.9):

$$h = \left(1 + 0,8 \sin \frac{\pi x}{5} \right)^{-3/10} \quad (310)$$

$$b = b_0 + (1 - h) \left[1 - \frac{q^2(h + 1)}{2gh^2} \right] - n^2 q^2 \left[x + \frac{4}{\pi} \left(1 - \cos \frac{\pi x}{5} \right) \right].$$

Результаты численного решения уравнений мелкой воды с граничными условиями, соответствующими второму случаю, приведены на рис. 3.1.8 и хорошо согласуются с точным решением. Были выбраны следующие значения параметров: $q = 1$ м/с, $g = 9,81$ м/с², $n = 0,2$ с/м^{1/3} (коэффициент шероховатости выбран большим, чтобы усилить влияние трения в задаче). Расчеты получены на сетке с шагом $\Delta x = 0,1$ по схеме первого и второго порядка.

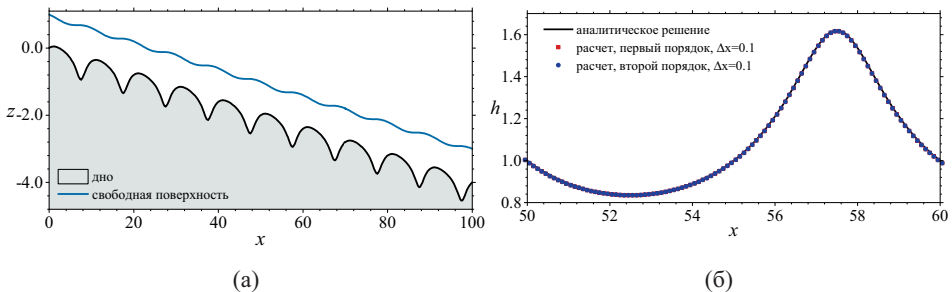


Рис. 3.1.8. Стационарное течение над периодическим дном с трением: (а) – точное решение; (б) – сопоставление рассчитанной и теоретической глубины на одном периоде

Проверим скорость сходимости схемы второго порядка на этом тесте. Будем выбирать размер ячейки кратно двойке, т.е. $\Delta x_s = 100 \cdot 2^{-s}$, а отличие численного решения h^s на сетке с шагом Δx_s от точного решения $h(x)$ будем оценивать с помощью L_2 -нормы:

$$\varepsilon(s) = \|h - h^s\| \approx \Delta x_s \left(\sum_{i=0}^{2^s} |h(x_i) - h_i^s|^2 \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (3.1.11)$$

На рис. 3.1.9 приведен график $\log_2 \varepsilon(s)$ для схем первого и второго порядка – видно, что функция близка к линейной с наклонами $-1,25$ и $-2,12$, что соответствует ожидаемым порядкам сходимости. Схема второго порядка в 9 раз точнее при $n = 6$ и более чем в 300 раз при $n = 12$.

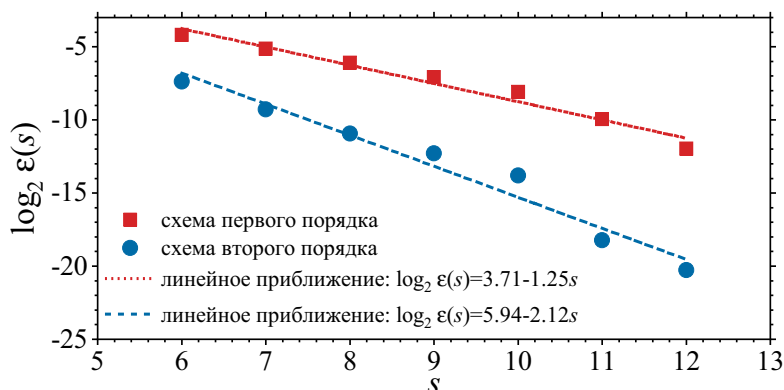


Рис. 3.1.9. Оценка скорости сходимости

3.1.6. Набегание волны на откос

Одномерная задача о периодическом натекании волны на берег с $b(x)=kx$ имеет точное решение [Carrier, Greenspan, 1958], которое можно записать в неявном виде

$$\begin{aligned} u(x, t) &= -\sqrt{LgkA} \frac{J_1(\sigma)}{\sigma} \sin \lambda, \\ z(x, t) &= -\frac{u^2}{4g} + \frac{Lk}{4} A J_0(\sigma) \cos \lambda, \\ \sigma^2 &= \frac{16(z - kx)}{Lk}, \lambda = \frac{2(gkt + u)}{\sqrt{Lgk}}, \end{aligned}$$

где J_0, J_1 – функции Бесселя первого рода нулевого и первого порядка, L, k, A – параметры. Задача решалась на отрезке $[-100 \text{ м}, 10 \text{ м}]$ при $L = 20 \text{ м}$, $k = 1/30$ и $A = 0,6$. Граничные и начальные условия для расчета задавались на основе точного решения. Вычисления выполнены на сетке с шагом $\Delta x = 0,11 \text{ м}$.

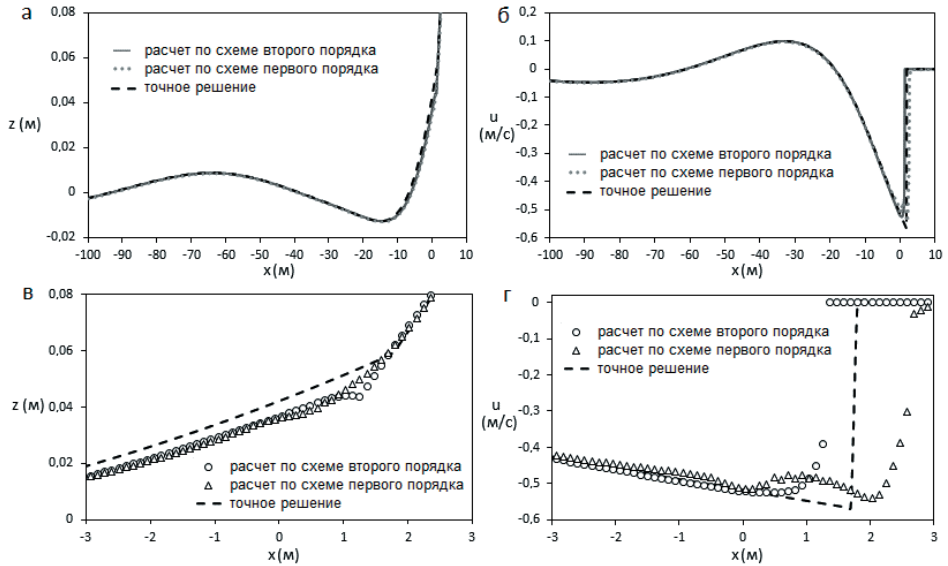


Рис. 3.1.10. Сопоставление расчетов периодического натекания волны на берег по схеме 1-го и 2-го порядка с точным решением [Carrier, Greenspan, 1958]: а, в – уровень $z(x)$; б, г – скорость $u(x)$ при $t = 5$ с

Сравнение расчетов по схемам первого и второго порядков аппроксимации с точным решением приведено на рис. 3.1.10. По зависимостям $z(x)$ и $u(x)$ при $t = 5$ с видно, что результаты расчетов по схеме второго порядка более точные, но первый порядок дает также приемлемые результаты, несмотря на кусочно-постоянную аппроксимацию дна.

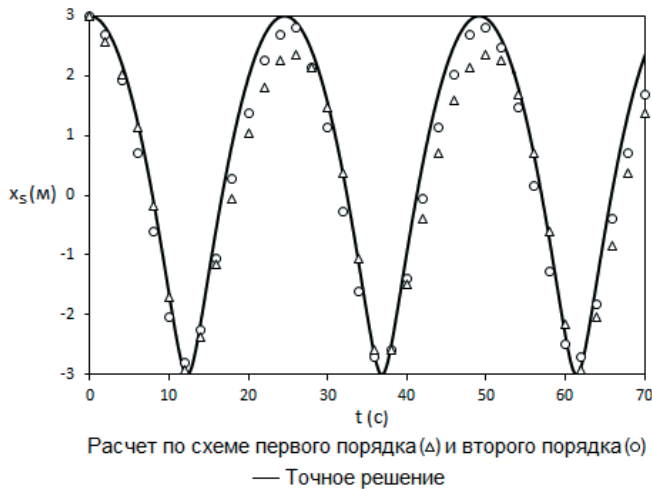


Рис. 3.1.11. Сопоставление зависимости координаты границы сухого дна x_s от времени t , посчитанной по схеме первого и второго порядка, с точным решением [Carrier, Greenspan, 1958]

Период, полученный в расчетах, также согласуется с теоретическим значением $T = \pi\sqrt{L/gk}$. Это видно на рис. 3.1.11, где приведено сопоставление с точными данными [Carrier, Greenspan, 1958] для зависимости $x_s(t)$ – точки пересечения уровня и отметки дна ($z(x_s(t), t) = b(x_s(t))$). В расчетах эта точка определялась, как минимум, из координат центров полусухих ячеек (для схемы второго порядка) и как минимум из координат центров ячеек x_i , на которых выполнено соотношение $z(x_i) < b(x_{i+1})$ (для схемы первого порядка).

3.1.7. Косой гидравлический прыжок

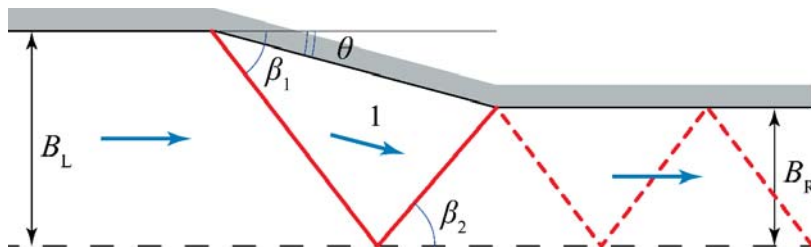


Рис. 3.1.12. Схема течения в сужающемся канале

Постановка задачи схематически изображена на рис. 3.1.12. Поток воды в сужающемся симметричном быстротоке с числом Фруда $Fr_L > 1$ попадает из прямоугольного канала (лотка) в область, где стенки сужаются под углом θ , обеспечивая уменьшение ширины потока. При этом от стенки сужения под углом β_1 отходит косой гидравлический прыжок, который отражается от оси симметрии потока, затем снова от стенок и т.д., образуя стационарную систему возвышенностей и впадин уровня свободной поверхности воды. Будем сравнивать с точным решением (с нулевым уклоном дна без трения) наклон косого гидравлического скачка, возникающего в точке излома, и скачка, отраженного от оси симметрии. Углы наклона скачков определяются из соотношений

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \theta &= \frac{\gamma_1 - 1}{\gamma_1 \operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{tg} \beta_1}, \quad \gamma_1 = \frac{1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8Fr_L^2 \sin^2 \beta_1} \right), \\ \operatorname{tg} \theta &= \frac{1 - \gamma_2}{\gamma_2 \operatorname{ctg}(\beta_2 + \theta) + \operatorname{tg}(\beta_2 + \theta)}, \\ \gamma_2 &= \frac{1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2(\beta_2 + \theta)} \right), \\ \gamma_1 Fr_1^2 \cos^2(\beta_1 - \theta) &= Fr_L^2 \cos^2 \beta_1, \end{aligned} \quad (3.1.12)$$

которые следуют из условий на косом скачке. Для того чтобы второй скачок попадал на излом стенки, необходимо, чтобы

$$B_R = \frac{\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \beta_1}{\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{ctg} \beta_2} B_L \quad (3.1.13)$$

Например, при $Fr_L = 3$, $\theta = 10^\circ$, $B_L = 1$ м имеем: $\beta_1 = 28,92^\circ$, $\beta_2 = 28,02^\circ$, $B_R = 0,511$ м. Численные расчеты по схеме второго порядка на четырехугольной сетке с $\Delta x = 0,01$ и 100 ячеек поперек канала дают погрешность в определении β_1, β_2 менее 3%.

На рис. 3.1.13 представлены результаты расчетов косоуго гидравлического прыжка по схемам 1-го и 2-го порядков на треугольной сетке. Видно, что схема 2-го порядка (внизу) лучше локализует гидравлические прыжки. Однако следует отметить, что в реальности гидравлические прыжки имеют конечную длину по нормали к линии разрыва (как бы размазываются), поэтому с точки зрения решения практических задач это не является преимуществом.

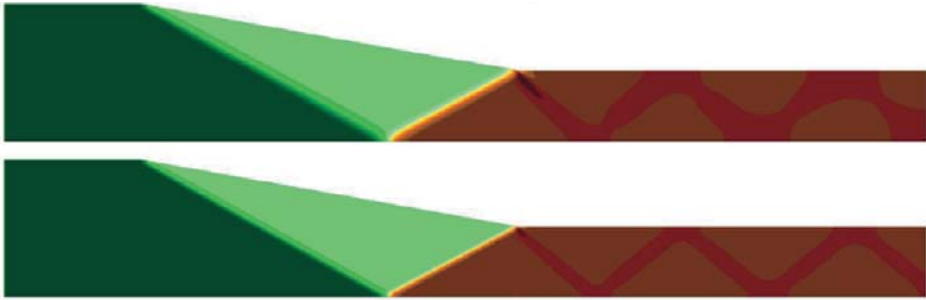


Рис. 3.1.13. Рассчитанные по схемам 1-го и 2-го порядков (верхний и нижний рисунок соответственно) глубины потока в системе косоуго гидравлических прыжков

На рис. 3.1.14 приведены результаты расчета этой задачи в условиях эксперимента, проведенного во ВНИИ Транспортного строительства: угол наклона дна равен 0,1, коэффициент шероховатости $n = 0,14$ (материал – бетон), $Fr_L = 2,37$, $h_L = 30$ мм; геометрические характеристики быстротока составляли $\theta = 10^\circ$, $B_L = 0,52$ м, $B_R = 0,26$ м. Уровни, вычисленные в сечениях $x = \text{const}$, качественно согласуются с данными экспериментов.

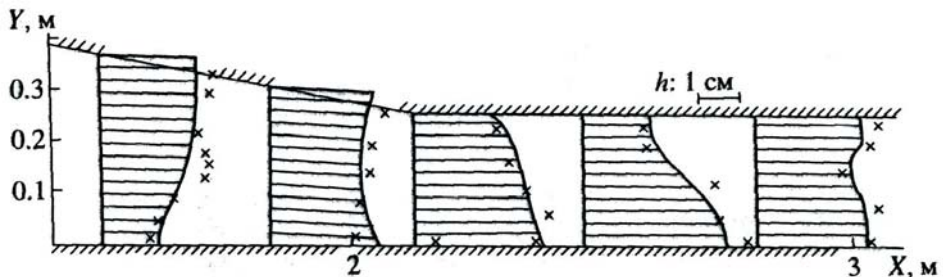


Рис. 3.1.14. Экспериментальные и рассчитанные уровни в различных сечениях. Маркерами отмечены экспериментальные данные

3.2. Данные экспериментов и расчетов

3.2.1. Течение через треугольный водослив Крампа

Переливы воды через плотину являются одной из наиболее частых причин аварий на гидротехнических сооружениях, в том числе с образованием волн прорыва. В настоящее время для повышения точности расчета процессов перелива воды через гребень сооружения стараются использовать сетки с как можно более мелкими ячейками. Такой подход лимитируется производительностью вычислительной техники. Предлагается альтернативный метод повышения эффективности численного моделирования за счет применения решателя задачи Римана над разрывным дном, который позволяет получать адекватные результаты на грубых сетках.

В качестве «модели плотины» рассмотрим водослив-водомер Крампа треугольного профиля и проведем сопоставление результатов численного моделирования с данными высокоточных измерений гидравлических характеристик потока [Зуйков, 2016]. В проведенных гидравлических экспериментах использовался водослив с высотой гребня – 0,07 м, шириной гребня – 0,311 м (по всей ширине лотка). Более подробно все параметры экспериментальной установки приведены в [Зуйков, 2016]. Коэффициент шероховатости дна и стенок лотка (стекло, нержавеющая сталь, ПВХ) – $0,009 \text{ с} \cdot \text{м}^{-1/3}$. В лоток подавался установленный расход воды, после стабилизации перелива проводились измерения (не менее 100) и рассчитывалось среднее значение. При помощи высокоточных датчиков уровня (точность измерений в диапазоне от 0 до 455 мм составляла 0,01 мм) проводились измерения глубины потока в установленных точках:

- в верхнем бьефе на расстоянии 0,44 м от гребня водослива – геометрический напор над дном лотка T ;
- на гребне водослива $h_{гр}$;
- в нижнем бьефе на расстоянии 0,49 м от гребня водослива – глубина потока в сжатом сечении h_c .

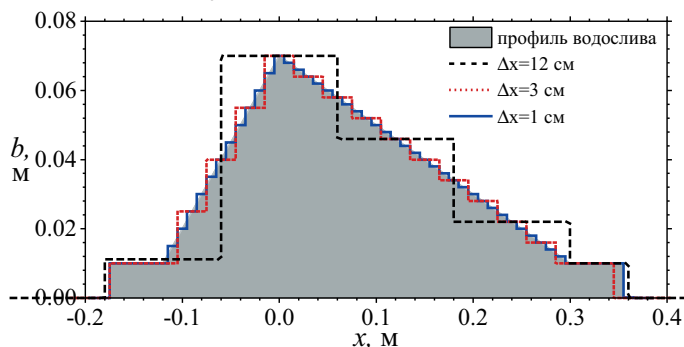


Рис. 3.2.1. Аппроксимация плотины-водослива сетками с ячейками различной крупности

Расчеты проводились на трех расчетных сетках с различной крупностью ячеек. Для самой мелкой сетки длина ячейки составляла 1 см, средней – 3 см, самой крупной – 12 см (рис. 3.2.1). На входной границе задавался

расход воды, соответствующий эксперименту, на выходной – условие водослива. Границы области моделирования задавались достаточно далеко от самого водослива-водомера так, чтобы они не влияли на точность расчета. Расчеты проводились до установления.

Табл. 3.2.1 содержит результаты расчетов на мелкой сетке и экспериментальные данные. Рассчитанная глубина на гребне водослива практически полностью совпадает с экспериментальными данными, погрешность не превышает 1,5%, при этом разница в глубинах в верхнем бьефе в среднем составляет 12%, в нижнем – 7%.

Табл. 3.2.1. Сопоставление экспериментальных и рассчитанных глубин в заданных точках

Q , м ³ /ч	Экспериментальные данные			Результаты расчета		
	T , м	$h_{гр}$, м	h_c , м	T , м	$h_{гр}$, м	h_c , м
5,23	0,08708	0,01372	0,00649	0,089454	0,013536	0,005007
10,11	0,09627	0,0211	0,00998	0,099985	0,020821	0,007929
15,04	0,10414	0,02722	0,0124	0,108845	0,027021	0,010777
19,95	0,11066	0,03291	0,01568	0,116644	0,032536	0,013521
25,18	0,1178	0,0383	0,0188	0,124192	0,037923	0,016357
29,87	0,12283	0,04251	0,02113	0,130469	0,04244	0,018835
35,00	0,12858	0,04736	0,02428	0,13692	0,047116	0,021483
39,98	0,13409	0,05167	0,0269	0,142847	0,051441	0,023999
44,95	0,13883	0,05565	0,02979	0,14848	0,055577	0,026458
50,17	0,14372	0,05987	0,03257	0,154146	0,05976	0,028995
54,86	0,14808	0,0633	0,03479	0,159046	0,063396	0,031236
60,12	0,15248	0,06722	0,03775	0,164351	0,067351	0,03371
64,97	0,15633	0,07086	0,0401	0,169084	0,070895	0,035956
69,92	0,16076	0,07449	0,0425	0,173777	0,074423	0,038218
75,17	0,16483	0,07776	0,04545	0,178617	0,078076	0,040585
80,17	0,16871	0,08123	0,04825	0,1831	0,081472	0,042808
85,15	0,17257	0,08426	0,05018	0,187464	0,084789	0,044999
90,15	0,17599	0,08747	0,05273	0,191744	0,088053	0,047172
95,11	0,17929	0,09079	0,05523	0,195897	0,09123	0,049303
100,30	0,183	0,09433	0,05757	0,200156	0,094497	0,051511
105,26	0,18653	0,09709	0,05998	0,204147	0,097567	0,0536
109,97	0,18953	0,10015	0,06204	0,207867	0,100436	0,055564
114,54	0,19299	0,10269	0,06424	0,21142	0,103182	0,057454

Результаты моделирования перелива воды через гребень водослива Крампа, выполненные для условий реальной и нулевой шероховатости, были сопоставлены с результатами расчета критической глубины (которая, согласно энергетическому принципу Б.А. Бахметева [Бахметев, 1934], должна устанавливаться на гребне водослива) по формуле

$$h_k = \left(\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot B^2} \right)^{1/3}, \quad (3.2.1)$$

где α – коэффициент Кориолиса, в среднем равный 1,05; Q – пропускаемый расход воды, м³/с; g – ускорение свободного падения $g = 9,81$ м/с²; B – ширина гребня водослива, м.

Из рис. 3.2.2 видно, что результаты моделирования с шероховатостью $n = 0,009$ значительно лучше соответствуют (3.2.1), чем расчеты с нулевой шероховатостью. Более того, результаты моделирования в 2 раза точнее, чем по формуле (3.2.1), среднеквадратическое отклонение составляет 0,06%.

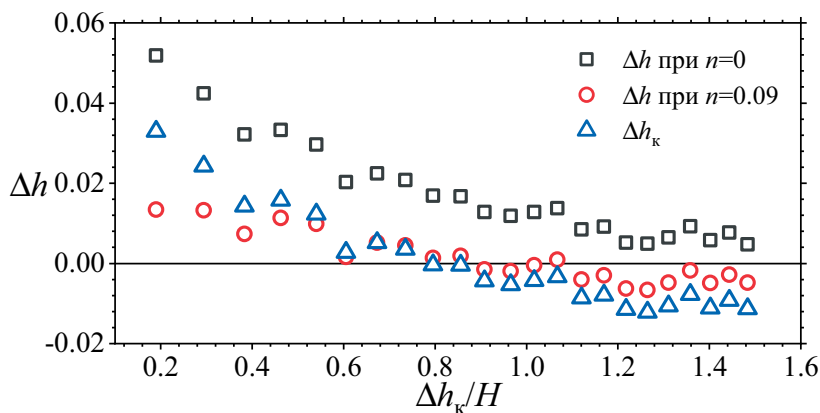


Рис. 3.2.2. Сопоставление расчетов глубины на гребне водослива по формуле (3.2.1) и по результатам моделирования с реальной ($n = 0,009$) и нулевой шероховатостью. Здесь $\Delta h = (h_{изм} - h_{расч})/h_{изм}$

Сопоставление рассчитанных по программе и измеренных в лотке значений глубины потока в относительных величинах (все значения нормированы по высоте гребня водослива H) приведено на рис. 3.2.3. По вертикальной оси отложены погрешности глубин (в верхнем и нижнем бьефах и над гребнем водослива), по горизонтальной оси – нормированная критическая глубина на водосливе, рассчитанная по формуле (3.2.1).

На рис. 3.2.3 видно, что до относительной глубины 1,1 погрешность на гребне водослива не превышает 1%. Если полученные результаты перенести на схожую гидравлическую ситуацию, связанную с аварийным переливом воды через гребень плотины, например, как это произошло в 2002 г. с плотиной на реке Дюрсо под Новороссийском, то можно сделать следующее заключение. В реальной ситуации при высоте плотины 25 м глубина перелива через гребень не превышала 2 м, то есть относительная глубина была не более 0,08 (это соответствует вертикальной линии на рис. 3.2.3).

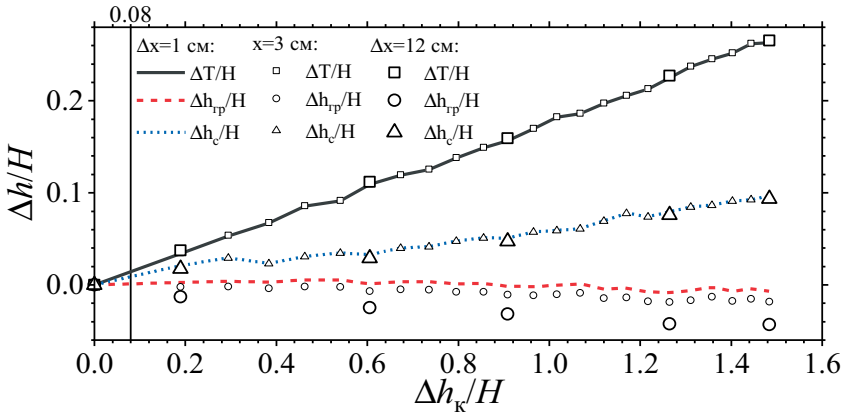


Рис. 3.2.3. Сравнение рассчитанных и измеренных глубин в различных точках водослива Краппа, нормированных по высоте гребня водослива

При таких значениях погрешность не превышает 1% на сетках с ячейками длиной в 1 и в 3 см. То есть даже на не самой подробной сетке программа дает результат с высокой точностью. Для крупной сетки погрешность составляет около 2%. Таким образом, для задач перелива воды через плотину с небольшой относительной глубиной на гребне можно использовать довольно грубые сетки, что значительно сокращает время расчетов. Следует также отметить, что численные результаты при $n = 0$ для разных сеток совпадают (см. задачу о течении над бугром в разделе 3.1.4), поэтому улучшение результатов на более подробных сетках связано с более точным учетом действия сил трения.

3.2.2. Растекание потока по наклонной плоскости

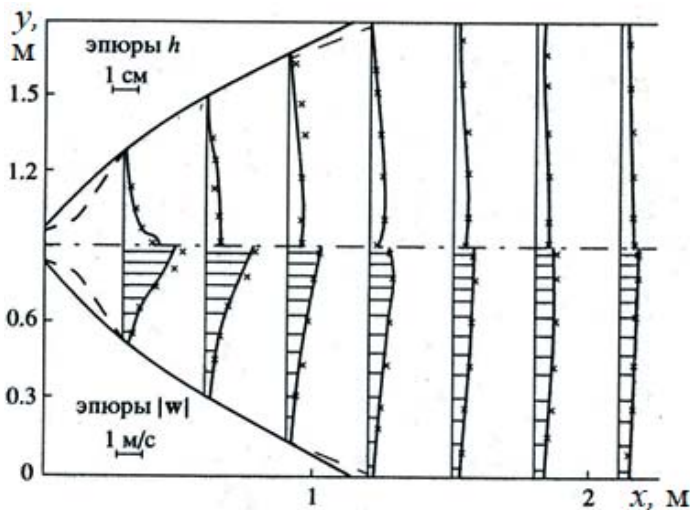


Рис. 3.2.4. Растекание потока по наклонной плоскости: скорость (слева) и глубина (справа). Маркерами отмечены экспериментальные данные

Рис. 3.2.4 иллюстрирует особенности стационарного растекания воды за трубой диаметром 0,1 м и углом раствора 20° . Поток вытекает через оголовок на бетонную плоскость с постоянным уклоном 0,05 и коэффициентом шероховатости $n = 0,014$. Постановка задачи соответствует экспериментам, выполненным в лаборатории мостовой гидравлики ВНИИ транспортного строительства Г.Я. Волченковым и В.В. Беликовым в 1984 г. [Беликов, 1987]. С учетом симметрии задачи расчет проводился в прямоугольной области длиной 3,3 м и шириной 0,9 м. На рис. 3.2.4 приведено сравнение экспериментальных значений эпюр скоростей и глубин потока с полученными в численных расчетах по схеме распада разрывов первого порядка точности. Сплошными линиями на рис. 3.2.4 нанесены рассчитанные границы растекания потока, штриховыми линиями – границы растекания потока из эксперимента с оголовком (в расчетах не учитывался). Влияние оголовка сказалось лишь в непосредственной близости выхода из трубы. Следует подчеркнуть, что расчет этой задачи велся по сквозной методике без специального выделения границ областей, занятых водой.

3.2.3. Распространение волны прорыва в расширяющемся канале

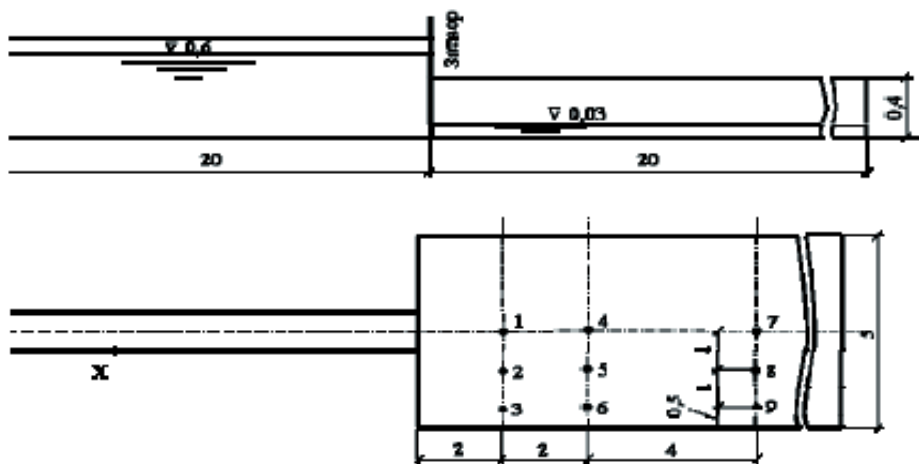


Рис. 3.2.5. Схема проведения опытов по изучению распространения волны прорыва в расширяющемся русле, положение контрольных точек. Размеры даны в метрах

Этот важный для понимания динамики распространения волны прорыва тестовый эксперимент был выполнен в 1970-х годах в Волгоградском филиале Научно-исследовательского сектора института Гидропроект им. С.Я. Жука. Материалы любезно предоставлены авторам профессором Б.Л. Историком. По схеме эксперимент соответствует случаю разрушения ворот нижней головы шлюза с изливом в отводящий канал. Длина экспериментальной установки составляла 40 м, ширина камеры шлюза 1 м, ширина отводящего канала 5 м (рис. 3.2.5). В шлюзе начальная глубина воды составляла 0,6 м, в отводящем канале 3 см. В нижнем бьефе в девяти точках были установлены автоматические измерители уровня воды. В нулевой момент

времени быстро вынималась задвижка, установленная в конце узкой части модели, и волна прорыва устремлялась в нижний бьеф (рис. 3.2.6 а). Эксперимент повторялся несколько раз для того, чтобы установить возможный диапазон разброса уровней в контрольных точках (на рис. 3.2.7 эта область заштрихована).

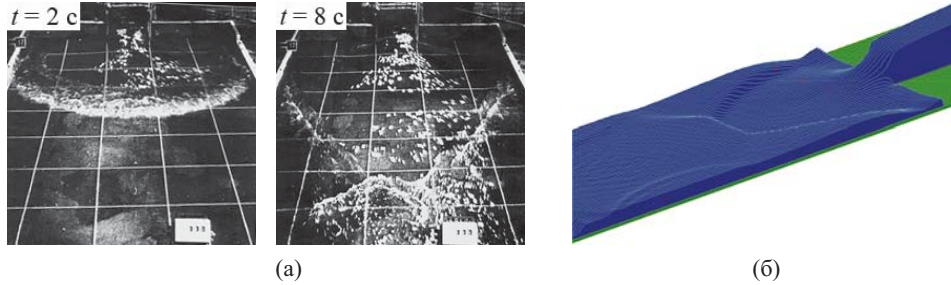


Рис. 3.2.6. Фотографии эксперимента через 2 с и 8 с после начала опыта (а) и результат расчета на момент времени 8 с (б)

Расчеты (рис. 3.2.6 б) выполнялись по схеме распада разрывов первого и второго порядка на квадратных сетках 10×10 см и 5×5 см с коэффициентом шероховатости по Маннингу $n = 0,012$, соответствующего гладкому лабораторному бетону. Сразу отметим, что сгущение сетки в рамках уравнений мелкой воды не привело к повышению точности результатов, поскольку длина гидравлического прыжка конечна, и дробление сетки до размеров существенно меньше длины прыжка не имеет физического смысла.

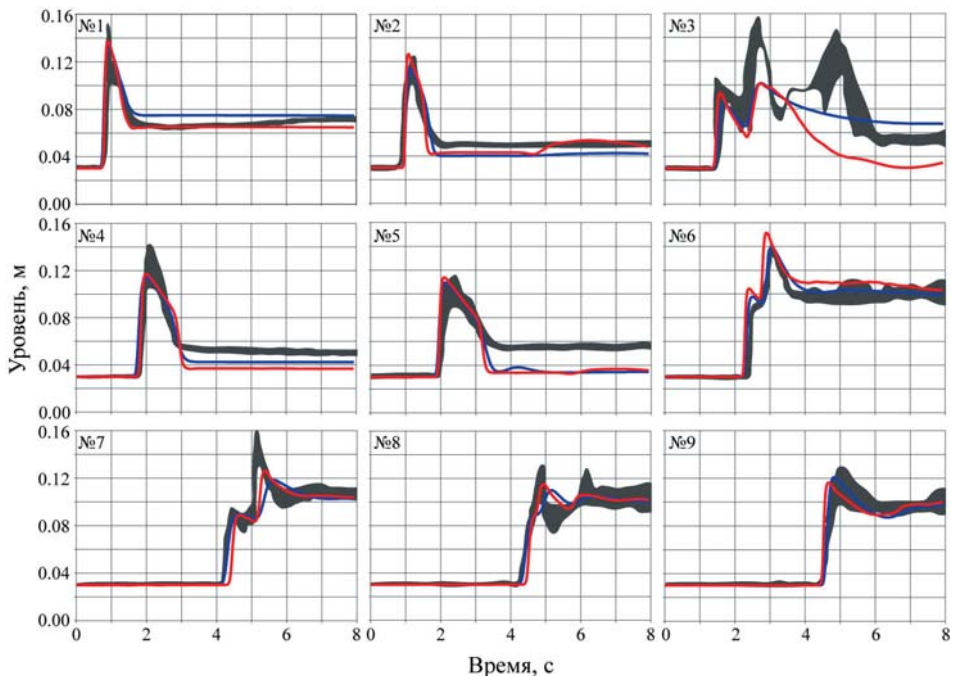


Рис. 3.2.7. Колебания водной поверхности в точках измерения № 1–9

Анализ представленных графиков показывает, что во всех контрольных точках, кроме точки № 3, совпадение расчетов и экспериментов хорошее. При этом нельзя отдать предпочтение схеме 1-го или 2-го порядка, в данном случае их точность относительно экспериментальных данных примерно одинакова. В точке № 3, расположенной вблизи створа резкого расширения потока и вблизи стенки лотка, по измерениям за 8 с имеется 3 максимума уровня водной поверхности. Расчет по уравнениям мелкой воды хорошо показывает первый максимум, отслеживает второй (максимальный) с недобором по высоте и совсем не отражает третий. Следует отметить, что аналогичные расчеты были нами выполнены по программе FLOW 3D, которая учитывает трёхмерность течения. Во всех контрольных точках, кроме № 3, результаты получились не лучше, чем представленные выше. В точке № 3 по трёхмерной модели второй максимум получился немного выше, чем по модели мелкой воды, и слегка наметился третий. Таким образом, в точке № 3, расположенной у стенки лотка, существенно проявляются сложные трёхмерные эффекты.

3.2.4. Разрушение плотины с затоплением конусов на дне

В настоящем разделе рассматривается тест с тремя буграми на дне [Kawahara, Umetsu, 1986] – двумерная задача с нестационарными участками обмеления. Задача решается в области 30×75 м с шагом сетки 0,3 м. Рельеф дна можно представить в виде:

$$b(x, y) = 3\psi(x - 47,5; y - 15; 10) + \psi(x - 30; y - 5,25; 7,5) + \psi(x - 30; y - 24,75; 7,5)$$

где $\psi(x; y; R) = \max(0, 1 - \sqrt{x^2 + y^2}/R)$. Начальный уровень при $x_1 < 16$ м – $z = 1,875$ м, при $x_1 > 16$ м – $z = 0$ м.

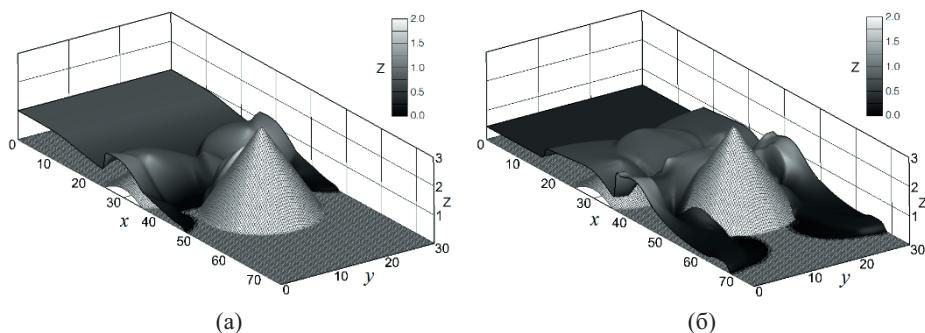


Рис. 3.2.8. Разрушение плотины над горизонтальным дном (а – $t = 6$ с, б – $t = 12$ с) с последующим затоплением области с тремя буграми при $t = 6$ с, 12 с

На рис. 3.2.8 а, б приведены картины течения для моментов времени 6 с, 12 с. Эти результаты хорошо согласуются с данными [Huang, Zhang, Pei, 2013; Liang, Borthwick, 2009; Song et al., 2011]. Получено, что к моменту времени $t = 300$ с течение установилось, а потери объема за все время счета составили $2 \cdot 10^{-4}$ м³, что эквивалентно слою жидкости на одной ячейке с глубиной приблизительно 2 мм – эти потери являются несущественными.

3.2.5. Обтекание вертикального цилиндра

Рассматривается задача обтекания вертикального цилиндра квадратного сечения при малых числах Рейнольдса и Фруда набегающего потока. Это позволяет провести аналогию (нестрогую) с задачей обтекания тела нежимаемой жидкостью (см. раздел 1.2.4), по которой накоплены обширные теоретические и экспериментальные данные, и протестировать алгоритмы численного решения уравнений вязкой мелкой воды.

На рис. 3.2.9 представлены картины обтекания квадратного цилиндра при $Re = 30$ и $Re = 100$, полученные путем решения уравнений вязкой мел-

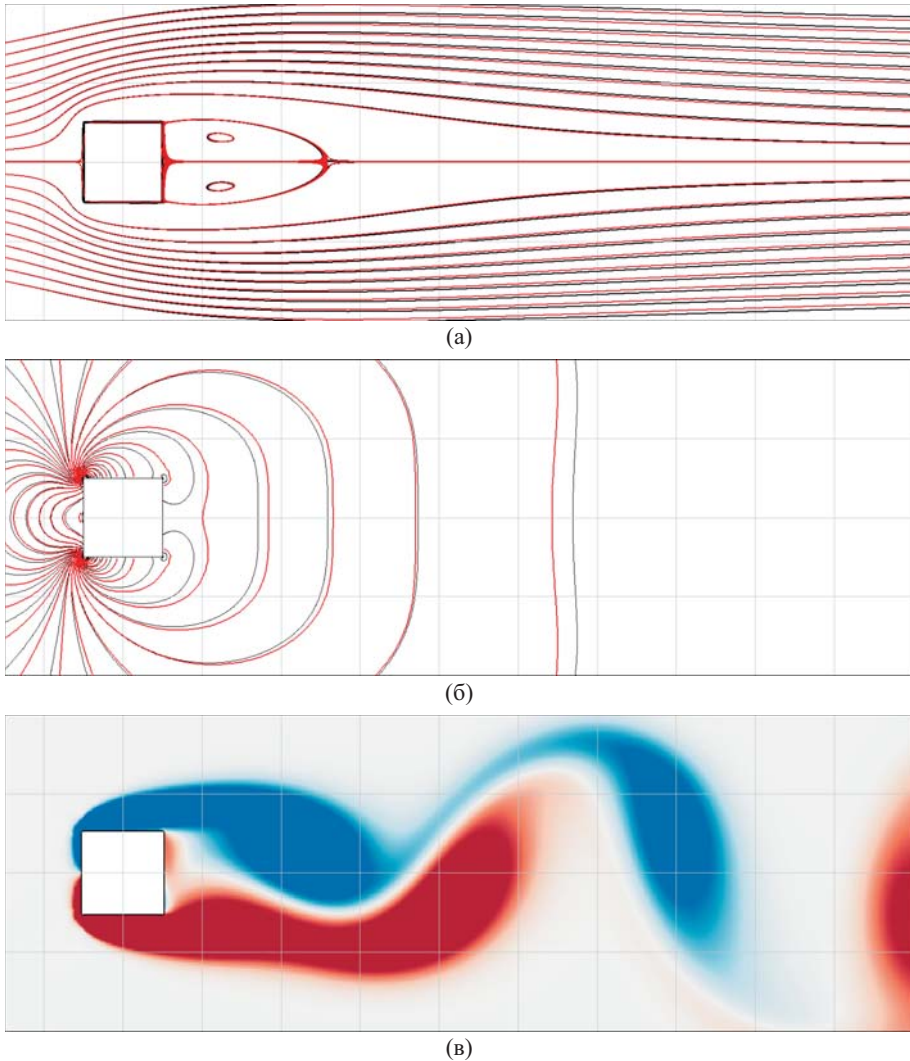


Рис. 3.2.9. Обтекание квадратного цилиндра при $Re = 30$ и 100 : (а), (б) – сопоставление линий тока и коэффициента давления C_p (черные и красные линии соответствуют решениям уравнений Навье-Стокса и вязкой мелкой воды соответственно) для стационарного режима течения при $Re = 30$; (в) – нестационарный режим течения при $Re = 100$ (изображены поля $\omega = u_y - v_x$)

кой воды и уравнений Навье-Стокса, описывающих течения вязкого сжимаемого газа. Течения организованы так, что в первом случае глубина потока ($h \approx 1$) практически не меняется ($Fr = 0,1$ в набегающем потоке), а во втором – эффектами сжимаемости можно пренебречь (число Маха в набегающем потоке $M = 0,1$). Для того чтобы при решении уравнений мелкой воды значительные изменения аналога давления ($0,5 gh^2$) не приводили к существенным изменениям глубины h , ускорение свободного падения выбиралось большим ($g = 100$).

Численное решение уравнений Навье-Стокса проведено на основе стабилизированного метода конечных элементов на неструктурированных треугольных сетках. Более детальное описание использованного алгоритма и результаты его применения для моделирования задач обтекания тел можно найти, например, в [Aleksyuk, 2019; Aleksyuk, Osiptsov, 2018; Aleksyuk, Shkadov, 2018].

Представленные на рис. 3.2.9 результаты расчетов согласуются между собой, а также с данными других авторов [Кулаго и др., 2004; Sohankar et al., 1998; Yoon et al., 2010]. Число Струхала $St = 0,143$ при $Re = 100$ отличается менее чем на 1% от значения, полученного в рамках уравнений Навье-Стокса.

3.2.6. Обтекание группы вертикальных цилиндров

Для исследования возможностей численного моделирования затопления селитебных территорий в Центре Гидравлических исследований АО «НИИЭС» в 2012–2014 гг. в инициативном порядке были выполнены экспериментальные исследования течений с учетом различной расстановки сооружений на затопляемом участке [Norin, Belikov, Aleksyuk, 2017]. Опыт проводился в гидравлическом лотке с рабочей длиной 7 м, шириной 1,39 м со стеклянными стенками и дном из гладкого бетона, который на участке расположения сооружений был заменён листом оргстекла (рис. 3.2.10).

Для изучения сопротивления застроенной территории в лотке были расположены препятствия в виде параллелепипедов («домики»), расставленных в шахматном порядке в середине установки. Размер одного препятствия составлял 10×10 см, высота превышала максимальные глубины затопления. Расстояние до препятствия до препятствия в одном ряду составляло 18 см, расстояние между рядами – 17,8 см. Расположены они перпендикулярно оси лотка. «Домики» были выставлены в 4 ряда, на такой схеме были проведены опыты с различными расходами воды, затем был оставлен 1 ряд препятствий, на нем проведены повторные измерения, затем «домики» были повернуты на 45 градусов. В конце проводились контрольные измерения на лотке без препятствий.

Рассматривалось несколько режимов течения: при расходе 10 л/с, 20 л/с и 40 л/с, а также прохождение волны прорыва.

Во время экспериментов проводились замеры уровня воды в двух фиксированных точках в верхнем и нижнем бьефах (выше и ниже «застроенного» участка). Замеры проводились с помощью пьезометра, после чего переводились в абсолютные отметки. Поскольку измерения уровня проводились непрерывно и с весьма большой частотой, это позволило также выявить пульсации уровня воды. В тех же поперечных створах, где были установ-

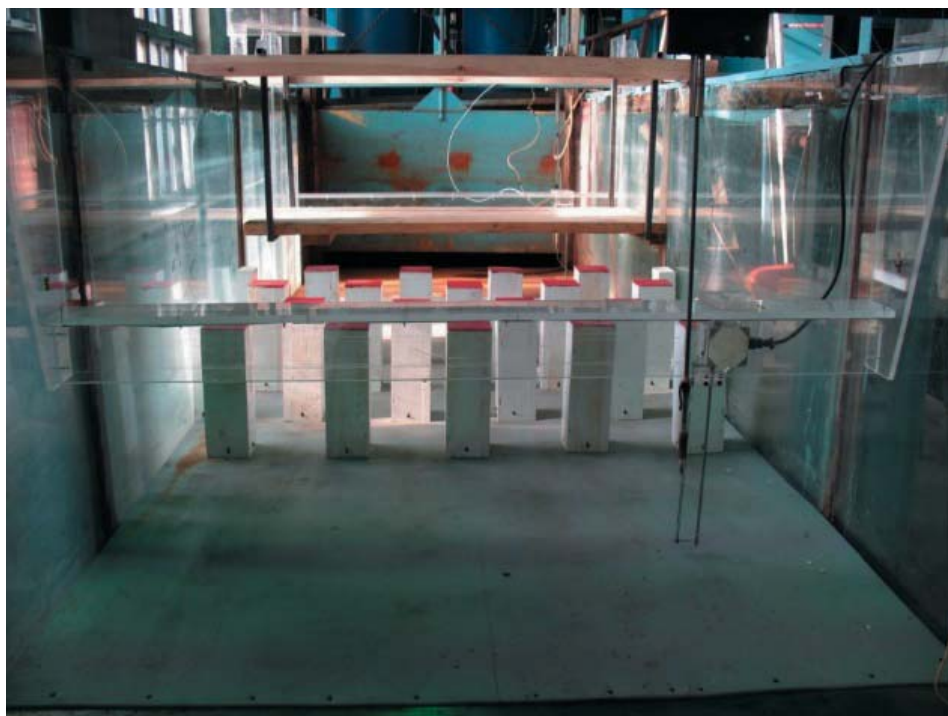


Рис. 3.2.10. Экспериментальный лоток, вид со стороны верхнего бьефа в сторону «застроенной» области

лены пьезометры, проводились измерения скоростей потока при помощи вертушки. Измерения проводились на вертикалях через каждые 5 см по 3 замера в каждой точке, что, с учетом пульсаций, позволяет получить достаточно точный профиль скоростей. Учитывая относительно небольшие глубины в эксперименте (от 3 до 15 см), принималось, что изменение скорости течения по вертикали существенно меньше горизонтального, и им можно пренебречь. Фиксировалось также положение гидравлического прыжка в нижнем бьефе.

После обработки полученных результатов были проведены численные эксперименты, в которых моделировался режим течений в лотке при каждом наборе условий. Одной из главных целей численных экспериментов было изучение влияния размера расчётной сетки на результаты. Были построены 4 варианта сетки: со сторонами ячеек около 10 см (сторона ячейки равняется ширине препятствия), 5 см (две ячейки на препятствие), 2,5 см (4 ячейки) и 1 см (10 ячеек на ширину препятствия). На каждом из вариантов сетки были проведены расчёты для расходов 10 л/с и 40 л/с. Поскольку очевидно, что поле скоростей при подобном заглублении от 10 ячеек до 1 будет существенно отличаться, в основном анализировались две характеристики потока – уровни воды и положение гидравлического прыжка.

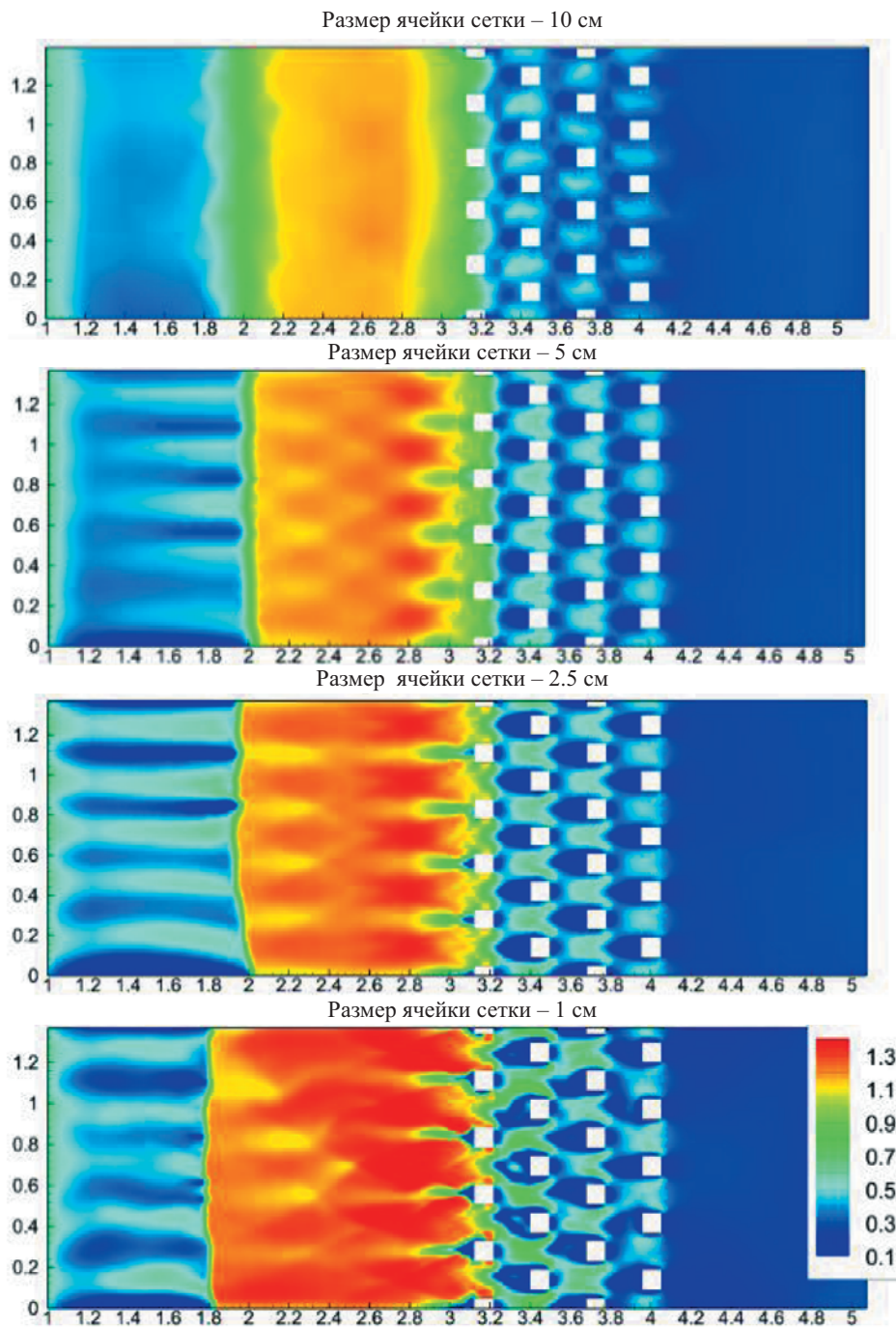


Рис. 3.2.11. Рассчитанные модули скоростей течения (м/с) при расходе 40 л/с и различной густоте сетки. Вода течет справа налево. Цифры по осям – координаты в метрах

Как видно из представленных на рис. 3.2.11 распределений скоростей течения для расхода 40 л/с, при наиболее грубой расчётной сетке – 1 ячейка на ширину препятствия – результаты весьма далеки от реальности, а гидравлический прыжок находится слишком близко к застроенной зоне и сильно размазан. Скорости течения между препятствиями повышаются, но несущественно. Однако уже при сгущении сетки до 2 ячеек на препятствие положение и форма прыжка ближе к экспериментальным данным, появляются застойные зоны за препятствиями и зоны повышенных скоростей между ними. Также слабо выделяются косые волны в нижнем бьефе, которые при дальнейшем сгущении сетки становятся намного более ярко выраженными. Положение гидравлического прыжка практически идеально моделируется на наиболее густой сетке (измеренное расстояние до него в эксперименте – 1,32 м от нижнего края застроенной зоны, что соответствует 1,8 м по продольной шкале на рис. 3.2.11).

Скорости течения в модели на густой сетке воспроизводятся адекватно, при закруглении сетки заметно сглаживаются экстремумы. На наиболее мелкой сетке точно совпадают средние скорости в сечении, однако амплитуда колебаний ниже, чем в эксперименте (рис. 3.2.12). За препятствиями и в эксперименте, и в расчётах формируются зоны циркуляции, пульсирующие во времени (рис. 3.2.11, рис. 3.2.13). Смещаясь то вправо, то влево относительно продольной оси лотка, с определенной периодичностью происходит отрыв вихря от угла препятствия, его смещение вниз по течению и разрушение. Особенно этот процесс заметен у препятствий, находящихся вдали от продольной оси лотка. Также пульсируют и уровни водной поверхности (рис. 3.2.12), причем измеренные и рассчитанные частоты оказались весьма близкими.

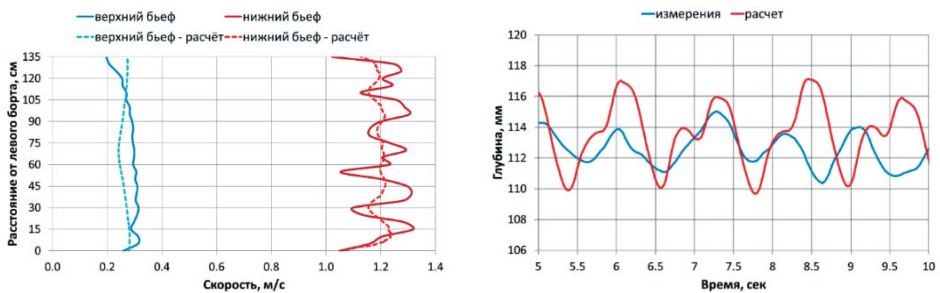


Рис. 3.2.12. Скорости в верхнем и нижнем бьефах при расходе 40 л/с в эксперименте и расчёте на мелкой сетке (слева); колебания уровня воды в верхнем бьефе в эксперименте и в расчёте (справа)

В целом сходимость расчетов и экспериментов оказалась весьма удовлетворительной на «густых» сетках (10 ячеек на сторону квадратного цилиндра – «дома»), что демонстрирует возможность прямого численного моделирования течений по селитебным территориям на основе двумерных уравнений Сен-Венана с непосредственным учетом формы и распо-

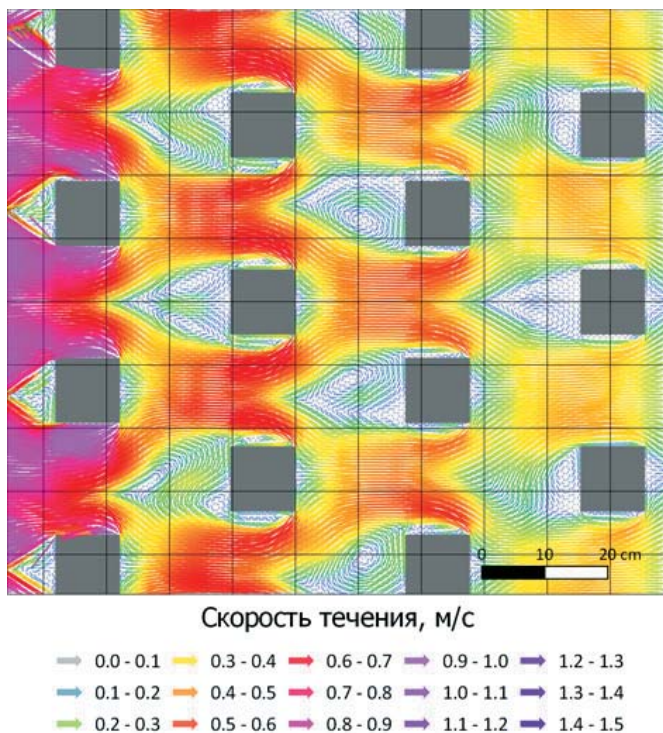


Рис. 3.2.13. Векторное поле скоростей (м/с)

ложения всех зданий и сооружений, попадающих в зону затопления. Это важно при моделировании распространения волн прорыва в нижних бьефах гидроузлов, где часто бывают расположены крупные населенные пункты.

4. Анализ существующих подходов к расчету развития проранов в грунтовых плотинах

4.1. Физическая сущность процессов образования и развития прорана в грунтовых плотинах

Являясь источником жизни на Земле, вода может быть причиной явлений, приводящих к опасным последствиям для природы и человеческого общества. Такое диалектическое противоречие характерно и для области создания плотин и защитных дамб. Наряду с решением многих хозяйственных и социальных задач плотины и дамбы обеспечивают безопасность

от затопления населения и хозяйственных объектов, в том числе за счет предотвращения высоких половодий и паводков при перераспределении стока с использованием водохранилищ. Но, принося неопределимую пользу человечеству, плотины и дамбы при их прорывах сами являются источником техногенных паводков [Прудовский, Васильева, 2010; Васильева, 2021].

Далее в этой главе будут рассматриваться грунтовые плотины. Причинами возникновения аварий грунтовых плотин могут явиться различные обстоятельства, такие, как перелив через гребень, конструктивные дефекты, старение плотин, сейсмическое и техногенное воздействие, и так далее. В ходе аварии возникает проран – отверстие, образовавшееся в теле земляной плотины при прорыве ее водным потоком.

Перелив через гребень плотин является наиболее частой причиной возникновения аварии на ГТС, и характерен в первую очередь для низконапорных плотин и защитных дамб, реже – для крупных. Как правило, в случаях с переливом размыв начинается на наиболее пониженном или наиболее ослабленном участке гребня. Понижение отметок гребня и развитие начальной прорези происходит столь интенсивно, что уровень воды в верхнем бьефе практически не превышает уровень гребня плотины. Такие прораны называются поверхностными. Примером развития прорана вследствие перелива воды через гребень является Киселевская плотина высотой 18 м, авария на которой произошла 14 июня 1993 г. (рис. 4.1.1).



Рис. 4.1.1. Прорыв грунтовой плотины Киселевского водохранилища (фото В. Суворина, источник: <https://uraloved.ru/istoriya/navodnenie-na-reke-kakva>)

При относительно небольшой длине плотины по гребню и быстром нарастании уровня воды в водохранилище (быстроразвивающийся паводок, характерный, например, для горных рек), а также для плотин, сложенных более плотными и связными грунтами, перелив чаще идет по всему фронту сооружения, повреждая гребень и низовой откос. Пример такой аварии, произошедшей в августе 2002 г. на р. Дюрсо, приведен на рис. 4.1.2. Смыта верхняя часть гребня плотины и низового откоса, однако полного разрушения плотины не произошло.



Рис. 4.1.2. Разрушение плотины на р. Дюрсо (высота плотины 25 м, длина по гребню 215 м), вид со стороны нижнего бьефа (фото В.В. Беликов)

Кроме перелива, второй основной причиной разрушения грунтовых плотин является развитие свища в теле плотины, который называют глубинным прораном. Свищи при определенном стечении обстоятельств могут привести к образованию сквозной вертикальной прорези от основания до гребня плотины, а затем, при ее расширении, к полному или частичному разрушению сооружения. Пример – плотина Teton высотой 93 м в США, авария произошла 5 июня 1975 г. (рис. 4.1.3).

Другой пример свища – недавно произошедшая авария на дамбе Канала имени Москвы в районе Тушинского туннеля (рис. 4.1.4). Предположительно из-за нарушения гидроизоляции образовался свищ, который привел к образованию широкой промоины и частичному разрушению низового откоса дамбы канала, однако обрушения гребня дамбы не произошло.



(a)



(б)

Рис. 4.1.3. Разрушение земляной высоконапорной плотины Teton, США [Wu, 2016]: (a) – свищ в теле плотины, (б) – проран после обрушения верхней части насыпи



Рис. 4.1.4. Образование свища в теле дамбы Канала имени Москвы (10 января 2019 г.)

Механизм формирования прорана достаточно сложен и зависит от множества факторов, таких, как напор на сооружение, его высота, протяженность, гранулометрический состав и физико-механические свойства грунта тела плотин и дамб, наличие противодиффузионных устройств, вида креплений верхнего и низового откосов, и прочее. На начальной стадии прорыва грунтовой плотины вследствие перелива процесс существенно отличается от такового при свище. Но после достижения начальной прорезью гребня и основания плотины дальнейшее расширение прорана имеет идентичный характер. Расширение прорана происходит за счет откалывания (оползания) частей бокового откоса и их падения в проран. Обрушившийся грунт подпирает откос до тех пор, пока он не будет смыт водой, движущейся по прорану. Затем процесс повторяется. Под поверхностью воды устойчивый угол бокового откоса близок к углу внутреннего трения, если касательное напряжение, развиваемое водой, относительно невелико. Очевидно, что при формировании прорана это условие не поддерживается постоянно, и материал удаляется с откосов. Выше поверхности воды благодаря сцеплению, адгезии и т.д. откос поддерживается в состоянии, близком к вертикальному. Методов установления критического угла пока не существует. При

нарушении критического состояния блок грунта откалывается от бокового откоса. Отколовшийся грунт может расположиться в проране по-разному, вплоть до полного его перекрытия [Прудовский, Васильева, 2010].

Процесс развития прорана иллюстрируют фото, представленные на рис. 4.1.5–4.1.6.



Рис. 4.1.5. Процесс размыва плотины из однородного песчаного грунта при переливе через гребень, эксперимент Hanson et al., 2005 [Wu, 2016]: (а) – начало перелива в месте понижения гребня плотины – формирование множества узких каналов на низовом откосе (время 7 мин.); (б) – углубление и формирование единого узкого канала на низовом откосе (13 мин.); (в) – смыта часть низового откоса плотины (16 мин.); (г) – размыв части верхового откоса плотины (31 мин.); (д) – проран достиг основания плотины, идет интенсивное его расширение (40 мин.); (е) – выравнивание уровней верхнего и нижнего бьефов, окончание размыва, итоговая форма прорана (51 мин.)



Рис. 4.1.6. Процесс размыва плотины при образовании свища, эксперимент Hanson et al., 2005 [Wu, 2016]: (а) – начальное отверстие (время 0 мин.); (б), (в), (г) – расширение свища в теле плотины (5, 8, 13 мин., соответственно); (д) – обрушение части плотины над свищем (13 мин.); (е) – выравнивание уровней верхнего и нижнего бьефов, окончание размыва, итоговая форма прорана (60 мин.)

Далее речь пойдет о поверхностных проранах в теле грунтовых плотин (разрушение плотины начинается с гребня). Схематично развитие такого прорана по классической схеме условно можно разделить на два этапа (рис. 4.1.7). На первом этапе происходит так называемая «врезка» прорана, т. е. интенсивное углубление прорана, пока отметка нижней точки отверстия не приблизится к отметке основания плотины. Одновременно с углублением проран увеличивается в ширину в своей верхней части, но в сравнении с углублением этот процесс менее интенсивен. На данном этапе форма от-

верстия в свету близка к треугольной или (более точно) к параболической. На втором этапе проран увеличивается только в ширину, и форму его отверстия в свету можно считать близкой к трапециевидальной. По времени первый этап, как правило, на один-два порядка короче второго. Длительность второго этапа зависит от емкости водохранилища, вида грунтов и объема тела плотины. В реальности излив через проран может происходить в течение нескольких часов или даже дней.

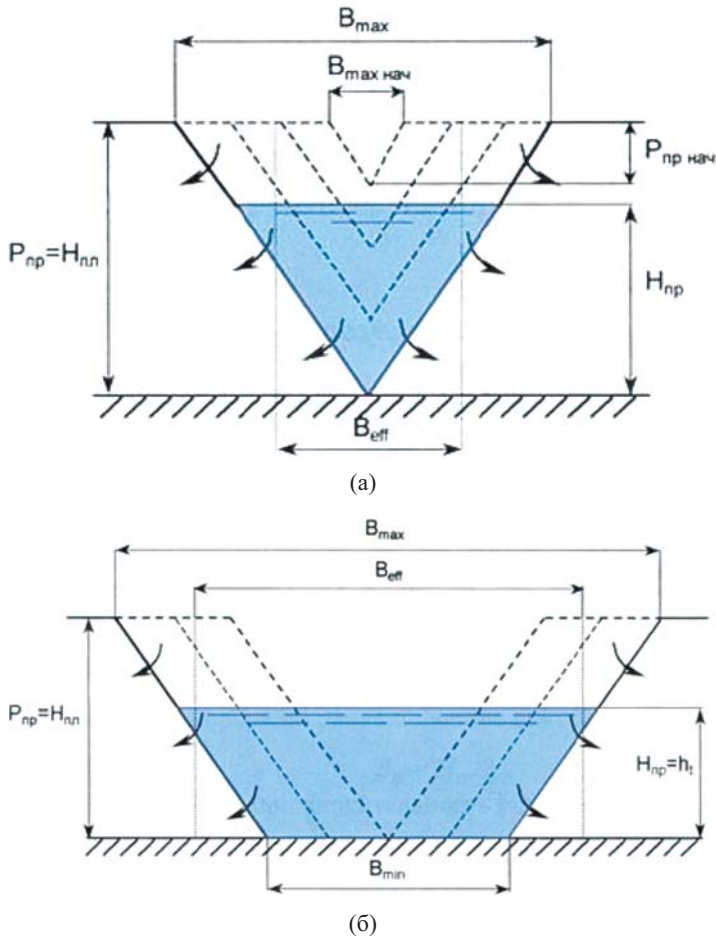


Рис. 4.1.7. Схемы I (а) и II (б) стадий развития прорана в теле плотины

Понимая динамику развития прорана и ограничивающие факторы, возможно разработать надежную модель развития прорана в грунтовой плотины. Основными параметрами прорана являются: время образования; форма; глубина; скорость разрушения конструктивных деталей плотины. Перечисленные параметры зависят от типа плотины, эрозийности примыканий, объема излива, гидродинамики в верхнем и нижнем бьефах [ICOLD Bulletin III, 1998].

После разрушений плотины Baldwin Hills Dam в 1964 г. и плотины Laver Van Norman Dam в 1971 г. руководство штата Калифорния предупреждало всех владельцев плотин об их обязанности составлять карты возможных затоплений местности при прорыве плотин. В 1979 г. в США выпущено Федеральное руководство по безопасности плотин, в соответствии с которым для определения параметров искусственных наводнений требуется определить гидрограф излива воды через образовавшийся проран. В большинстве регулирующих актов и других материалов в области безопасности гидротехнических сооружений, принадлежащих наиболее развитым странам, содержатся в том или ином виде требования к составлению прогнозов гидрографов излива воды через прораны. Это относится и к России. Обязательным документом для эксплуатируемого и создаваемого объекта является Декларация безопасности гидротехнического сооружения, которая должна пересматриваться каждые пять лет и разработка которой невозможна без выполнения прогноза прорыва подпорного или защитного сооружения.

4.2. Подходы к построению моделей развития проранов

В бюллетене № III, выпущенном комиссией по большим плотинам CIGB/ICOLD [ICOLD Bulletin III, 1998], обозначены пять типов математических моделей расчета параметров прорана.

Модели первого типа являются самым простым подходом. Форма прорана назначается априори треугольной либо трапецеидальной, окончательные размеры и время развития прорана определяются по эмпирическим зависимостям. Представлены в работах [Fread, Harbaugh, 1973]. Средняя погрешность в определении ширины прорана составляет 54% и 70% для времени его формирования.

Модели второго типа, где закон развития прорана моделируется, описаны в работах [Christofano, 1965; Fread, 1988a; Singh, Scarlatos, 1985 и Macchione, 1986, 1989]. Модели у разных авторов несколько отличаются, но общий принцип заключается в том, что скорость эрозии пропорциональна среднему напряжению сдвига на поверхности прорана.

В третьем типе моделей проран рассматривается как канал с одинаковым наклоном и сечением правильной формы (треугольной до того, как проран достигает основания плотины, а затем трапецеидальной), излив через проран рассчитывается по формуле водосброса. Подход предложен [Giuseppetti, Molinaro, 1989], а также описан [Bechteler, Broich, 1991]. Здесь делается допущение о том, что поток воды достигает максимальной мощности транспорта наносов у основания плотины. Впоследствии скорость развития прорана определяется посредством уравнения сохранения массы материала плотины.

В четвертом типе моделей поток через проран рассчитывается по уравнениям Сен-Венана, эрозионный размыв в теле плотины по уравнениям Экснера; приведены в работах [Macchione, Sirangelo, 1988, 1989; Ponce, Tsvoglou, 1981; Benoist, 1989; Benslama, 1995 и Herledan, 1995].

Модели последнего пятого типа рассматривают прорыв грунтовой плотины как пошаговый процесс эрозии, разрушения и выноса материала пло-

тины, они охватывают две фазы развития прорана: начальная «врезка» и боковое расширение. Fread [Fread, 1991] представил эмпирический подход, Reiter [Reiter, 1989] представил концептуальные принципы функциональности модели, разработка модели (на момент составления Bulletin III, 1998) велась в китайско-финском совместном проекте [Loukola et al., 1993].

Согласно классификации, предлагаемой Wahl [Wahl, 1998], выделяется три подхода к построению моделей развития проранов в грунтовых плотинах.

Первый из них полагается не основанным на физических связях. Для построения зависимостей выбираются параметры из банка натуральных данных о реально имевших место случаях образования проранов или данные о развитии проранов в лабораторных условиях.

Mac Donald и Longridge-Monopolis [Mac Donald, Longridge-Monopolis, 1984] интуитивно предположили, что такие интегральные параметры образования проранов, как объем выноса материала из тела плотины (или ширина прорана при завершении образования прорана), время развития прорана, максимальный расход воды излива через проран, для разных плотин однозначно зависят от так называемого «фактора формирования прорана», представляющего собой комплекс из объема воды, излившейся через проран и начального перепада уровней воды на проране, полученных по натурным данным или в лаборатории.

Исходя из статистической обработки данных, наименьшие минимумы среднеквадратичных отклонений зависимости интегральных величин имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} Q_{max} &= 1,38(W_{изл} \cdot \Delta Z_0)^{0,40} \\ W_{вын} &= 0,03(W_{изл} \cdot \Delta Z_0)^{0,74} \\ T_{разв} &= 0,02(W_{изл} \cdot \Delta Z_0)^{0,24} \end{aligned} \quad (4.2.1)$$

Величины в зависимостях (4.2.1) размерны. По ним можно построить только весьма приближенные гидрографы излива через проран.

Натурные данные об образовании проранов могут быть использованы и для построения безразмерных зависимостей для интегральных величин с использованием теории размерностей, как это сделали Molinaro P., Pacheco R., Tancini C. [Molinaro, Pacheco, Tancini, 1994]:

$$Q_{max} = 0,116(W_{\Sigma}/H^3)^{0,22} \sqrt{g} \cdot H^{2,5}, \quad (4.2.2)$$

где W_{Σ} – объем воды в водохранилище, H – высота плотины.

Более подробные и надежные данные для построения гидрографа излива воды через проран могут быть получены при использовании лабораторных сведений о формировании проранов в разных условиях. А.М. Прудовский [Прудовский, 1998] на основании ограниченного объема лабораторных данных о формировании прорана в плотине из мелких песков, когда крупность частиц влияет на процесс несущественно, введя в рассмотрение время процесса t , разность в момент времени t уровней воды в верхнем бьефе и подошвы плотины h_p , ускорение гравитации g и площадь поперечного сечения плотины ω , предложил зависимость для интенсивности увеличения ширины прорана, которая подробно представлена в п. 4.3.

Второй подход к разработке искомых методов полагается только частично физически обоснованным. При его использовании применяются упрощающие предположения, например, о форме зависимости от времени процесса развития прорана. Имея сведения о времени развития прорана и максимальном расходе истечения, представляется некоторая возможность определения гидрографа истечения через проран. В этом подходе могут использоваться также допущения о форме прорана, о соотношении скоростей развития прорана по глубине и ширине и т.д.

В.А. Распутина и Г.В. Пряхина в статье [Распутина, Пряхина, 2020] приводят методику расчета гидрографа прорывного паводка в результате перелива через гребень плотины. Мгновенный расход через створ прорана определяется по формуле истечения через крупное отверстие, которое представляет собой проран. Здесь напор принимается равным разнице отметок поверхности воды и низа прорана. Изменение отметок низа прорана определяется из величины удельного расхода твердой фазы по соотношению Мейера-Петера [Zagonjalli, 2007]. Соотношения положены в основу компьютерной программы, написанной в среде MatLab. По мнению самих авторов, предлагаемая в [Распутина, Пряхина, 2020] методика в целом удовлетворительно описывает процесс разрушения плотины и формирование гидрографа, объемы излившейся массы воды практически одинаковы в расчете и физическом эксперименте, на котором опробована методика. Но рассчитанный гидрограф расхода имеет более ранний подъем и пологую форму, чем в физическом эксперименте.

В статье [Макушин и др., 2020] Макушин М.А., Виноградова Т.А., Соколова Д.П. и др., среди альтернативных методик, имеющих физическое обоснование, представлен метод Ю.Б. Виноградова – прорыв озера, подпруженного ледяной плотиной. Процесс опорожнения озера определяется увеличением площади поперечного сечения туннеля по мере сработки объема озерной воды.

$$F_{\text{потока}} = -F_{\text{ледяной массы}} \quad (4.2.3)$$

Ледяная плотина просто заменяется на грунтовую, т.к. описанный в методике Ю.Б. Виноградова процесс, по мнению авторов статьи, во многом схож с развитием прорана в грунтовой плотине. Также авторами получены удовлетворительные результаты при расчетах реальных аварий на плотинах (Киселевская, Тирлянская, озеро Тимбер и др.).

Наконец, **третьим подходом** является физически обоснованный метод. При использовании такого подхода предпринимается попытка выполнить моделирование физических процессов, составляющих изучаемое явление. Предполагается, что при этом имеет место комбинация процессов гидравлики, транспорта наносов и механики грунтов. Преимуществом такой модели считается, что она позволяет обоснованно определять процесс формирования прорана и соответственно потенциальный гидрограф излива воды через проран при различном сочетании исходных данных о характеристиках плотины и гидрологических условий.

В таблице 4.2.1 приведена значительная часть основных моделей формирования проранов в грунтовых плотинах и дамбах, разработанных в период с 1965 по 2002 г. с учетом их особенностей и недостатков [Прудовский, Васильева, 2010].

Табл. 4.2.1. Сравнение и оценка прогностических моделей проранов

Модель	Форма прорана	Способ расчета течения	Формула транспорта наносов	Геометрические характеристики откосов прорана	Ограничения и недостатки
Christofan [Cristofan, 1965]	Трапециевидная с постоянной шириной по дну	Водослив с широким порогом	Эмпирическая формула Christofan	Нет сведений	Постоянная ширина прорези по дну и форма; Отсутствует механизм бокового размыва; Отсутствует механизм устойчивости откосов; Недостовверная зависимость для определения размыва
Harris Wagner (1967) Singh (1966)	Параболическая, ширина по верху 3,75 от глубины	Водослив с широким порогом	Формула Schoklifsch	Нет сведений	Постоянная концентрация наносов; Отсутствует механизм устойчивости откосов; Откосы назначаются пользователем
BRDAM Brown и Ragers (1977, 1981)	Параболическая, с откосами под 45°	Водослив с широким порогом	Формула Schoklifsch	Разрушение верхнего клина над свищем определяется пользователем	Постоянная концентрация наносов; Отсутствует механизм устойчивости откосов; Отсутствует механизм бокового размыва; Пользователь назначает время разрушения свища
Pence-Tsivolou (1981)	С учетом изменения ширины потока поверху	Полное уравнение Сен-Венана	Уравнение Экснера с учетом зависимости Мейер-Петер Мюллер	Нет сведений	Отсутствует механизм устойчивости откосов; Использование режимной концепции; Отсутствует боковой размыв после достижения максимального расхода
Lou Singh (1996)	Большинство эффективно устойчивых сечений (форма конусоидальной кривой)	Полное уравнение Сен-Венана	1. Эмпирическая формула Christofan, 2. Формула Дюбуа и Эйшштейна, 3. Формула Lou	Нет сведений	Отсутствует механизм устойчивости откосов; Отсутствует боковой размыв после достижения максимального размыва; Эмпирическая зависимость для расчета размыва; Неподходящий метод моделирования развития прорана

Численное моделирование волн прорыва

Модель	Форма прорана	Способ расчета течения	Формула транспорта наносов	Геометрические характеристики откосов прорана	Ограничения и недостатки
Nogueria Singh (1996)	Эффективное сечение (форма конусоидальной кривой)	Полное уравнение Сен-Венана	Уравнение Экснера с учетом зависимости Мейер-Петер Мюллер	Нет сведений	Ограничения те же, что и для модели Lou
NWS BREACH [Fread, 1988b]	Прямоугольное и трапецидальное	Водослив с широким порогом, при переливе – формула течения в щели при истечении через свищ	Зависимость Мейер-Петер Мюллер модифицированная Смартей	1. Стабильность боковых откосов, 2. Разрушение верхней клина при истечении через щель или переливе	Равномерный размыв прорана; неподтвержденный метод расчета; Неточный анализ устойчивости откосов; Упрощенное моделирование разрушения дамб, имеющих сложную конструкцию
BEED [Singh и Quiroga, 1987]; [Singh, 1996]	Трапецидальная	Водослив с широким порогом	Эйнштейн-Браун	Стабильность боковых откосов	Равномерный размыв прорана; неподтвержденный метод расчета; Неточный анализ устойчивости откосов
SITES (1998)	Три стадии разрушения: 1. Разрушение покрытия. 2. Формирование прорези. 3. Размыв прорези	Применение принципов гидравлики и гидрологии к построению кривой течения через водослив	Для стадий 1 и 2 использована модель обрушения, для стадии 3 – уравнение диссипации энергии	Устойчивость входа в канал водослива	Модель процесса разрушения дамбы не завершена; Эмпирический коэффициент расчета размыва
NCP BREACH [Andrews и Coleman, 1998]	Параболическая	Эмпирическая формула	Эмпирическая формула	Нет сведений	Эмпирическая формула основана на использовании малой физической модели; Отсутствие механизма устойчивости откосов
EDBREACH [Loukova и Houkina, 1998]	Трапецидальная	Водослив с широким порогом	Формула Мейер-Петер Мюллер	Разрушение верхней клина во время разрушения свища	Равномерный размыв прорана; Неточный анализ устойчивости откосов
BRES [Visser, 1998]	Пять стадий разрушения	Водослив с широким порогом	Несколько формул транспорта наносов	Нет сведений	Отсутствует механизм устойчивости откосов; Незавершенный метод расчета

Модель	Форма прорана	Способ расчета течения	Формула транспорта наносов	Геометрические характеристики откосов прорана	Ограничения и недостатки
DEICH №1/№2 [Broich, 1998]	Диффузионный подход	Уравнения мелкой воды	Несколько формул транспорта наносов	Нет сведений	Параболическая форма прорана; Отсутствует механизм устойчивости откосов; Недостовверное моделирование размыва по глубине и ширине
Renard and Rupro [Raquier, 1998]	Равномерный размыв свища	Уравнение течения в щели	Формула Мейер-Петер Мюллер	Разрушение материала над свищем	Неподтвержденное моделирование разрушения материала над свищем; Отсутствует механизм устойчивости откосов
Flood Levee Breaches [Fujita and Tamira, 1987]	Прямоугольная форма прорана выше уровня воды, трапециевидальная – ниже уровня	Уравнение критического потока	Интенсивность транспорта наносов оценена в предположении, что энергия расходуется только для транспорта наносов	Нет сведений	Равномерный размыв прорана; Отсутствует механизм устойчивости откосов
Cemagref [Raquier, 2001]	Прямоугольное	Уравнение Бернулли	Формула Мейер-Петер Мюллер	Нет сведений	Коэффициент Стриклера уточняется по натурным данным
SOBEK [Verheij, 2002]	Определяется расчетом	2-D модель	Собственная зависимость, учитывающая ряд механических свойств грунта	Большой комплекс гидромеханических свойств грунта	Должной верификации для связных грунтов не выполнено

После принятия Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» в июне 1991 г. в России начали активно разрабатываться методики расчета параметров прорана и волны прорыва. Закон обязывает собственника ГТС один раз в 5 лет пересматривать Декларацию безопасности гидротехнического сооружения, неотъемлемой частью которой является расчет вероятного вреда от гидродинамической аварии. С января 2021 г. вступило в силу Постановление Правительства РФ от 03.10.2020 № 1596 «Об утверждении Правил определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности за вред, причиненный в результате аварии гидротехнического сооружения» и Приказ Ростехнадзора от 10.12.2020 № 516

«Об утверждении Методики определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии гидротехнического сооружения (за исключением судоходных и портовых гидротехнических сооружений)». Согласно «Методике...» расчет распространения волны прорыва выполняется методами математического моделирования с использованием уравнений Сен-Венана. Используемые модели могут быть одномерные, двумерные (плановые) или гибридные (квазидвухмерные, квазитрехмерные). Однако рекомендаций по расчету параметров прорана в грунтовой плотине «Методика...» не содержит. Рядом организаций, действующих на территории РФ, разработаны свои рекомендации по тематике проранов (МР-81¹, РД 03-607-03²), но, как указывают авторы статьи [Виноградова и др., 2019], представленные в них методы не имеют под собой физического обоснования, основаны на ошибочных постулатах, не учитывают объем водохранилища на момент прорыва, построены на эмпирических формулах, «привязанных» к конкретным условиям. Результаты расчетов по ним могут отличаться в разы и давать большую погрешность [Виноградова и др., 2019].

Большинство методик зарубежных авторов, представленных в табл. 4.2.1, основаны на ранее разработанных известных формулах транспорта наносов или эмпирических формулах, выведенных авторами методик. Расчет истечения через проран производится по уравнениям гидравлики (формулам для водослива), реже с применением уравнений Сен-Венана. Здесь представлены методики всех трех подходов, у методик первой и второй группы общими недостатками являются отсутствие механизма бокового размыва, устойчивости откосов, постоянные ширина прорана по дну и концентрация наносов. Методы из третьей группы, как правило, не завершены и находятся в стадии разработки.

4.3. Метод расчета развития прорана А.М. Прудовского и его модификации

Метод расчета развития прорана в грунтовых плотинах А.М. Прудовского применим для второй стадии – бокового расширения прорана, и представляет собой эмпирическую зависимость, выведенную на основании ограниченной серии экспериментов, выполненных в гидравлической лаборатории ОАО «НИИЭС» [Прудовский, 1998]. Зависимость связывает размеры прорана и расход излива во времени с уровнем верхнего бьефа и параметрами плотины (шириной по верху, заложением верхового и низового откосов и т. п.). При этом изменение уровня водохранилища рассчитывается по

¹ Методические рекомендации по определению расходов воды при проектировании переходов через водотоки в зоне воздействия некапитальных плотин. М.: ВНИИТС, 1981. 17 с.

² РД 03-607-03 Методические рекомендации по расчету развития гидродинамических аварий на накопителях жидких промышленных отходов / Нормативные документы межотраслевого применения по вопросам промышленной безопасности и охраны недр. Серия 03. Вып.42. М.: Государственное унитарное предприятие «Научно-технический центр по безопасности в промышленности Госгортехнадзора России», 2003. 11 с.

графику связи объема водохранилища с уровнем верхнего бьефа. Проран рассматривается как неподтопленный водослив с широким порогом.

Формула А.М. Прудовского имеет вид:

$$\frac{dB_t}{dt} = K \frac{h_t^{2,5}}{\Omega}. \quad (4.3.1)$$

Здесь B_t – ширина прорана в момент времени t ; Ω – площадь поперечного сечения плотины; h_t – разность уровня воды в верхнем бьефе и отметки основания плотины.

Коэффициент интенсивности размыва K зависит от свойств материала тела плотины. Для песчаных грунтов он близок к $0,07 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$.

Для описания процесса формирования прорана уравнение (4.3.1) интегрируется по времени и дополняется зависимостями (4.3.2), позволяющими замкнуть математическую модель:

$$\begin{aligned} Q_t &= -\frac{dW_t}{dt}, \\ Q_t &= m \cdot \varepsilon \cdot \sigma \cdot B_t \cdot \sqrt{g} \cdot h_t^{3/2}, \\ W_t &= W_0 - \int_0^t (Q_t - Q'_t) dt, \\ W_t &= f(Z_t), \\ Z_t &= \nabla_{bot} + h_t, \end{aligned} \quad (4.3.2)$$

где Q_t – расход излива воды через проран в момент времени t , W_t – объем воды в водохранилище в момент времени t , m – коэффициент расхода водослива с широким порогом ($m = 0,32 \dots 0,38$), ε – коэффициент бокового сжатия, σ – коэффициент подтопления, W_0 – объем воды в водохранилище в начале излива, Q'_t – расход притока к водохранилищу в момент времени t , Z_t – отметка уровня поверхности воды в верхнем бьефе в момент времени t , ∇_{bot} – отметка основания плотины.

Для расчетов по представленной методике необходимо иметь следующий набор исходных данных:

- кривая зависимости объема водохранилища от уровня воды в нем (кривая объемов);
- начальная отметка верхнего бьефа;
- расход притока к водохранилищу (постоянный или гидрограф);
- параметры плотины – площадь поперечного сечения, отметки гребня и основания, заложения верхового и низового откосов, длина по гребню.

В результате расчета получают зависимости от времени для средней ширины прорана, расхода излива, отметок уровня в верхнем бьефе, объема излива воды из водохранилища.

К преимуществам метода А.М. Прудовского можно отнести достаточно простой вид эмпирической зависимости, метод легко интегрируется в более сложные программные комплексы, основанные на решении как одномерных, так и двухмерных уравнений Сен-Венана.

Существенными ограничениями метода является неучет подпора со стороны нижнего бьефа, тогда погрешность определения расхода может составлять до 25%, и неучет физико-механических свойств грунта.

4.3.1. Модификация метода А.М. Прудовского, основанная на решении двумерных уравнений Сен-Венана

В лаборатории численного моделирования ОАО «НИИЭС» под руководством В.В. Беликова для решения практических задач была разработана методика, позволяющая моделировать течения совместно в верхнем и нижнем бьефах при заданном законе развития прорана в теле плотины. Закон развития прорана определяется по методу А.М. Прудовского (4.3.1), (4.3.2). Далее полученный закон закладывается определенным образом в двумерную (плановую) численную модель и производится совместное моделирование верхнего и нижнего бьефов гидроузла [Беликов, 2002]. Такой подход позволяет более точно рассчитывать условия в верхнем бьефе (особенно для узких вытянутых в длину водохранилищ) и автоматически учитывать подтопление со стороны нижнего бьефа, которое часто имеет место, по крайней мере, для равнинных условий. В результате максимальные расходы излива обычно получаются несколько меньше, чем рассчитанные непосредственно по модели (4.3.1).

В программном комплексе «БОР» [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2001], где и была реализована поставленная задача, закон расширения прорана задается в отдельном файле. Для удобства будем называть блок развития прорана «PRORAN». Программа «БОР» предназначена для расчета паводков и волн прорыва на недеформируемом дне. Основана она на численном решении уравнений Сен-Венана на адаптивных треугольно-четырёхугольных сетках. Здесь применяется алгоритм типа схемы С.К. Годунова, который обеспечивает расчет бурных потоков, гидравлических прыжков и течений по сухому дну сквозным образом без возникновения численных осцилляций и отрицательных глубин [Беликов, Семенов, 1997]. Таким образом, программа позволяет проводить расчет водных объектов большой протяженности со сложной батиметрией и очертаниями в плане с учетом дорог, мостовых переходов, берегозащитных дамб и других сооружений.

Участок грунтовой плотины, подвергающийся разрушению, покрывается сеткой как часть счетной области, и на ней задаются высотные отметки неразмываемого дна (основания плотины). Наибольшее удобство и точность моделирования обеспечивает четырехугольная (близкая к ортогональной) сетка с координатными линиями, ориентированными параллельно и ортогонально продольной оси дамбы в плане, а по ширине покрывающая плотину на одну или несколько ячеек. Таким образом, в плане проран представляется как прямоугольник, и, расширяясь со временем, он захватывает все новые и новые ячейки сетки. Как только очередная ячейка хотя бы частично попадает в зону прорана, отметка дна на ней корректируется с учетом скорости расширения и углубления прорана и с учетом заложения откосов прорана. При этом обеспечивается максимальная плавность «включения» новой ячейки, так как в противном случае возникают колебания скоростей и расходов излива через проран, которые тем значительнее, чем крупнее ячейки сетки.

Для обеспечения плавной изменяемости параметров потока в створе прорана во времени на модели реализуется следующая процедура. В каждую ячейку сетки в границах прорана регулярным или случайным способом по-

мещается большое число (несколько десятков) маркеров (точек), равномерно распределенных по площади ячейки. Для каждого из этих маркеров в соответствии с заданным законом изменения поперечного сечения прорана вычисляется текущая отметка поверхности земли. Затем отметка дна в центре ячейки вычисляется осреднением отметок дна по всем маркерам. Таким образом, как только в зону развития прорана попадает хотя бы один маркер, это сразу отражается на значении отметки дна в центре ячейки, которое используется в основном алгоритме расчета [Беликов, 2002]. Пример реализации блока «PRORAN» на двумерной численной модели «БОР» показан на рис. 4.3.1.

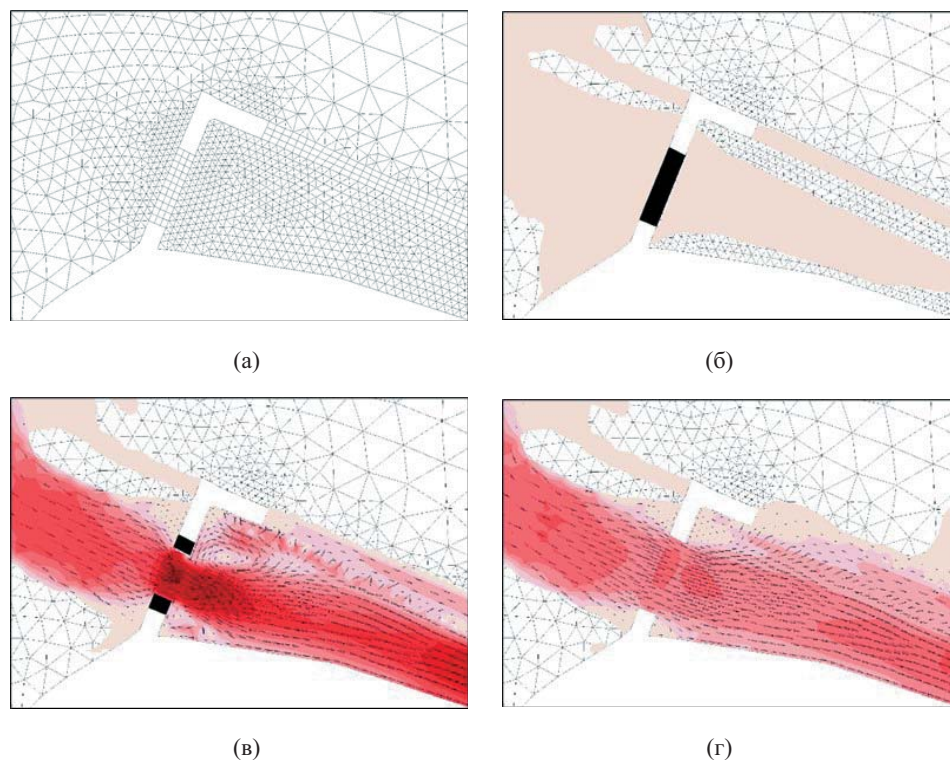


Рис. 4.3.1. Пример реализации блока «PRORAN» на модели «БОР»: (а) – расчетная сетка; (б) – проран «закрыт» (начало расчета); (в) – проран частично раскрыт; (г) – полное раскрытие прорана

Некоторое время спустя программа «БОР» была значительно расширена и преобразована в программный комплекс STREAM 2D [Беликов, Кочетков, 2014], зарегистрированный в Роспатенте в 2014 г. Блок «PRORAN» был перенесен в новый программный комплекс без значимых изменений.

По описанной выше методике были выполнены расчеты волны прорыва для многих гидротехнических и гидроэнергетических объектов: Ивановская ГЭС, Угличская ГЭС, Горьковская ГЭС, Саратовская ГЭС, Сызранская ГЭС, Красноярская ГЭС, Новосибирская ГЭС, объекты Канала имени Москвы, Камская ГЭС, Краснодарская плотина и др.

4.3.2. Модификация метода А.М. Прудовского для расчетов излива в замкнутую область

Нередко на практике может встретиться частный случай прорыва дамбы с изливом воды в некую замкнутую область. Тогда конечный объем излива будет определяться объемом замкнутой области, а сам излив прекратится при сравнении уровней воды в верхнем и нижнем бьефах.

С.Я. Школьников разработал модификацию метода А.М. Прудовского, позволяющую производить расчет данного частного случая, ее описание представлено в статье «Оценка вероятного вреда от возможной аварии ГТС сухого дока» [Есиновский и др., 2010]. Распространение прорывной волны в нижнем бьефе описывается одномерными уравнениями Сен-Венана и реализуется программой «SV-1», разработчиком которой является С.Я. Школьников (сертификат соответствия №РОСС RU.СП11.Н00117 ГОССТРОЯ РОССИИ).

Сухой док – это изолированная от акватории площадка с отметками дна ниже уровня воды в акватории, которая используется для строительства и ремонта судов. На период проведения работ сухой док осушается, после завершения работ вновь заполняется водой. Для пропуска судов служат ворота различной конструкции, а также разборные перемычки, которые могут быть выполнены в виде земляных дамб. В статье [Есиновский и др., 2010] рассматривается прорыв земляной дамбы сухого дока.

Время затопления сухого дока (замкнутой емкости) оценивается из уравнения баланса воды в затапливаемом доке:

$$\frac{dW}{dt} = Q, \quad (4.3.3)$$

где W – объем воды в доке, Q – расход через проран, t – время.

Эмпирическая формула А.М. Прудовского для интенсивности выноса материала тела плотины представлена в виде:

$$\frac{dW_s}{dt} = KH_0^{2,5}, \quad (4.3.4)$$

где W_s – объем вынесенного грунта, H_0 – разность уровня верхнего бьефа и подошвы плотины. Как видно, формула (4.3.3) никак не учитывает уровень воды в нижнем бьефе, значит, она применима только для неподтопленного истечения через проран, что справедливо только для начальных моментов аварии. По мере раскрытия прорана уровень воды в нижнем бьефе растет, режим истечения становится подтопленным, развитие прорана должно замедлиться. При неподтопленном истечении в створе прорана число Фруда $Fr = 1$, при этом скорость воды v равна скорости волн малой амплитуды и вычисляется по формуле:

$$v = \sqrt{g \frac{\omega}{B}}, \quad (4.3.5)$$

где $\omega = \omega(h)$ – площадь поперечного сечения водотока, $B = B(h)$ – ширина потока по верху.

Глубина потока в критическом сечении и его скорость функционально связаны между собой. Потери напора на входе в проран невелики, и глубина

потока в нем связана с напором на дамбу формулой Бернулли. Уравнение Бернулли для потока, протекающего из акватории в проран, имеет вид:

$$H_0 = h_* + \frac{v_*^2}{2g} + \Delta h, \quad (4.3.6)$$

где H_0 – глубина в акватории над дном прорана, h_* – критическая глубина, v_* – критическая скорость, Δh – потери напора на вход в проран. При трапецеидальной форме прорана и при условии малых потерь напора

$$H_0 = h_* + \frac{1}{2} \frac{(b + mh_*)h_*}{(b + 2mh_*)}, \quad (4.3.7)$$

где b – ширина прорана по верху, m – заложение откосов прорана. Из (4.3.7) следует:

$$h_* = \sqrt{\left(\frac{3b - 4mH_0}{10m}\right)^2 + \frac{2bH_0}{5m}} - \frac{3b - 4mH_0}{10m}. \quad (4.3.8)$$

Вводятся обозначения:

$$\tilde{h} = \frac{h_*}{H_0}, \quad \tilde{b} = \frac{b}{mH_0}. \quad (4.3.9)$$

При принятых обозначениях формула (4.3.8) принимает вид:

$$\tilde{h} = \sqrt{\left(\frac{3\tilde{b} - 4}{10}\right)^2 + \frac{4\tilde{b}}{10}} - \frac{3\tilde{b} - 4}{10}. \quad (4.3.10)$$

В итоге для условий неподтопленного течения получаем:

$$H_0 = \frac{v^2}{2g(1 - \tilde{h})}, \quad (4.3.11)$$

где \tilde{h} – функция размеров трапецеидального прорана и напора воды H_0 .

Окончательно из формул (4.3.4) и (4.3.11) следует:

$$\frac{dW_s}{dt} = KH_0^{(2,5-\alpha)} \left(\frac{v^2}{2g(1 - \tilde{h})} \right)^\beta, \quad (4.3.12)$$

где $\alpha > 0$, $\beta > 0$, $\alpha + \beta = 2,5$. Формула (4.3.12) применима и для условий подтопленного истечения. Скорость v в этом случае зависит от условий в нижнем бьефе, и при полностью затопленном доке (замкнутой емкости) равна нулю, поэтому расширение прорана не продолжается. За начало подтопления принимается момент, когда одновременно выполняются два условия: число Фруда в потоке над дном прорана равно 1 и уровни воды в доке (замкнутой емкости) и проране равны между собой.

4.4. Методики расчета развития прорана, основанные на закономерностях транспорта наносов в открытых потоках

4.4.1. Модель DHI MIKE 11

Программный комплекс MIKE 11 был разработан в Датском Гидравлическом Институте (DHI) [MIKE 11. ..., 2003]. Предназначен комплекс для 1D-моделирования процессов в речных системах и сетях линейных водных объектов (каналах). В настоящий момент на рынке представлен программный продукт фирмы DHI под наименованием MIKE HYDRO RIVER, который является усовершенствованной моделью и преемником MIKE 11. Комплекс MIKE HYDRO RIVER аналогично MIKE 11 имеет модульную структуру. Базовым является модуль HD (Hydrodynamics) – гидродинамика. Для моделирования прорыва плотин служит модуль DB (Dam Break), при помощи которого можно моделировать поверхностный и глубинный размыв грунтовых плотин и дамб, разрушение секций гравитационных плотин, затворов водопропускных сооружений, ворот шлюзов, каскадные аварии.

В математическую основу гидродинамического модуля HD заложена неявная разностная схема расчета неустановившегося движения воды в открытых водотоках, основанная на решении уравнений Сен-Венана в одномерной схематизации. Модуль DB (прорыв плотин) позволяет моделировать распространение волны прорыва в нижнем бьефе гидроузла, вызванного образованием прорана [Краткое описание модуля ..., 2015]. При этом пользователь не ограничен количеством прорываемых сооружений.

Гидродинамическая модель MIKE 11 описывается сетью расчетных Q - и h -точек, в которых вычисляется расход и уровень соответственно. Расстояние между h -точками может быть переменное и определяется пользователем, а Q -точки размещаются посередине между соседними h -точками. Гидротехнические сооружения всегда являются Q -точками (см. рис. 4.4.1).

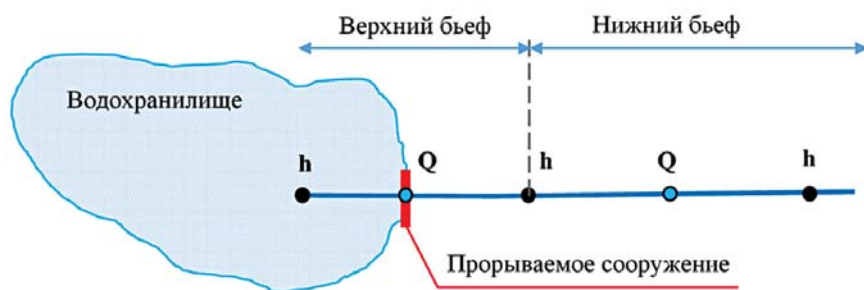


Рис. 4.4.1. Схематичное описание речной сети с прорываемым сооружением

Расчетный модуль *DB MIKE 11* поддерживает два режима расчета прорана:

1. Как функцию времени. Здесь пользователь сам определяет и задает изменение параметров прорана (отметку низа, ширину, заложение откосов) как функцию во времени.

2. Эрозионный процесс. В математическую основу данного метода заложена формула транспорта наносов – формула Энгелунда-Хансена (Engelund F., Hansen E.). Этот вариант расчета рекомендован для всех типов грунтовых плотин и дамб.

Рассмотрим эрозионный метод расчета прорана. На первом шаге расчета определяется касательное напряжение τ_0 , значение которого сравнивается с критическим, задаваемым пользователем (рекомендованное значение 0,03–0,06). Если касательное напряжение превышает критическое значение, то оценивается вынос грунта из тела плотины – критерий Шилдса Θ :

$$\Theta = \frac{\tau_0}{(s-1)\rho_w d}, \quad (4.4.1)$$

где τ_0 – касательное напряжение; s – относительная плотность частиц $s = \rho_s/\rho_w$; ρ_s, ρ_w – плотность частиц грунта и воды, соответственно; d – средний диаметр частиц.

Формула транспорта наносов Энгелунда-Хансена выведена в 1967 г., имеет вид:

$$\Phi = 0.01 \frac{\Theta^{5/2}}{f}, \quad (4.4.2)$$

где Φ – скорость переноса частиц, выраженная в безразмерном виде.

$$\Phi = \frac{q_t}{\sqrt{(s-1)gd^3}}, \quad (4.4.3)$$

где q_t – удельный расход наносов, f – коэффициент трения:

$$f = \frac{2u_f^2}{u^2} \quad (4.4.4)$$

Изменение отметок низа прорана во времени определяется из уравнения (4.4.5):

$$\frac{dH_b}{dt} = \frac{q_t}{L_b(1-\epsilon)} \text{ или } \Delta H_b = \frac{q_t}{L_b(1-\epsilon)} \Delta t \quad (4.4.5)$$

здесь H_b – отметка дна прорана (м); ϵ – пористость грунта тела плотины; L_b – длина прорана в направлении потока (м); t – время (с).

Моделирование изменения ширины прорана выполняется MIKE 11 исходя из допущения, что перенос грунта на наклонных стенках пропорционален переносу грунта в центральной части прорана. Ширина прорана вычисляется как функция глубины и коэффициента боковой эрозии:

$$dW_b = 2 \cdot x \cdot dH_b \quad (4.4.6)$$

x – коэффициент боковой эрозии, задается пользователем, как правило, он варьируется в пределах 0,5–1,0.

Программным модулем *DB MIKE 11* предусмотрено два варианта начала размыва сооружения:

- поверхностный размыв. Размыв начинается с гребня плотины, начальная форма прорана прямоугольная, затем переходит в трапецидальную (рис. 4.4.2, а);
- глубинный размыв. Размыв начинается в любой точке тела плотины, начальная форма прорана круглая, при определенных задаваемых условиях возможно обрушение верхней части тела плотины, тогда проран приобретает форму трапеции (рис. 4.4.2, б).

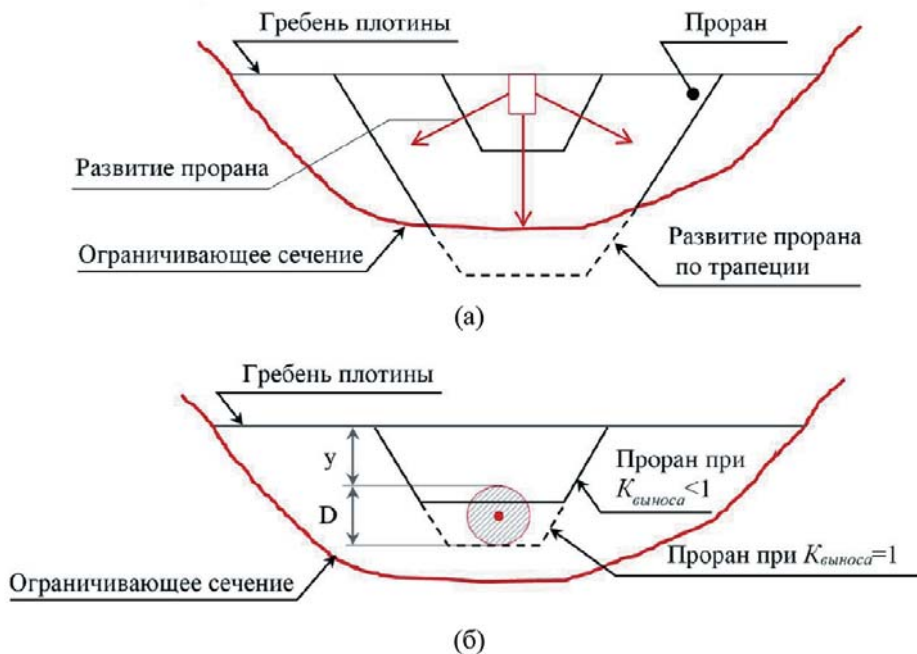


Рис. 4.4.2 Схемы развития прорана при поверхностном (а) и глубинном начале размыва (б)

Ограничивающее сечение, показанное на рис. 4.4.2 (а, б), может задаваться пользователем при необходимости, например, при наличии скального основания в створе размываемого сооружения. В этом случае форма прорана будет ограничена заданным ограничивающим сечением. В противном случае форма прорана будет рассчитываться как трапецидальная в соответствии с заданными ограничениями по ширине, отметке низа прорана и заложению его откосов.

В качестве начальных условий при поверхностном размыве задаются начальная отметка низа прорана и его ширина.

При варианте с глубинным началом размыва необходимо задать следующие данные:

- отметка начального положения оси прорана;
- начальный диаметр прорана;

- абсолютная эквивалентная шероховатость k_s , используемая для вычисления коэффициента трения Дарси f :

- $\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log_{10} \cdot \left(\frac{12R}{k_s} \right)$, где R – гидравлический радиус;

- коэффициент обрушения (D/y) описывает отношение диаметра прорана к высоте от гребня плотины до верхней отметки прорана, $(D/y) > 0$. Если в процессе расчета этот коэффициент превышаетя, происходит обрушение верхней части плотины;

- коэффициент выноса (K -выноса) описывает долю выносимого материала, его значение варьируется от 0 до 1;

- калибровочный коэффициент, учитывающий несоответствие формы развития прорана круглому сечению, задается равным больше 0.

Расход через начальное (круглое) отверстие определяется по формуле:

$$Q_p = A \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta H}{(1.5 + f \cdot L/4R)}}, \quad (4.4.7)$$

где A – площадь поперечного сечения прорана (m^2); L – диаметр прорана (м); ΔH – напор (м), вычисляется по формуле:

$$\Delta H = h_1 - \max(h_2, z_{obv}), \quad (4.4.8)$$

h_1, h_2 – отметки уровней воды выше и ниже по течению от створа прорана, соответственно, z_{obv} – верхняя грань круглого прорана («свища»).

Расчетный расход излива через створ трапециевидального прорана определяется по формуле истечения через водослив.

Преимущества **MIKE II**:

- удобный и понятный для инженера интерфейс программы;
- два варианта начала размыва – поверхностный и глубинный;
- учет свойств грунта тела плотины в режиме «эрозионный процесс».

Недостатки **MIKE II**:

- одномерная схематизация модели в большинстве случаев дает завышенный прогноз уровней и зон затопления при расчетах волны прорыва;

- при одномерной схематизации плотина описывается всего одним поперечным профилем, т.е. нет возможности учесть ее полные пространственные размеры (ширину вдоль потока);

- используется упрощенная модель развития прорана, которая главным образом определяет развитие прорана в глубину;

- существенным допущением, не имеющим реального подтверждения, является предположение о том, что интенсивность транспорта наносов в центре прорана вдвое превышает таковую на откосах.

4.4.2. Метод расчета размыва грунтовой плотины при переливе воды через гребень

Описываемая ниже методика применима для частного случая, когда размываемая часть плотины имеет относительно небольшую протяженность. В этом случае при переливе воды через гребень плотины и быстром нарастании уровня воды в верхнем бьефе разрушение плотины происходит по всей ее длине. В качестве примера рассматривается размываемая вставка резервного водосброса, выполненная из песчаных грунтов. В данном конкретном примере четкого формирования узкого прорана с постепенным обрушением откосов не происходит.

П.М. Богославчик (Белорусский национальный технический университет, г. Минск) разработал математическую модель, в которой рассматриваются совместно уравнения деформации и движения воды [Богославчик, 2018]. На основе экспериментальных данных исследования резервного водосброса с размываемой грунтовой вставкой была составлена расчетная схема ее размыва при переливе [Богославчик, 1990; Богославчик, 1983]. В соответствии со схемой размыв вставки из песчаных грунтов разделили на две стадии (см. рис. 4.4.3). На первой стадии низовая упорная призма ABCD размывается слоями, параллельными друг другу, при этом отметка верховой бровки не меняется и равна отметке гребня вставки (рис. 4.4.3 а). На второй стадии происходит интенсивный смыв гребня вставки на всю ширину переливаемого слоя с одновременным размывом тела. Размываемый массив приобретает форму водослива практического профиля, которая сохраняется до полного размыва всей вставки (рис. 4.4.3 б).

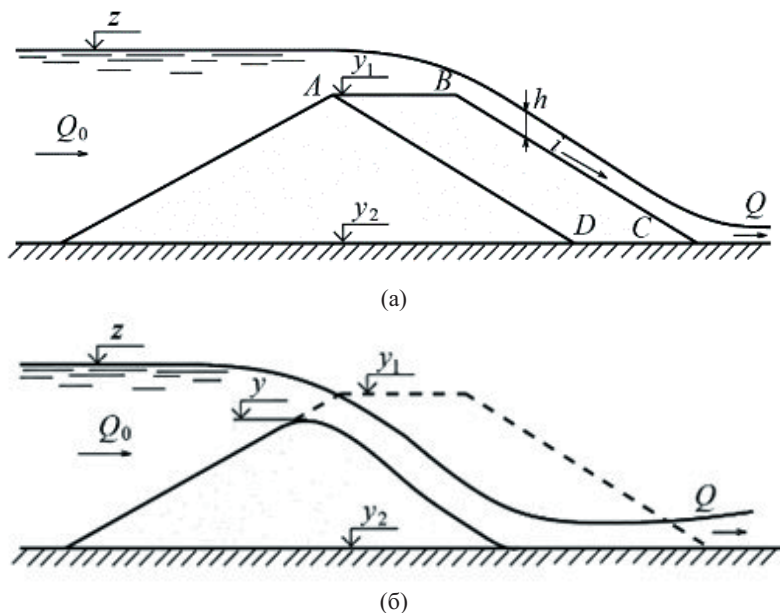


Рис. 4.4.3. Расчетная схема размыва грунтовой плотины при переливе: первая стадия (а) – размыв низовой упорной призмы ABCD; вторая стадия (б) – интенсивный размыв гребня и тела вставки

Первая стадия разрушения описывается уравнением:

$$\frac{dM}{dt} = \frac{A \cdot i^{1,2} \cdot (2g)^{0,8}}{2,4} m^{1,6} \cdot (z - y)^{2,4}, \quad (4.4.9)$$

где M – масса размываемого грунта низовой упорной призмы $ABCD$, кг; t – время, с; A – параметр, принимаемый для песчаных грунтов 0,153; i – уклон низового откоса; m – коэффициент расхода; z – уровень воды в верхнем бьефе; y – отметка гребня плотины, $y = \text{const}$.

Для второй стадии уравнение деформаций имеет вид:

$$\frac{dy}{dt} = -\sigma \frac{B \cdot m^{0,43} \cdot \varepsilon_1}{\rho_0} \cdot (z - y)^{0,6}, \quad (4.4.10)$$

где

$$B = 6,77 \cdot (1 + \varphi) \cdot d g^{2,17} \cdot \left(\frac{5,64 \cdot n \cdot \sqrt{2g}}{\varphi \cdot w} \right)^{3,33}; \quad (4.4.11)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1 - 1,26 \cdot m^{2/3}}{\beta} \cdot 2g; \quad (4.4.12)$$

σ – коэффициент подтопления; ρ_0 – плотность грунта тела плотины, кг/м³; d – средний диаметр частиц размываемого грунта, м; φ – параметр турбулентности (отношение расчетной скорости падения частицы в воде к ее действительной гидравлической крупности); β – коэффициент, принимаемый для песчаных грунтов 1,5–2,0.

Уравнение движения воды:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q_0 - Q}{F}, \quad (4.4.13)$$

где Q_0 , Q – расходы воды в верхнем бьефе и через створ прорана, м³/с; F – площадь зеркала воды в верхнем бьефе, м².

Формула для определения расхода излива через проран единая для двух стадий:

$$Q = \sigma \cdot m \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot (z - y)^{1,5}, \quad (4.4.14)$$

где B – ширина переливаемого слоя, м – в данном примере является постоянной величиной; коэффициент расхода m для первой стадии определяется для водослива с широким порогом, для второй стадии – для водослива практического профиля.

Совместное решение уравнений (4.4.9)–(4.4.14) позволяет определить параметры z , y , Q в любой момент времени и построить по результатам гидрограф излива в створе размываемой плотины.

4.4.3. Метод прямого численного моделирования развития прорана в плотине из однородного грунта

В 2008–2009 гг. под руководством В.В. Беликова в ОАО «НИИЭС» был разработан метод прямого численного моделирования развития прорана в плотине из однородного грунта на основе уравнений гидродинамики взвешенного потока в приближении двумерной мелкой воды и некоторых полуэмпирических соотношений. Модель, ее обоснование и верификация описаны в [Васильева, 2009; Васильева, Беликов, 2010]. В статьях [Belikov, Vasil'eva, Prudovskii, 2010; Беликов, Васильева, Прудовский, 2010] описано практическое применение новой модели для прямого численного моделирования прорана в плотине Краснодарского водохранилища.

Данная модель описывает конвективный перенос частиц грунта потоком с учетом взмыва и осаждения наносов и дополняется диффузионными членами, учитывающими изменение отметок дна во времени на основе известного эффекта поперечного выполаживания подводного откоса. Для надводного откоса тоже выбрана диффузионная модель, которая начинает работать, когда угол сухого откоса превышает угол предельной устойчивости. В рамках решаемой задачи по развитию прорана в первом приближении не ставится цель детального описания процесса обрушения откоса (которое реально происходит квантованным образом, т.е. резкими периодическими обрушениями), а требуется лишь приближенное осредненное по времени моделирование переноса грунта из надводного положения в подводное с выполнением закона сохранения массы. Данный подход позволяет моделировать развитие прорана в грунтовых плотинах без использования дополнительных гипотез.

Поскольку указанная физико-математическая модель для одной фракции является частным случаем более общей модели размыва многофракционного грунта, описанной в главе 2, в данном разделе она подробно не рассматривается.

Эмпирические коэффициенты модели были подобраны на экспериментальных данных по размыву продольного подводного откоса [Милитеев, Базаров, 1999], распространению волны прорыва над деформируемым дном [Spinewine, 2007], заилению и промывке гидравлического отстойника [Aleksyuk, et al., 2018; Беликов и др., 2019], экспериментах А.М. Прудовского [Прудовский, 1998; Васильева, 2009]. Затем была произведена верификация модели на условиях крупномасштабного натурного эксперимента, называемого «YANEKOU TEST» [Shuibo, Loukola, 1993; Loukola, et al., 1998]. После этого модель применялась для расчета размыва грунтовой дамбы Краснодарского водохранилища [Васильева, 2009; Belikov, Vasil'eva, Prudovskii, 2010; Беликов, Васильева, Прудовский, 2010] и ряда других крупных гидроузлов.

Разработанная модель в 2011 году была включена в программный комплекс STREAM 2D [Беликов, Кочетков, 2014]. При этом в программе STREAM 2D был оставлен блок «PRORAN», и моделирование осуществлялось по обоим методикам в зависимости от объекта и поставленной задачи исследований. Дело в том, что метод прямого численного моделирования развития прорана является более точным и физически обоснованным, но

и более трудоемким. Для его применения необходимо строить мелкую расчетную сетку на возможную область развития прорана, что в итоге приводит к многократному увеличению времени расчета на компьютере. Модифицированный метод А.М. Прудовского более прост в реализации и обладает большим быстродействием, но существует много случаев, когда он в принципе не применим, поскольку реализуется сценарий разрушения, не описываемый схематизацией А.М. Прудовского.

4.5. Выводы по главе 4

1. Основными причинами разрушения грунтовых плотин являются перелив через гребень и образование свища в их теле. На начальной стадии механизм формирования прорана вследствие перелива существенно отличается от такового при свище. Однако после достижения начальной прорезью гребня и основания плотины дальнейшее расширение прорана имеет идентичный характер в обоих случаях. Обрушение откосов прорана имеет квантованный характер. Подавляющее большинство методик по моделированию развития проранов не учитывают начальную стадию образования прорана. Как правило, она существенно менее продолжительна, чем стадия расширения.

2. Для более точного определения последствий прорыва плотин и зон затопления необходимо расчетным путем получить гидрограф излива через створ прорана. Форма гидрографа и величина расхода будет определяться скоростью развития прорана во времени. Как показывает практика, образование и развитие прорана в грунтовой плотине может длиться от нескольких минут до нескольких суток.

3. Для разработки надежной имитационной модели развития прорана в грунтовых плотинах учеными разных стран было инициировано несколько международных исследований и совместных проектов. В рамках данных проектов проводились наблюдения за прорывами плотин, физические исследования динамики прорыва плотин, масштабные полевые испытания прорыва плотин, оценка численных методов моделирования эрозии и нелинейного процесса разрушения грунтовых плотин, разработка новых численных методов для моделирования проранов грунтовых плотин.

4. Согласно одной из принятых классификаций существует три подхода к построению моделей прорыва плотин: первый полагается не основанным на физических связях; второй – частично основанным на физических связях; третий – это физически обоснованный метод.

5. Приоритетным является физически обоснованный подход. При его использовании предпринимается попытка выполнить численное моделирование физических процессов, составляющих изучаемое явление. При этом имеет место комбинация процессов гидравлики, транспорта наносов и механики грунтов. Преимуществом такого подхода считается то, что он позволяет обоснованно определить процесс формирования прорана и соответственно потенциальный гидрограф излива воды через проран.

6. Большинство методик зарубежных авторов (представленных в таблице 1.1) основаны на ранее разработанных известных формулах транспорта

наносов или эмпирических формулах, выведенных авторами методик. Расчет истечения через проран производится по уравнениям гидравлики (формулам для водослива), реже с применением уравнений Сен-Венана. Здесь представлены методики всех трех подходов, у методик первой и второй группы общими недостатками являются отсутствие механизма бокового размыва, устойчивости откосов, постоянные ширина прорана по дну и концентрация наносов. Методы из третьей группы, как правило, не завершены и находятся в стадии разработки.

7. У методик, рассмотренных более подробно, выделен ряд недостатков, таких, как неучет подпора со стороны нижнего бьефа (методы А.М. Прудовского, В.А. Распутиной и Г.В. Пряхиной), неприменимость для сценариев с переливом через гребень плотины (А.М. Прудовский, С.Я. Школьников), узкая сфера применения (С.Я. Школьников, П.М. Богославчик), не имеющие достоверного подтверждения предположения о том, что интенсивность выноса материала из центра прорана вдвое превышает таковую на его откосах (MIKE 11), упрощенная схематизация плотины (модификация В.В. Беликова метода А.М. Прудовского), неучет физико-механических свойств грунта (А.М. Прудовский, С.Я. Школьников, модификация В.В. Беликова метода А.М. Прудовского), неполный учет всех физико-механических свойств грунта, задание одной фракции грунта (MIKE 11, П.М. Богославчик, прямая численная модель развития прорана в плотине из однородного материала В.В. Беликова).

8. Проведенный анализ показал необходимость дальнейшей разработки и совершенствования физически обоснованного метода расчета развития прорана в грунтовых плотинах, который обеспечивал бы надежный прогноз формирования и распространения прорывного паводка в широком диапазоне изменения гидрологических и ситуационных условий и отвечал бы современным требованиям.

5. Физико-математическая модель развития прорана в грунтовой плотине и ее обоснование

5.1. Модель STREAM 2D CUDA (Уравнения взвесенесущего открытого потока с деформируемыми берегами и дном)

Математическая и численная модель транспорта наносов и деформаций дна с учетом неоднородности грунта и эффекта самоотмостки базируется на разработанной ранее и хорошо себя зарекомендовавшей модели для однородного по крупности грунта [Беликов, Васильева, 2010; Беликов, Борисова, Гладков, 2010; Беликов, Кочетков, 2014], кратко описанной в предыдущем разделе. Явление самоотмостки – это экранирование мелких частиц на дне более крупными, которое может реализовываться при определенных морфодинамических условиях.

В предлагаемой математической модели в приближении мелкой воды учитываются основные физические процессы транспорта наносов турбу-

лентным потоком: движение разных фракций наносов во взвешенном и влекомом состоянии, взмыв и осаждение частиц грунта, перенос наносов в поперечном к вектору скорости течения направлении, влияние числа Фруда на интенсивность донных деформаций, изменение фракционного состава донных отложений в процессе расчета, явление самоотмоксти неоднородного грунта.

Одновременно в модели рассматривается движение как влекомых, так и взвешенных наносов различной крупности, причем численный алгоритм расчета обеспечивает точное выполнение закона сохранения массы для каждой фракции. Таким образом, разработанная модель является универсальной и позволяет производить расчеты не только донных деформаций, но и размывов береговых откосов, а также расчеты развития проранов в плотинах из грунтовых материалов при гидродинамических авариях с прорывом напорного фронта. Данная глава в основном посвящена обоснованию применения этой модели для расчетов развития проранов в грунтовых плотинах и выбору диапазона значений некоторых эмпирических коэффициентов.

5.1.1. Физико-математическая модель

Движение жидкости описывается двумерными уравнениями мелкой воды (Сен-Венана) в декартовой системе координат (x, y) [Вольцингер, Пясковский, 1977; Стокер, 1959; Гришанин, 1979; Куликовский, Погорелов, Семенов, 2001]:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0, \quad (5.1.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + \frac{1}{2} gh^2 \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} &= f_1 - gh \frac{\partial b}{\partial x}, \\ \frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \left(hv^2 + \frac{1}{2} gh^2 \right) &= f_2 - gh \frac{\partial b}{\partial y}, \end{aligned} \quad (5.1.2)$$

где t, x, y – время и декартовы координаты на горизонтальной плоскости; $h = h(t, x, y)$ – глубина потока жидкости; $\mathbf{u} = \mathbf{u}(t, x, y) = (u, v)^T$ – вектор скорости, осредненный по глубине потока; g – ускорение свободного падения вдоль вертикального направления; $z = b(x, y)$ – вертикальные отметки рельефа дна, которые отсчитываются от какого-либо горизонтального уровня; $\zeta = h + b$ или уровень свободной поверхности жидкости; g – ускорение свободного падения; $\mathbf{f} = (f_1, f_2) = \lambda \mathbf{u}|\mathbf{u}|/2$, λ – коэффициент гидравлического трения.

Система уравнений (5.1.1), (5.1.2), преобразованная к дивергентной форме, с соответствующими граничными и начальными условиями, решается численно на гибридной треугольно-четырёхугольной нерегулярной сетке по оригинальному алгоритму [Aleksyuk, Belikov, 2017; Aleksyuk, Belikov, 2019; Aleksyuk, Malakhov, Belikov, 2020], обеспечивающему высокую точность решения на неровном дне. Вывод уравнений мелкой воды, алгоритм численного решения и его тестирование подробно описаны в главах 1,2,3 настоящей монографии, а также в монографии [Беликов, Алексюк, 2020], где есть глава, посвященная моделированию волн прорыва (без описания модели развития прорана в грунтовой плотине).

Деформации дна и транспорт наносов описываются фракционной моделью, в которой выделяются три слоя, ограниченные четырьмя поверхностями $b_0(x, y)$, $B(x, y, t)$, $b(x, y, t)$, $\zeta(x, y, t)$ (рис. 5.1.1). Здесь поверхность неразмываемого дна $b_0(x, y)$ задана, а остальные определяются во время счета.

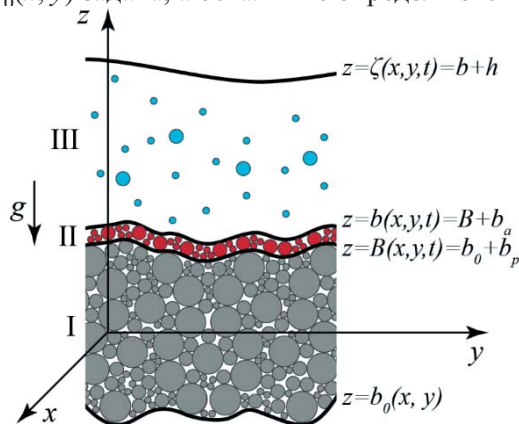


Рис. 5.1.1. Схематичное представление трех слоев многофракционного грунта

В каждом слое фракции равномерно перемешаны и характеризуются объемными концентрациями S_I^f , S_{II}^f и S_{III}^f соответственно, где $f = 1, \dots, N$ – номер фракции. Толщина слоя II определяется по формуле

$$b_a = \begin{cases} \max(k_D D_{50}^{\max}, k_U (|\mathbf{u}| - U_N^{\max})^2), & \text{если } |\mathbf{u}| \geq U_N^{\max} \\ k_D D_{50}^{\max}, & \text{если } |\mathbf{u}| < U_N^{\max} \end{cases}, \quad (5.1.3)$$

где k_D , k_U – заданные константы; D_{50}^{\max} – диаметр частиц 50% обеспеченности для наиболее крупной фракции; U_N^{\max} – несдвигающая скорость наиболее крупной фракции. В случае, когда самая крупная фракция неподвижна ($|\mathbf{u}| < U_N^{\max}$), глубина движущегося слоя определяется средним диаметром для наиболее крупной фракции, таким образом моделируется эффект самоотмостки.

Так, мелкая фракция может взмучиваться до тех пор, пока ее концентрация в слое II не станет равной нулю. В этот момент, несмотря на наличие мелкой фракции на дне в пассивном слое, процессу ее взмучивания препятствует тонкий слой из более крупных частиц. При достаточно больших скоростях ($|\mathbf{u}| > U_N^{\max}$) необходимо учитывать зависимость глубины подвижного слоя от величины касательных напряжений, возникающих на поверхности слоя II. Это достигается с помощью выражения $k_U (|\mathbf{u}| - U_N^{\max})^2$ в соотношении (5.1.3).

Когда возникает поток массы на границе I–II, концентрации S_I^f , S_{II}^f пересчитываются из условия сохранения массы. В результате процессов взмыва и осаждения частиц возможен также поток массы на границе II–III, который для каждой фракции моделируется соотношением

$$F_w^f = \frac{b_a^f}{b_a} K^f (S_{III}^f - S_{II}^f), \quad (5.1.4)$$

где S_H^f – равновесная концентрация в условиях насыщения для фракции f ; b_a^f – вклад фракции f в толщину b_a слоя II; K^f – коэффициент вертикального обмена наносами между дном и потоком:

$$K^f = \begin{cases} [W^f - \alpha^f (0.52U_* + 0.5W^f)] \left(\frac{W^f}{U_*} - 1 \right) + W^f, & \text{если } U_* > W^f, \\ W^f, & \text{если } U_* \leq W^f. \end{cases} \quad (5.1.5)$$

Здесь α^f – коэффициент, определяющий асимптотическое поведение K^f при больших U_* ; W^f – гидравлическая крупность грунта; U_* – динамическая скорость течения, $U_* = |\mathbf{u}| \sqrt{\lambda/2}$. При $\alpha^f = 1$ выражения для K^f является аппроксимацией формулы, построенной на основе модели транспорта наносов А.В. Караушева [Караушев, 1977; Беликов, 1987].

$$K^f = \frac{W^f}{\sqrt{2\pi}} \left[\int_{-\infty}^{\varepsilon^f} e^{-0.5t^2} dt + \frac{1}{\varepsilon^f} e^{-0.5(\varepsilon^f)^2} \right], \quad \varepsilon^f = \frac{W^f}{1.3U_*}. \quad (5.1.6)$$

Для равновесной концентрации S_H^f применяется выражение

$$S_H^f = \begin{cases} \alpha_1^f \sigma^f \frac{\rho_{ж} \lambda (|\mathbf{u}| - U_N^f)^2}{2\rho_r^f gh} \left(\frac{0.13}{\text{tg}\varphi^f} + \frac{0.01|\mathbf{u}|}{W^f} \right), & \text{при } |\mathbf{u}| > U_N^f, \\ 0, & \text{при } |\mathbf{u}| \leq U_N^f \end{cases}, \quad (5.1.7)$$

$$\sigma^f = \frac{\alpha^f + 1}{2} + \frac{(\alpha^f - 1) \text{arctg}(100(\frac{|\mathbf{u}|}{\sqrt{gh}} - 1))}{\pi},$$

где $\rho_r^f, \rho_{ж}$ – плотность фракции f и жидкости; α_1^f, α^f – эмпирические коэффициенты; $\text{tg}\varphi^f$ – тангенс угла естественного откоса грунта в воде.

Наряду с (5.1.7) применяется также и другая формула для S_H^f , полученная в [Belikov, Borisova, Fedorova et al., 2019].

Несдвигающая скорость определяется из соотношения (модифицированная формула Гончарова, в которой под знаком логарифма в числителе добавлен диаметр частиц 90% обеспеченности для возможности вычислений по формуле при h , стремящейся к нулю)

$$U_N^f = \lg \left[8,8 \left(\frac{h + D_{90}^f}{D_{90}^f} \right) \right] \sqrt{\frac{4}{7} \left(\frac{\rho_r^f}{\rho_{ж}} - 1 \right) g D_{50}^f}, \quad (5.1.8)$$

где D_{50}^f, D_{90}^f – характеристики крупности частиц: диаметры частиц 50% и 90% обеспеченности для соответствующей фракции.

Эта формула была протестирована на независимом экспериментальном материале [Belikov, V.V., et al., 2019] и показала хорошую точность.

Таким образом, для каждой фракции транспортирующая способность потока (S_H^f) и скорость потока (U_N^f), при которой частицы фракции начинают движение, определяются независимо. Поэтому фракции не могут иметь близкие характеристики, т. к. в этом случае несущая способность потока не может быть определена независимо (в расчетах диаметры соседних фракций должны отличаться не менее чем в 4 раза). Однако путем численных

экспериментов было установлено, что можно в расчетах задавать несколько фракций одного диаметра (в сумме дающих 100%), и это практически не влияет на результаты. Просто в этом нет особого смысла.

Процессы переноса частиц в потоке, их взмыв и осаждение, а также диффузия отметок дна описываются $2N$ уравнениями

$$\frac{\partial(hS_{III}^f)}{\partial t} + \frac{\partial(huS_{III}^f)}{\partial x} + \frac{\partial(hvS_{III}^f)}{\partial y} = -F_w^f, \quad (5.1.9)$$

$$(1-p) \frac{\partial b^f}{\partial t} = F_w^f + \frac{\partial}{\partial x} \left(D^f \frac{\partial b}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D^f \frac{\partial b}{\partial y} \right), \quad (5.1.10)$$

где b^f – суммарный вклад фракции f в толщины слоев I и II.

За процесс «диффузии» дна отвечают последние два члена в уравнении (5.1.10). Коэффициент диффузии D^f для фракции с номером f рассчитывается по формуле

$$D^f = \frac{b_a^f}{b_a} \begin{cases} [D_0^f + D_1^f + D_2^f], & \gamma \neq 0, \\ 0, & \gamma = 0. \end{cases} \quad (5.1.11)$$

Здесь γ – угол откоса. D_0^f, D_1^f, D_2^f – описывают соответственно следующие физические механизмы изменения отметок дна.

Выползание (диффузию) подводного откоса за счет сальтации (подпрыгивания на относительно небольшую высоту под воздействием турбулентных пульсаций скорости и давления) частиц на откосе:

$$D_0^f = \beta_0^f S_B^f W^f h, \quad (5.1.12)$$

За счет «оползания» грунта в воде (стремления к формированию угла откоса γ , который не больше угла естественного откоса φ^f):

$$D_1^f = \beta_1^f \begin{cases} \sqrt[4]{15}, & \text{tg } \gamma > 4 \text{tg } \varphi^f; \\ \sqrt[4]{\left(\frac{\text{tg } \gamma}{\text{tg } \varphi^f}\right)^2 - 1}, & \gamma > \varphi^f; \\ 0, & \text{иначе.} \end{cases} \quad (5.1.13)$$

За счет «оползания» (обрушения) грунта на суше (стремления к формированию угла откоса γ , который не больше угла естественного откоса φ_0^f):

$$D_2^f = \beta_2^f \begin{cases} \sqrt[4]{15}, & \text{tg } \gamma > 4 \text{tg } \varphi_0^f; \\ \sqrt[4]{\left(\frac{\text{tg } \gamma}{\text{tg } \varphi_0^f}\right)^2 - 1}, & \gamma > \varphi_0^f; \\ 0, & \text{иначе} \end{cases} \quad (5.1.14)$$

Здесь β_k^f – эмпирические коэффициенты; S_B^f – придонная концентрация фракции f .

Придонная концентрация S_B^f вычисляется из соотношения

$$S_B^f = \begin{cases} \frac{\rho_{ж} \lambda (|\mathbf{u}| - U_N^f)^2}{2 \rho_r^f g h} \left(\frac{0.13}{\text{tg } \varphi^f} \right), & \text{при } |\mathbf{u}| > U_N^f; \\ 0, & \text{при } |\mathbf{u}| \leq U_N^f \end{cases} \quad (5.1.15)$$

Здесь для несдвигающей скорости вводится коррекция, учитывающая текущий угол откоса:

$$U_N^* = \begin{cases} U_N^{f,4} \sqrt{1 - \left(\frac{tg \gamma}{tg \varphi}\right)^2}, & \text{при } |tg \gamma| < |tg \varphi^f|; \\ 0, & \text{при } |tg \gamma| \geq |tg \varphi^f|. \end{cases} \quad (5.1.16)$$

Расчет гидравлической крупности W частиц наносов проводится следующим образом (далее индекс f , определяющий номер фракции, опускается). Предполагается, что W есть функция плотностей грунта ρ_r и жидкости $\rho_{ж}$, вязкости ν , ускорения свободного падения g , диаметра частиц d (в расчетах $d = D_{50}$), их формы и ориентации π_i :

$$W = f(\rho_r, \rho_{ж}, \nu, g, d, \pi_i).$$

Это соотношение можно переписать в виде (на основе теоремы теории размерности)

$$W = \left(\sqrt{\frac{4}{3} \Delta g d} \right) \psi(\Delta, Ar, \chi_i),$$

где $Ar = \frac{4\Delta g d^3}{3\nu^2}$ – число Архимеда, χ_i – безразмерные параметры формы, $\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_{ж}} - 1$. Экспериментальные данные показывают, что в диапазоне $1 \leq \Delta \leq 2$ зависимостью ψ от Δ можно пренебречь. Также считается, что для практических приложений достаточно одного параметра формы θ :

$$\theta = \frac{d_n^2}{ab},$$

d_n – диаметр равнообъемного частице шара, a, b – максимальный и средний размер частицы (частица имеет форму эллипсоида). Тогда

$$W = \left(\sqrt{\frac{4}{3} \Delta g d} \right) \psi(Ar, \theta).$$

В зависимости от числа Архимеда Ar , гидравлическая крупность полагается равной

$$1. \sqrt{Ar} \leq 2$$

$$W = \left(\sqrt{\frac{4}{3} \Delta g d} \right) \frac{\sqrt{Ar}}{24};$$

$$2. 2 \leq \sqrt{Ar} \leq 10^3$$

$$W = \left(\sqrt{\frac{4}{3} \Delta g d} \right) 10^{\alpha + \sqrt{\beta - (\lg \sqrt{Ar} - \gamma)^2}},$$

$$\alpha(\theta) = -1.069(\theta - 0.7)^2 - 0.285(\theta - 0.7) - 4.077,$$

$$\beta(\theta) = 6.389(\theta - 0.7)^2 + 8.353(\theta - 0.7) + 16.30,$$

$$\gamma(\theta) = 0.056(\theta - 0.7)^2 + 1.116(\theta - 0.7) + 3.01;$$

$$3. \sqrt{Ar} \geq 10^3$$

$$W = \left(\sqrt{\frac{4}{3} \Delta g d} \right) (1.6\theta - 0.2).$$

Более подробное описание и обоснование описанных формул можно найти в работе [Беликов, 1984в].

При расчете числа Архимеда кинематическая вязкость среды определяется по известной эмпирической формуле в зависимости от температуры воды

$$\nu = \frac{1.78 \cdot 10^{-6}}{(1 + (0.0337 + 0.000221T)T)}.$$

Описанные алгоритмы встроены в программный комплекс STREAM 2D CUDA [Алексюк, Беликов, 2017в]. Вычисления проводятся на графических процессорах NVIDIA (с помощью CUDA – Compute Unified Device Architecture). Это позволяет ускорить процесс счета более чем на порядок, что особенно важно для задач с деформируемым дном, требующих больших вычислительных ресурсов.

5.1.2. Первичное обоснование применимости физико-математической модели и программы STREAM 2D CUDA

Убедительные примеры эффективности и точности гидродинамического блока модели применительно к решению задач распространения волны прорыва приведены в главе 3 настоящей монографии: классическая задача о разрушении плотины – п.3.1.1; распад цилиндрического разрыва – п.3.1.2; течение над бугром на дне – п.3.1.4; косой гидравлический прыжок – п.3.1.7; течение через треугольный водослив Крампа (течение через плотину) – п.3.2.1; распространение волны прорыва в расширяющемся канале – п.3.2.3; разрушение плотины с затоплением конусов на дне – п.3.2.4.

В качестве ещё одного примера приведем моделирование течения на реальном горном водосборе. Это важно, поскольку плотины бывают зачастую расположены в горной местности. Здесь проводится сравнение результатов численного моделирования с натурными измерениями гидрографа стока с горного водосбора р. Западный Дагомыс [Vasil'eva et al., 2019, Васильева и др., 2021; Беликов и др., 2020]. Площадь водосбора составляет 49,0 км².

Исходными данными для моделирования являлись:

- данные о высотных отметках HydroSHEDS (Hydrological data and maps based on Shuttle Elevation Derivatives at multiple Scales) – скорректированные растры радарной топографической съемки SRTM с разрешением 3 угловых секунды. На их основе формировалась ЦМР водосбора. Речная сеть строилась с использованием инструментов программного комплекса ArcGIS пакета Spatial Analyst – Hydrology, дополнительно проводилась коррекция рельефа путем понижения отметок на 2 м в руслах рек;

- часовой ход осадков по данным с автоматической метеостанции Солох-аул (37092) за период 25–26.06.2015 г. и 23–25.10.2018 г.;

- данные по расходам и уровням воды с гидропостов (ГП р. Западный Дагомыс – п. Дагомыс, АГК-159, АГК-186).

Расчетная сетка численной модели гибридная треугольно-четырёхугольная строилась на всем водосборе р. Западный Дагомыс, в том числе на участке реки после слияния с р. Восточный Дагомыс и прибрежном участке Черного моря, с адаптацией под плановые очертания речной сети. Вдоль русел рек строилась четырёхугольная сетка в одну ячейку поперек русла, остальная область покрывалась треугольной сеткой. Задавались две расчетные границы: 1 – выходная в Черном море; 2 – контрольная в створе гидропоста р. Западный Дагомыс – Дагомыс. Контрольные точки задавались для трех гидропостов: ГП Дагомыс – р. Западный Дагомыс, АГК-159, АГК-186 (рис. 5.1.2).

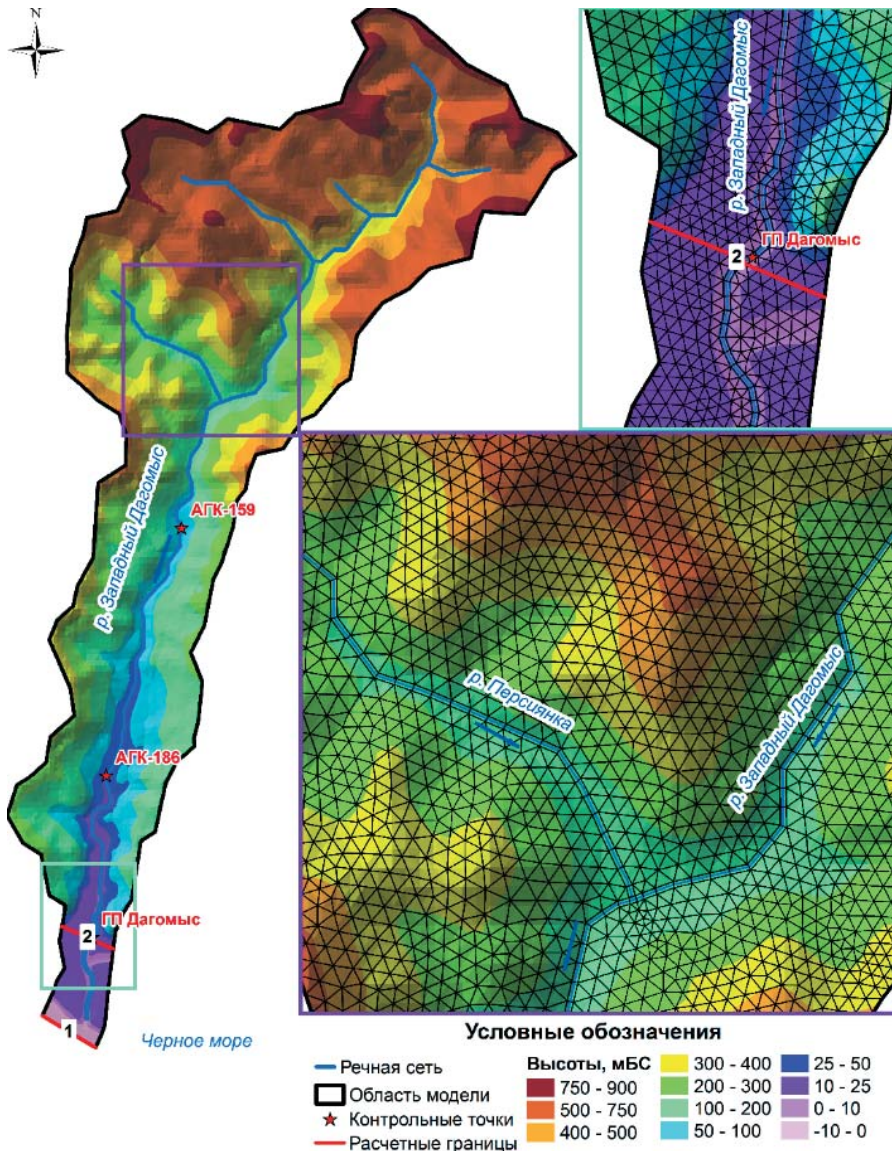


Рис. 5.1.2. ЦМР и фрагменты расчетной сетки горного водосбора р. Западный Дагомыс

Моделирование выполнялось по двум паводкам, прошедшим 25–26 июля 2015 г. и 23–25 октября 2018 г. В ходе калибровки варьировались коэффициенты шероховатости русла и склонов водосбора р. Западный Дагомыс. Наилучшее совпадение расчетных и измеренных параметров получено при $n_{\text{рус}} = 0,03$ и $n_{\text{пойм}} = 0,1$ (рис. 5.1.3). Сопоставление натуральных и расчетных характеристик приведено для гидропоста Дагомыс – р. Западный Дагомыс.

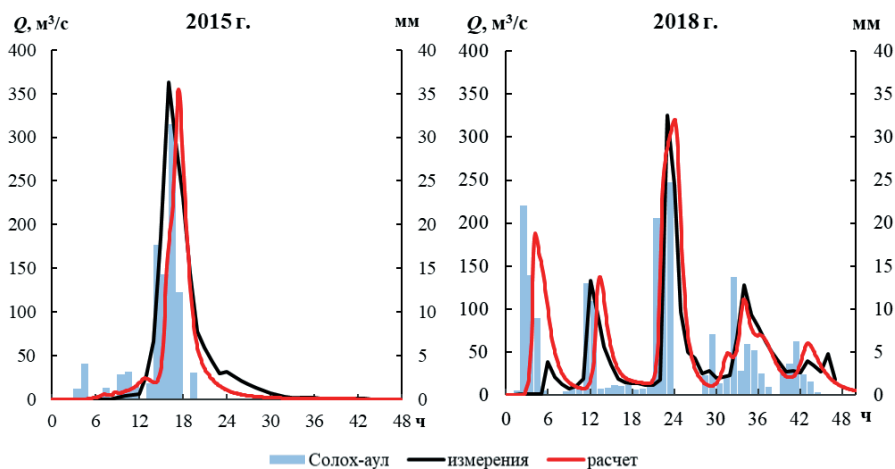


Рис. 5.1.3. Сопоставление измеренных и рассчитанных на модели гидрографов стока с горного водосбора

При расчете дождевого паводка 25 июня 2015 г. модель показала близкие пиковые значения расходов воды. Максимально наблюдаемый равен $366 \text{ м}^3/\text{с}$, а по расчету $355 \text{ м}^3/\text{с}$. Отмечается некоторое отставание у модельных расчетов по времени прохождения пика на полтора часа относительно фактического. Начало подъема паводка модель показывает также чуть с большей задержкой, чем по факту. На спаде в модели русловые запасы воды в нижней части графика срабатываются быстро, тогда как в реальности сток уменьшается не столь интенсивно.

Паводок 24–25 октября 2018 г. имел 5 пиков, повторяя ход осадков. Первая волна паводка сильно завьшается моделью по сравнению с натурными данными. Скорее всего, это связано с неучетом в модели процессов инфильтрации влаги в почву. Наиболее высокий пик, равный $325 \text{ м}^3/\text{с}$, пришелся на третью волну из-за усиления интенсивности осадков ($>20 \text{ мм}/\text{ч}$ в течение 3 часов). А смоделированный STREAM 2D максимальный расход воды составил $320 \text{ м}^3/\text{с}$. Время прохождения пика отстает примерно на 1 час от факта. Характер подъема и спада паводка в третью и последующие волны паводка хорошо описывается моделью.

Оценку точности гидроморфологического блока модели, прежде всего, необходимо было провести для явления самоотмстки. Проверка корректности описания явления самоотмстки при размыве смеси грунтов различной крупности на численной модели проводилась в [Belikov, V.V., et al., 2019] на результатах лабораторных экспериментов Кнороза [Кнороз,

1962]. Эксперименты выполнялись в гидравлическом лотке длиной 9,8 м, шириной 0,63 м для широкого диапазона вариации параметров грунтов, чисел Фруда, скоростей и глубин потока (рис. 5.1.4). Отношение диаметров крупной и мелкой фракций менялось от 6,0 до 27,4 мм, процентное содержание крупной фракции в смеси – от 10% до 40%, число Фруда от 0,08 до 0,93. Физические и численные эксперименты проводились до полной стабилизации глубины размыва. Сопоставление рассчитанных и измеренных глубин потока, показывающих максимальную глубину размыва дна, сложенного неоднородными грунтами, демонстрирует высокую точность расчетов (рис. 5.1.5).

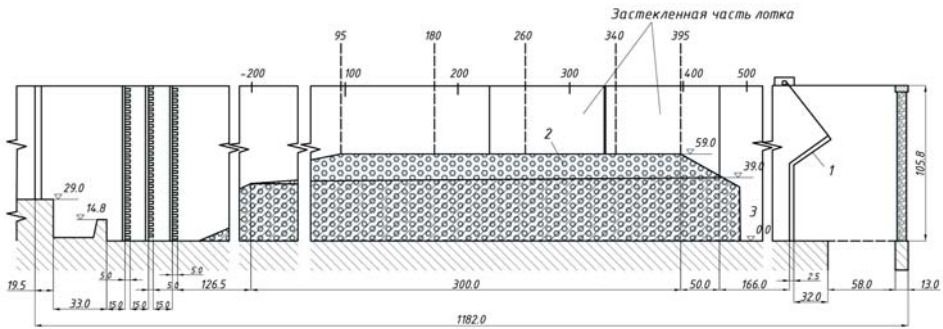


Рис. 5.1.4. Продольный профиль лабораторного лотка для изучения самоотмстки дна [Кнороз, 1962]

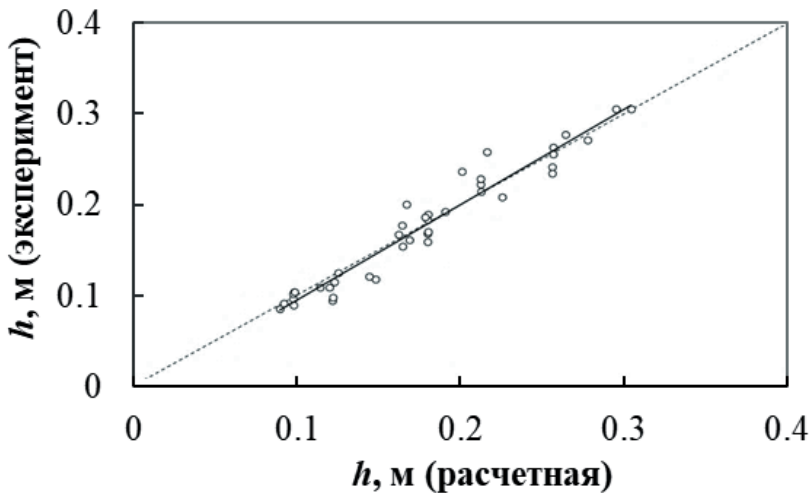


Рис. 5.1.5. Сопоставление рассчитанных и измеренных глубин потока (круги), сплошная линия – линейный тренд, пунктирная линия – биссектриса

Многочисленные примеры решения тестовых и реальных задач речных течений с деформируемым дном с применением изложенной выше модели транспорта наносов приведены в работах [Беликов, Борисова, Гладков,

2010; Krylenko, Belikov, Fingert, 2018; Aleksyuk, Belikov, Borisova et al., 2019; Fingert et al., 2019; Беликов, Алексюк, Борисова и др., 2019; Vasil'eva, Aleksyuk, Belyakova et al., 2019; Belikov, Aleksyuk et al., 2019]. Ниже в монографии приводится обоснование этой модели применительно к расчету развития проранов в грунтовых плотинах путем подбора значений коэффициентов $a_1^f, a^f, \beta_0^f, \beta_1^f, \beta_2^f, \text{tg } \varphi_0^f$ и φ^f универсальных для каждой из задаваемых фракций грунта тела плотины.

5.1.3. Технология построения модели для расчета развития прорана

Технология построения и подготовки модели для расчетов прорана на STREAM 2D CUDA по прямому численному методу следующая. На участке грунтовой плотины, подвергающейся разрушению, строится более густая и преимущественно четырехугольная расчетная сетка, которая входит в состав всей расчетной области (рис. 5.1.6). Сама же расчетная область включает в себя верхний бьеф (водохранилище) и нижний бьеф в границах предполагаемого затопления. Размер ячеек сетки зависит от размеров дамбы и в каждой конкретной задаче определяется индивидуально. Допустимо строить вытянутые вдоль направления течения четырехугольные ячейки. Дамба на участке разрушения задается «размываемой» на всю высоту от гребня до основания. Для построения расчетных сеток применяется двухшаговая методика. На первом шаге расчетная область разбивается на несколько подобластей (зон), определяемых геометрической формой расчетной области, характерных форм рельефа, геометрией сооружений (дороги, насыпи, плотины и проч.). В каждой из этих зон при помощи программы «TRIANA» [Беликов, 1984а] строится базовая сетка нулевого приближения, максимально адаптированная к контуру соответствующей области. На втором шаге все зоны объединяются, и производится сглаживание сетки по алгоритму минимизации гармонического функционала.

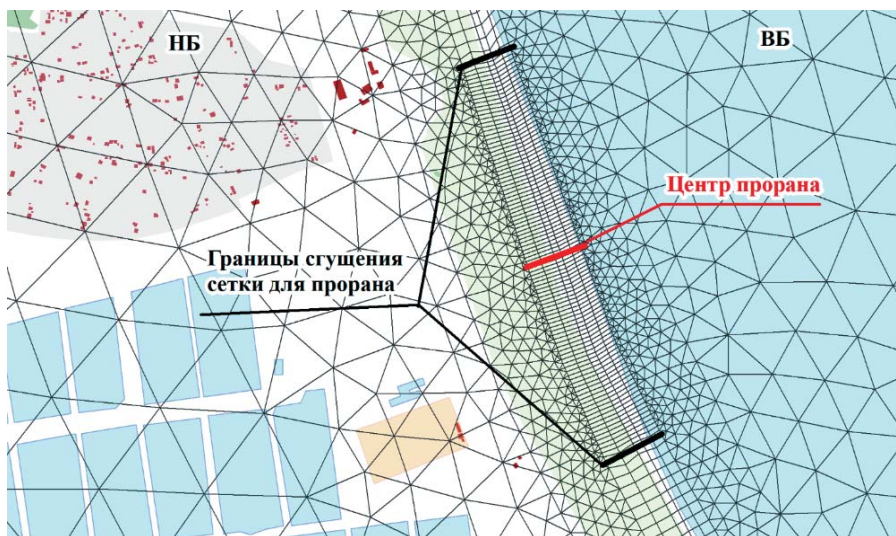


Рис. 5.1.6. Пример сгущения расчетной сетки для расчета прорана по методу прямого численного моделирования на STREAM 2D CUDA

В сравнении с моделированием на блоке «PRORAN», прямой численный метод является более трудоемким в вопросах построения сетки и более требовательным к ресурсам компьютера. Однако он позволяет учесть конструктивные особенности плотины, такие, как её криволинейность в плане, откосы, площадки и проч. А также состав грунта тела плотины, задать его физико-механические характеристики. В блоке «PRORAN» грунт тела плотины значения не имеет, ее плановые очертания в модели представляются как прямоугольник, и все параметры волны прорыва зависят главным образом от того закона развития прорана, который будет в него заложен.

5.2. Обоснование эмпирических коэффициентов физико-математической модели развития прорана на основе лабораторных экспериментов

Обоснование эмпирических коэффициентов, входящих в формулы физико-математической модели развития прорана, выполнялось на основе серий экспериментов, выполненных в условиях гидравлической лаборатории ОАО «НИИЭС»:

- серия опытов по образованию прорана в плотине из песчаного грунта;
- опыт по размыву модели каменно-набросной плотины Горно-Алтайской ГЭС (февраль 2008 г.).

5.2.1. Образование прорана в плотине из песчаных грунтов

Описание экспериментов изложено в диссертационной работе К.Р. Пономарчук [Пономарчук, 2001]. Результаты численного моделирования экспериментов, выполненные ранее на предыдущей версии физико-математической модели, представлены в [Васильева, 2009].

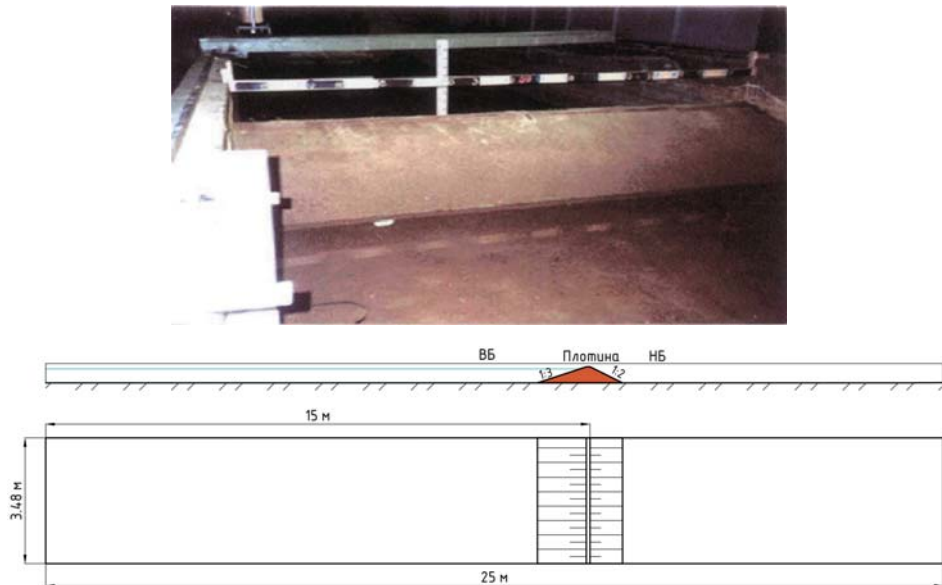


Рис. 5.2.1. Экспериментальная установка плотины из песка

Лабораторные эксперименты выполнялись в прямоугольном лотке длиной 25 м и шириной 3,48 м, дно лотка не имеет уклона. Модель плотины устраивалась на расстоянии 15 м от начала лотка. Высота моделей плотины варьировалась – 0,3 м; 0,45 м; 0,6 м и 0,66 м. Заложение верхового откоса составляло 1:3, низового 1:2, также был вариант плотины высотой 0,6 м с одинаковым заложением откосов, равным 1:3. Материалом тела плотин для наибольшего количества опытов был среднезернистый разнородный песок. Дополнительно проводились опыты с плотинами из мелкозернистого песка. Местоположение прорана относительно оси сооружения задавалось начальной ямкой, которая располагалась по центру лотка – тогда проран раскрывался в обе стороны, и сбоку – проран раскрывался только в одну сторону. Общее количество проведенных опытов составило 17. Для численного моделирования из общего числа экспериментов было отобрано 6 характерных опытов, перечень которых приведен в таблице 5.2.1. Фото и схема экспериментальной плотины в лотке показаны на рис. 5.2.1.

Табл. 5.2.1. Варианты численного моделирования экспериментов по разрушению плотины из песка

№ п/п	Высота плотины	Местонахождение прорана	Номер эксперимента
1	0,30 м	в центре	опыт 1
2		сбоку	опыт 13
3	0,45 м	в центре	опыт 4
4		сбоку	опыт 6
5	0,60 м	в центре	опыт 16 (мелкозернистый песок)
6		сбоку	опыт 7

Перед началом каждого опыта производилось возведение модели плотины из увлажненного песка с послышной отсыпкой и трамбовкой. Верхний бьеф заполнялся водой, когда уровень воды приближался к отметке гребня плотины, в зависимости от местоположения прорана (по центру или сбоку), прокапывалась начальная ямка. Данный момент времени принимался за 0 мин. 00 сек. Далее с шагом в 10 секунд велась запись уровней воды в верхнем и нижнем бьефах вблизи плотины, а также на мерном водосливе, расположенном на выходе из лотка. По мерной линейке, расположенной вдоль гребня плотины, фиксировалась максимальная ширина раскрытия прорана в свету. Подаваемый расход регулировался задвижкой. Продолжительность экспериментов составила от 9 до 15 минут.

Для построения численной модели применялась четырехугольная расчетная сетка. Размер ячеек в верхнем бьефе составил $0,04 \times 0,1$ м, на плотине и в нижнем бьефе – $0,04 \times 0,04$ м, всего 36105 ячеек. Задавалось 3 граничных условия: 1 – входное в верхнем бьефе с условием «расход»; 2 – выходное в нижнем бьефе – с условием «водосброс ($m = 0.4$)»; 3 –

створ прорана (по оси гребня плотины) – условие «контроль». Для записи расчетных гидродинамических параметров в ходе расчета задавались 37 контрольных точек.

При численном моделировании на входе в модель задавался гидрограф расхода, который был получен в ходе физических экспериментов на мерном водосливе. При этом производилась некоторая его корректировка, вызванная неопределенностью в задании расхода: в начальный момент времени значение расхода увеличивалось на 0,004–0,006 м³/с, а пик понижался (в каждом конкретном опыте по-разному), установившийся расход не менялся. Начальный уровень воды в верхнем бьефе лотка принимался несколько выше (на несколько см), чем измеренный в опытах. Как выяснилось в процессе моделирования, в большинстве опытов из серии начальный уровень оказывал значительное влияние на ход размыва плотины в первые 1–4 минуты опыта. Начальная ямка задавалась на одной ячейке расчетной сетки на гребне плотины в зависимости от опыта – в центре или у правой стенки лотка. Глубина начальной ямки составляла от 3 (для плотин высотой 0,3 и 0,45 м) до 5 см (для 0,6 м), стенки ямки вертикальные, ширина в направлении поперек потоку 4 см, длина вдоль потока различна, в зависимости от высоты плотины составляет 20–40 см. Грунт тела плотины описывался одной фракцией для опытов с плотинами из среднезернистого песка $D_{50} = 0,27$ мм, $D_{90} = 0,7$ мм; для плотины из мелкозернистого песка – $D_{50} = 0,15$ мм, $D_{90} = 0,7$ мм.

Выполнялся подбор эмпирических коэффициентов $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \alpha_1$ и α , входящих в физико-математическую модель. На первом этапе принимались коэффициенты, подобранные при ранее проведенных расчетах [Васильева, 2009]. Для первой серии расчетов на модели задавались $\beta_0 = 15, \beta_1 = 0,1, \beta_2 = 0,1, \alpha_1 = 1$ и $\alpha = 5$. Тангенс естественного угла откоса над водой задавался равным $tg \varphi_0 = 1$ ($\varphi_0 = 45^\circ$), для откоса под водой – $tg \varphi_0 = 0,6$ ($\varphi_0 = 30^\circ$).

По результатам моделирования выполнялось сопоставление гидродинамических параметров модели и лабораторных экспериментов. Сравнивались гидрографы расхода в проране и на выходе из лотка, уровни воды в бьефах, изменение максимальной ширины раскрытия прорана во времени. В первой серии расчетов было получено удовлетворительное совпадение гидродинамических параметров по расчетам и физическим экспериментам. Но при анализе поперечных профилей плотин в процессе размыва было отмечено, что они имеют довольно пологие очертания в верхней части. Это связано с задаваемым тангенсом откоса над водой, поэтому во второй серии расчетов было решено увеличить значение тангенса угла «сухого» откоса до 1,8 ($\varphi_0 = 61^\circ$), остальные коэффициенты не менялись. Увеличение значения тангенса привело к более узким в свету профилям проранов. В качестве примера на рис. 5.2.2 показано фото лабораторного эксперимента в момент его проведения и дано сопоставление итоговых профилей прорана в опытах с плотиной высотой 0,6 м при $tg \varphi_0 = 1$ и $tg \varphi_0 = 1,8$. Сравнивая результаты на фото и графиках, видим, что профили при тангенсах, равных 1,8, по степени наклона ближе к физическому эксперименту.

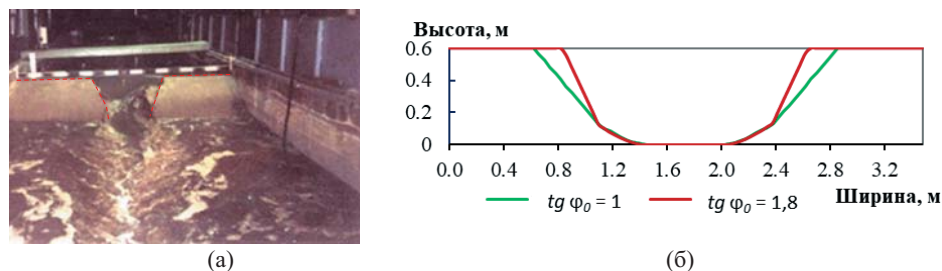


Рис. 5.2.2. Фото эксперимента (а) и влияние тангенса угла естественного откоса над водой на профиль прорана по расчету (б)

На рис. 5.2.3 а представлена фотография на момент окончания эксперимента в лотке. Часть отложений скрыто водой, но их контуры вполне можно рассмотреть. Так, мы видим, что в центральной части плотина промыта практически до дна лотка. Отложение вынесенного из тела плотины песка в плане похоже на овальное кольцо, также в верхнем бьефе остался неразмытый участок. На рис. 5.2.3 б показан результат размыва плотины по численному моделированию с коэффициентами $\beta_0 = 15$, $\alpha_1 = 1$. Вынесенный из тела плотины песок отложился по обеим сторонам прорана вдоль стенок лотка, в центральной части отложений практически нет.

Для уменьшения размывов по центру лотка было решено уменьшить коэффициент α_1 до значения, равного 0,5. Пробный расчет показал снижение интенсивности размыва плотины на начальном этапе, что привело к пере-

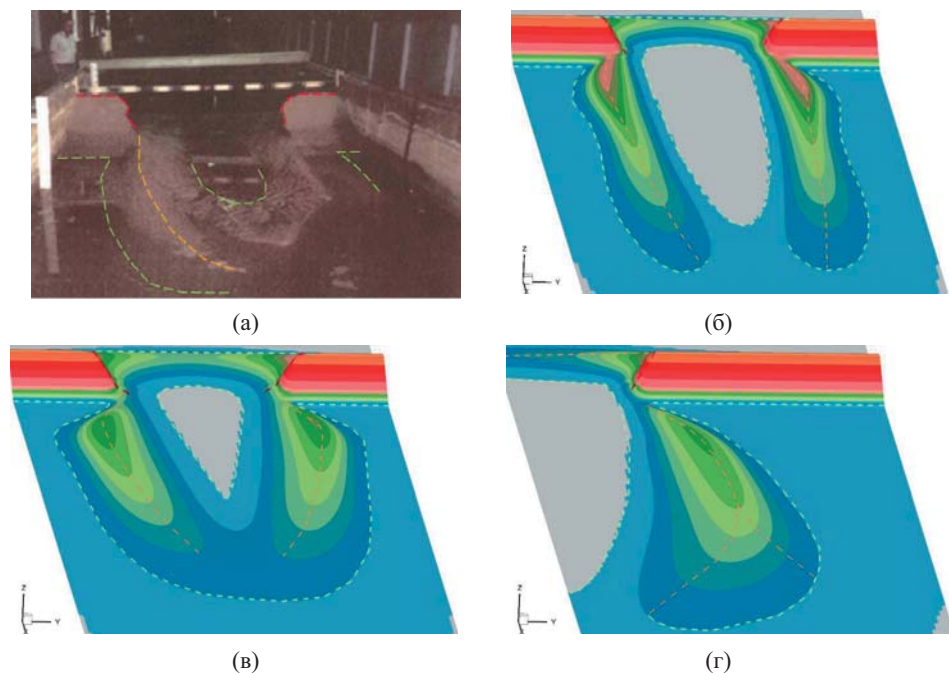


Рис. 5.2.3. Фото плотины после размыва в лотке (а) и результат численного моделирования с $\beta_0 = 15$, $\alpha_1 = 1$ (б); с $\beta_0 = 40$, $\alpha_1 = 0,5$ (в) – для центрального прорана; с $\beta_0 = 40$, $\alpha_1 = 0,5$ (г) – для бокового прорана

ливу воды через гребень плотины. Поэтому дополнительно был увеличен коэффициент β_0 до значения, равного 40. Данный коэффициент «ускоряет» диффузию отметок дна на откосе прорана, за счет чего размыв плотины происходит более интенсивно. Таким образом, в третьей серии расчетов были получены приемлемые результаты и по гидродинамическим параметрам, и по плановым очертаниям отложений после размыва плотин (см. рис. 5.2.3 в). Размыв до дна лотка по центру сократился, отложения вынесенного из тела плотины песка более распластанные в плане и имеют тенденцию к смыканию в овальное кольцо.

В случае с боковым прораном в плотине высотой 0,3 м (рис. 5.2.3 г) отложение вынесенного из тела плотины песка происходит слева от прорана в центральной части лотка. Размыв до дна лотка образуется у правой стенки и распространяется вниз по направлению к выходной границе. В плотинах высотой 0,45 и 0,6 м описанные тенденции размыва-отложений сохраняются. Размываемый участок приобретает более узкую вытянутую форму. В плотине высотой 0,6 м размыв до дна достигает выходной границы. Отложения песка также приобретают более вытянутую форму (рис. 5.2.4).

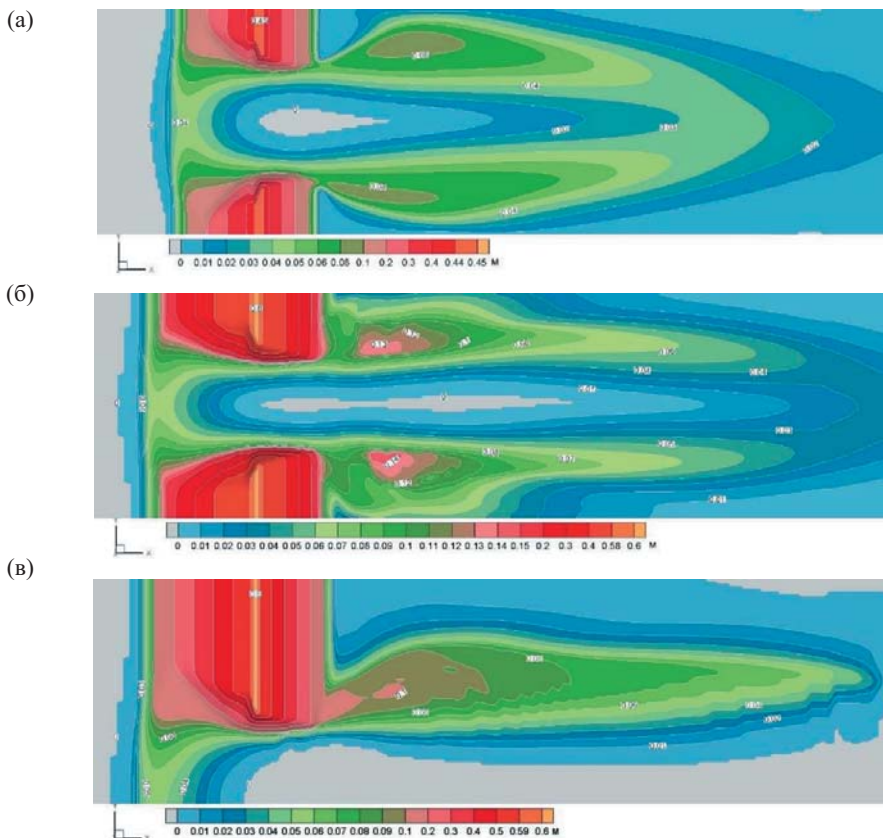


Рис. 5.2.4. Результаты численного моделирования размыва плотин: а) опыт 4 (проран в центре в плотине высотой 0,45 м); б) опыт 16 (проран в центре в плотине высотой 0,6 м); в) опыт 7 (проран боковой в плотине высотой 0,6 м)

Сопоставление физических экспериментов с результатами численного моделирования по гидрографам расхода, уровня воды в верхнем бьефе и ширины прорана в целом показало хорошее совпадение (рис. 5.2.5).

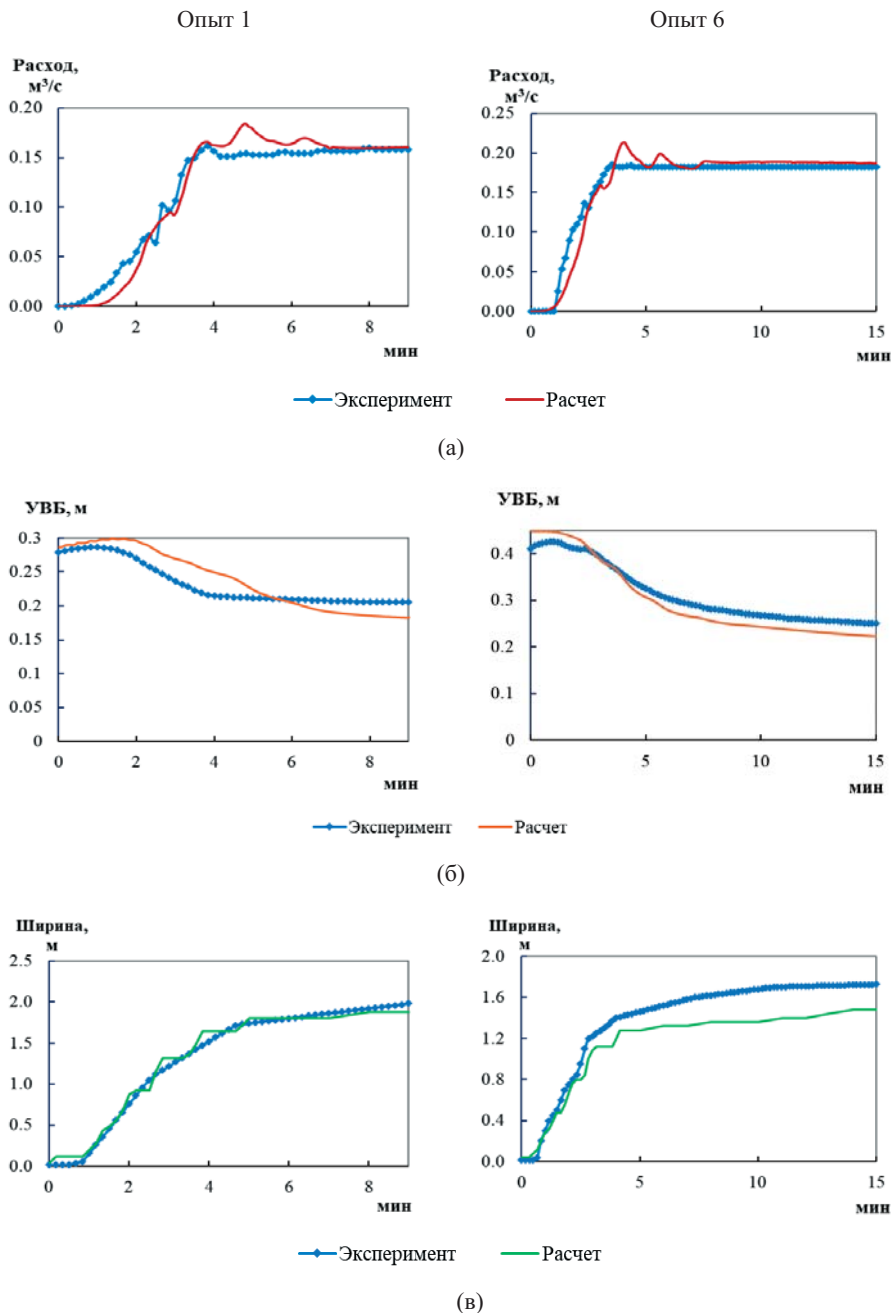


Рис. 5.2.5. Сопоставление физического эксперимента и расчета по гидрографам расхода через проран (а), уровней воды в верхнем бьефе (б) и ширины раскрытия прорана (в)

5.2.2. Разрыв модели каменно-набросной плотины Горно-Алтайской ГЭС

Гидравлические исследования на физической модели Горно-Алтайской ГЭС были посвящены изучению характеристик водосбросных сооружений, условий течения в верхнем и нижнем бьефах гидроузла, сопряжения бьефов, определению гидродинамических нагрузок на элементы сооружений, деформаций русла, влияния на уровненный режим мостовой эстакады, оценке прогноза возможного прорыва напорного фронта [НТО: «Экспериментальные гидравлические исследования...», 2008]. Результаты численного моделирования, выполненного на более ранней версии физико-математической модели, изложены в [Васильева, Беликов, 2010].

Пространственная модель Горно-Алтайской ГЭС, выполненная в ОАО «НИИЭС», была построена в геометрическом масштабе 1:64 (рис. 5.2.6). Модель включала в себя участок верхнего и нижнего бьефов общей протяженностью 1 км при пересчете в натуральную величину.

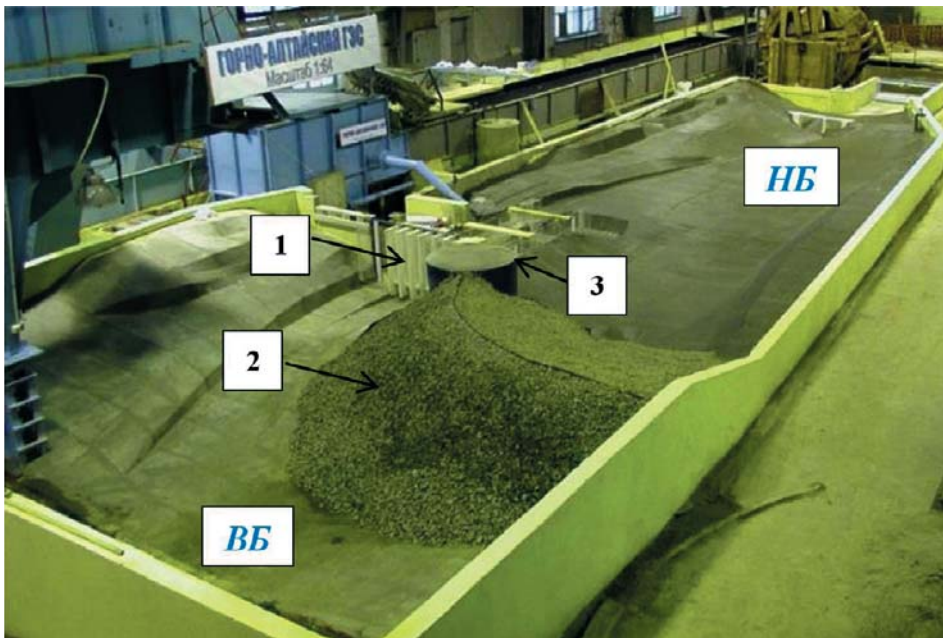


Рис. 5.2.6. Вид физической модели Горно-Алтайской ГЭС со стороны верхнего бьефа: 1 – водосбросная плотина, 2 – каменно-набросная плотина, 3 – цилиндрический устой

Согласно проектным решениям, **в натуре**, напорный фронт гидроузла протяженностью 555 м образуют плотина длиной 290 м, максимальной высотой 60 м и бетонная водосбросная плотина длиной 205 м. Заложение верхнего откоса каменно-набросной плотины 1:2, низового 1:1.5. Сопряжение каменно-набросной и водосбросной плотин осуществляется с помощью цилиндрического устоя диаметром 60 м, представляющего собой железобетонную оболочку, загруженную горной массой.

На **физической модели** габариты каменно-набросной плотины были следующие: длина по гребню – 4 м, высота – 0,87 м, максимальная ширина по основанию – 4,3 м. Плотина отсыпалась из гравия, в качестве противофильтрационного устройства служила диафрагма, которая прокладывалась по оси сооружения на всю длину и высоту. Диафрагма была изготовлена из непромокаемой бумаги, обеспечивающей ее герметичность и легко разрываемой при возникновении неуравновешенной нагрузки. Из-за некоторых технических особенностей гребень плотины имел небольшой уклон в сторону цилиндрического устоя. В поперечном сечении профиль плотины был треугольным.

Численная модель строилась в масштабе физической модели и включала в себя участок верхнего бьефа, каменно-набросную плотину, цилиндрический устой и участок нижнего бьефа. Габариты модели: длина 29,5 м, ширина 7 м. Конструкция водосбросного сооружения в численную модель не включалась, она учитывалась заданием соответствующих граничных условий. Применялась гибридная треугольно-четырёхугольная сетка. Четырёхугольная сетка с размером ячеек $15,0 \times 20,0$ см строилась на отводящем канале водосброса. Треугольными ячейками покрывалась вся остальная расчетная область: на каменно-набросной плотине длины сторон составили 10 см, в верхнем и нижнем бьефах 15–20 см. Общее количество ячеек расчетной сетки составило 16 487 (рис. 5.2.7). На численной модели задавалось 5 граничных условий: 1 – входная в верхнем бьефе с условием «расход»; 2 – верхняя на водосбросе – условие «Q-Z»; 3 – нижняя на водосбросе – условие «Q-h»; 4 – выходная граница модели – условие «водосброс ($m = 0.4$)»; 5 – створ прорана (по оси каменно-набросной плотины) – условие «контроль». Дополнительно для записи параметров расчета во времени задавались 17 контрольных точек: 1 – в верхнем бьефе у водосброса; 2–3 – в нижнем бьефе; 4–6 – на верховом откосе плотины; 7–13 – гребень плотины; 14–16 – низовой откос и основание плотины; 17 – на цилиндрическом устое.

ЦМР формировалась на основе топографических данных и проектных чертежей в натуральной величине, а затем масштабировалась в габариты физической модели. Каменно-набросная плотина формировалась с учетом особенностей пространственной модели. Средствами ArcGIS строилась триангуляционная поверхность (TIN – Triangulated Irregular Network – нерегулярная триангуляционная сеть) и проводилась ее необходимая корректировка. Полученная в итоге поверхность переносилась в центры расчетной сетки методом проецирования отметок высот. В расчет закладывались параметры грунта тела плотины: $D_{50} = 10$ мм (в натуре 0,64 м), $D_{90} = 30$ мм. Формирование неразмываемого dna модели выполнялось аналогично ЦМР при помощи поверхности TIN. Неразмываемое основание плотины имеет отметку 6,88 м (в масштабе модели), кроме того, по оси основания плотины проходит прямоугольный уступ с отметкой 7,03 м (в масштабе модели), выполненный из бетона. Всего было сформировано две неразмываемые поверхности: в первой поверхности часть плотины со стороны верхнего бьефа до оси была неразмываема, а другая ее часть, от оси до низового откоса – деформируема; во второй поверхности деформируемой задавалась вся плотина.

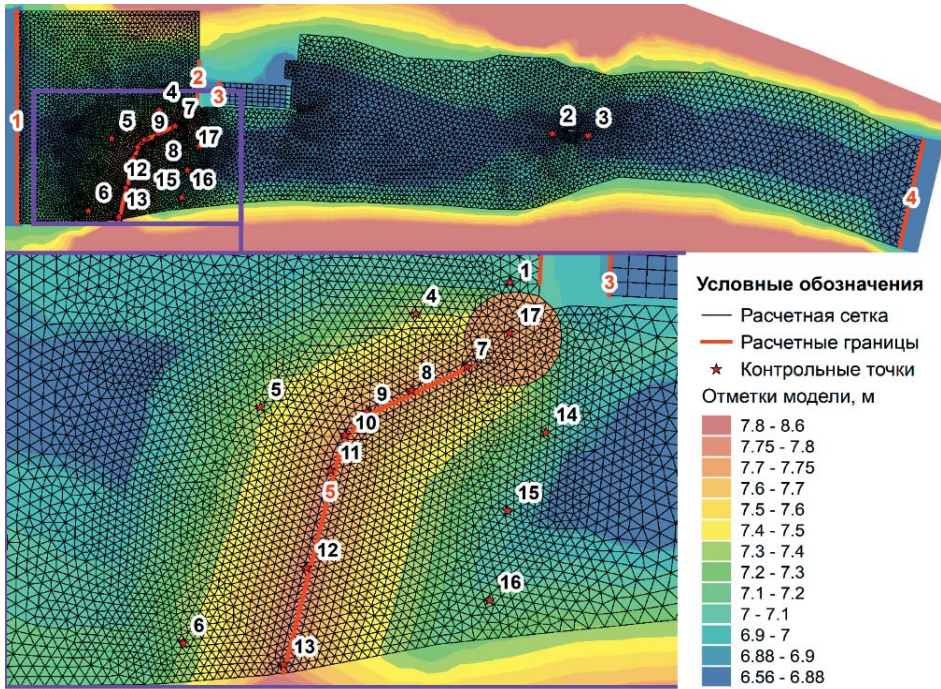


Рис. 5.2.7. Расчетная сетка и схематизация численной модели Горно-Алтайской ГЭС

В ходе физического эксперимента уровень воды в верхнем бьефе постепенно повышали, расход воды регулировался задвижкой. В момент времени 10:00 (мин.:сек.), когда расход притока превысил максимальную пропускную способность водосбросной плотины, уровень верхнего бьефа достиг отметки гребня каменно-набросной плотины – 7,75 м (в натуре – 496 м). Перелив через гребень начался в месте стыка каменно-набросной плотины и цилиндрического устоя – здесь из-за конструктивных особенностей имелось некоторое понижение отметок гребня. Постепенно расход притока увеличивали и перелив уже захватил цилиндрический устой и практически половину длины плотины по гребню, начался размыв низового откоса. В 14:30 произошел разрыв диафрагмы и стал формироваться проран. При этом уровень воды в верхнем бьефе стремительно падал. В 15:36 уровень в верхнем бьефе понизился на 28 см (18 м для натуре) и развитие прорана несколько замедлилось. В 16:30 уровень в верхнем бьефе стабилизировался на отметке 7,42 м (475 м), отмечалось истечение через проран в плотине с установившимся расходом. Проран практически не раскрывается, идет незначительное обрушение сухого откоса. Начиная со времени 21:50 задвижку постепенно закрывают, в 23:22 уровень верхнего бьефа понижается до отметок 7,23 м (463 м), истечение через створ прорана практически прекращается. Остаток воды в водохранилище стекает в нижний бьеф через водосброс. Эксперимент окончен.

При численном моделировании первые 10 минут расчет проводился без учета деформаций плотины, т. е. с неразрывающейся плотинной. В результате были получены уровни воды и поля скоростей течения на расчетной области, которые закладывались в качестве начальных условий в последующий расчет размыва плотины. Размыв каменно-набросной плотины моделировался в два этапа. Первый этап длился 4,5 минуты и соответствовал лабораторному эксперименту до момента разрушения диафрагмы. Расчет проводился с первым вариантом неразрывающейся поверхности, где часть плотины со стороны верхнего бьефа была недеформируема. Второй этап продолжался 11,5 минуты, здесь деформируемой задавалась вся каменно-набросная плотина. Таким образом, время численного моделирования непосредственно размыва плотины составило 15 минут.

При выполнении численного эксперимента варьировались эмпирические коэффициенты $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \alpha_1$ и α , а также тангенсы углов подводного и надводного откосов – $\text{tg } \varphi$ и $\text{tg } \varphi_0$, соответственно.

Коэффициенты $\beta_0, \beta_1, \beta_2$, отвечающие за диффузию, не оказывали существенного влияния на процесс формирования и конечные размеры прорана в сравнении с коэффициентами в формуле равновесной концентрации. При расчетах увеличение α_1 и α приводит к ускорению размывов в продольном направлении. Форму прорана в свету главным образом определяют задаваемые значения тангенсов угла естественных откосов под водой и над водой. В расчете по Горно-Алтайской ГЭС для задания тангенсов можно было ориентироваться на видеосъемку процесса и фотографии конечного результата размыва плотины. Наилучшее совпадение результатов физического и численного экспериментов было получено при $\text{tg } \varphi = 0,7$ ($\varphi = 35^\circ$), $\text{tg } \varphi_0 = 1,5$ ($\varphi_0 = 57^\circ$), и коэффициентах $\beta_0 = 20$, $\beta_1 = 0,1, \beta_2 = 0,1, \alpha_1 = 1$ и $\alpha = 7$.

По результатам численного моделирования построены графики хода уровня в верхнем бьефе (рис. 5.2.8); изменения во времени ширины прорана по гребню (рис. 5.2.9); поперечные профили дна по оси каменно-набросной плотины на некоторые моменты времени (рис. 5.2.10).

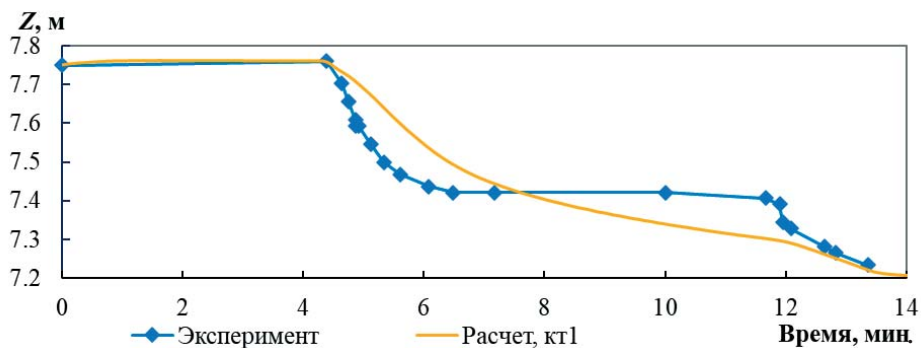


Рис. 5.2.8. Сопоставление хода уровня воды в верхнем бьефе по данным лабораторного и численного экспериментов

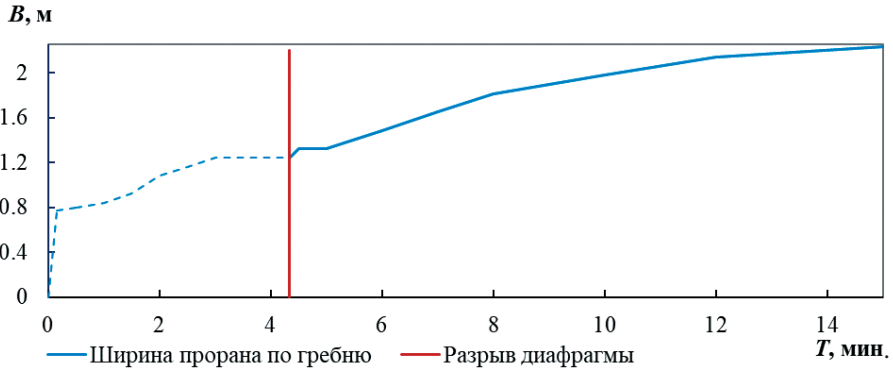


Рис. 5.2.9. Изменение во времени ширины прорана по гребню каменно-набросной плотины в ходе численного эксперимента

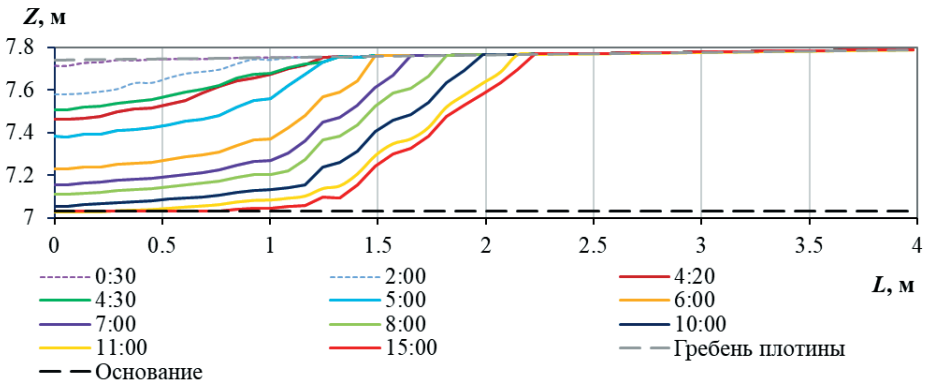


Рис. 5.2.10. Поперечные профили дна по оси каменно-набросной плотины в ходе численного эксперимента

Характер графика уровней воды в верхнем бьефе по расчетам соответствует этапам физического эксперимента: в течение первых 4,5 минуты уровень равен 7,76 м – идет перелив через гребень плотины в месте понижения ($\approx 1/3$ от общей длины по гребню) и цилиндрический устой, размывается низовой откос и частично гребень плотины на ширине 1,2 м; далее происходит разрыв диафрагмы – проран углубляется с сохранением ширины по гребню на некоторое время (около 1 минуты), уровень в верхнем бьефе начинает снижаться – на численной модели это происходит более плавно, чем на физической. До 8 минут развитие прорана в ширину по гребню плотины происходит в среднем на 0,16 м в минуту, после 8 минут на 0,17 м за 2 минуты. Через 12 минут от начала расчета расход на входной границе понижается, размыв замедляется, на графике уровня виден еще один перегиб, снижение и стабилизация уровня на последней минуте численного эксперимента. До неразмываемого основания, в месте примыкания к цилиндрическому устою, плотина была размыва за 11 минут.

Подведем итоги и сравним окончательные результаты, полученные на физической и численной моделях. На рис. 5.2.11 и рис. 5.2.12 показан конечный результат численного и физического экспериментов соответственно, здесь оранжевым пунктиром показаны контуры неразмытых участков плотины, а синим пунктиром обозначены границы размыва и отложений грунта, вынесенного из тела плотины.

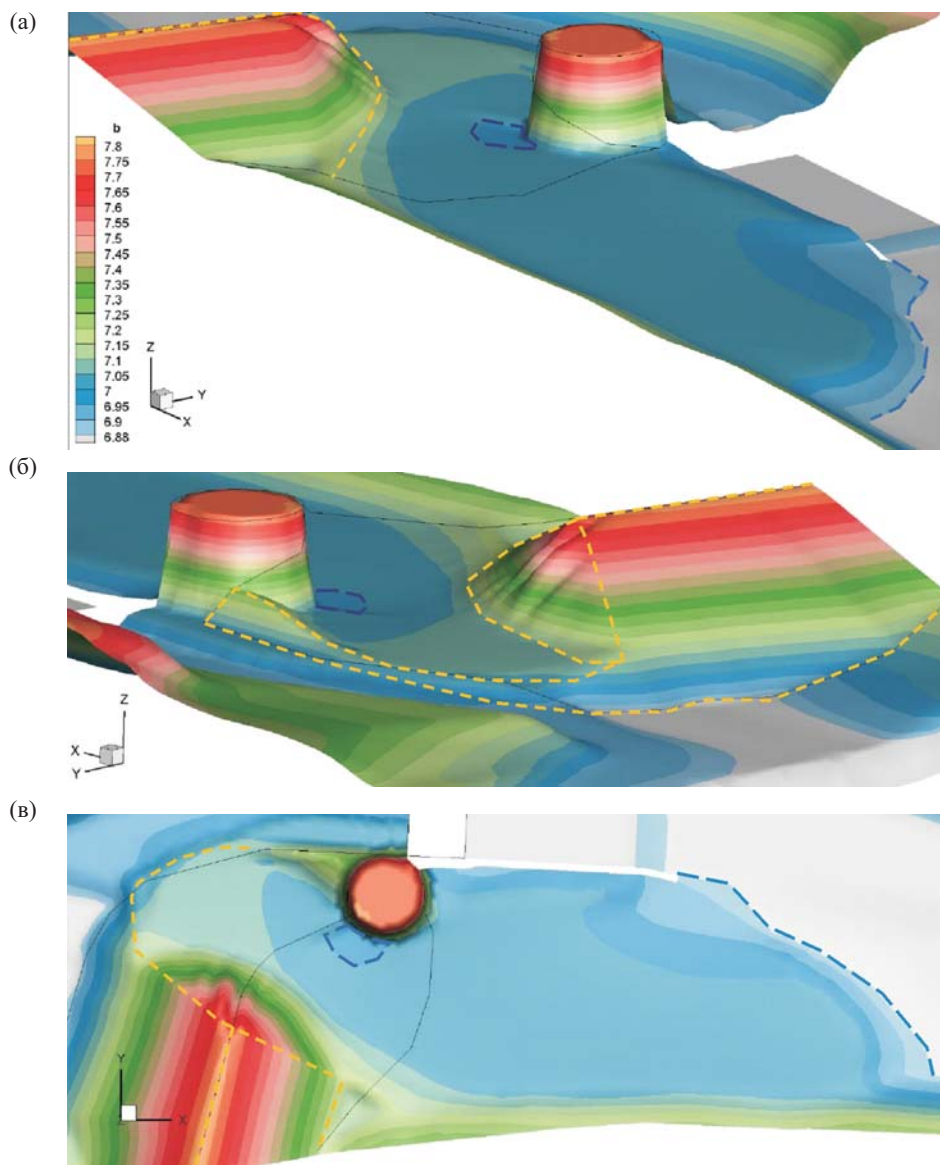


Рис. 5.2.11. Поверхность дна численной модели каменно-набросной плотины на момент времени 15:00 – конец расчета: (а) – вид с верхнего бьефа; (б) – вид с нижнего бьефа; (в) – вид в плане.

(а)



(б)



Рис. 5.2.12. Фотографии размыва физической модели каменно-набросной плотины: (а) – вид с нижнего бьефа; (б) – вид с верхнего бьефа

Полное время проведения физического эксперимента составило 25 минут. Из которых 10 минут ушло на наполнение верхнего бьефа и достижения уровнем воды отметки гребня каменно-набросной плотины. Еще 4,5 минуты продолжался перелив через гребень, затем произошел разрыв диафрагмы в теле плотины. Около одной минуты идет интенсивное развитие прорана, далее еще за минуту достигается максимальная ширина прорана – проран «стабилизируется». Последующие 5 минут продолжается истечение через створ прорана с постоянным расходом и несущественным оползанием откосов. Далее задвижку закрывают, расход постепенно снижается, вода из верхнего бьефа сливается преимущественно через водосброс.

Полное время 25 минут физического эксперимента было разложено на два численных расчета. Первые 10 минут выполнялся расчет без учета деформаций – водохранилище наполнялось, происходил сброс расхода через водосброс – в нижнем бьефе формировались поля глубин и скоростей течения, расчет продолжался до момента начала перелива воды через гребень плотины. Последующие 15 минут опыта выполнялся основной расчет с деформациями. При переливе через гребень плотины на численной модели происходил размыв низового откоса и оползание гребня плотины на всей длине переливаемого слоя. После разрыва диафрагмы проран развивался вглубь с сохранением максимальной ширины по гребню. Далее расширение и углубление прорана происходило с равномерной интенсивностью до 8 минут, затем интенсивность размыва понизилась. В итоге было размыто более 50% тела плотины.

Формы прорана и отложений грунта, вынесенного из тела плотины, на физическом и численном экспериментах очень похожи по форме (см. рис. 5.2.11–5.2.12). Отмечаются размывы до основания в месте сопряжения с цилиндрическим устоем. Длина отложений вынесенного из прорана материала плотины в нижнем бьефе в численном эксперименте составила – 6,3 м, на физическом – около 6,25 м. Верховой откос с правой стороны в численном эксперименте был смыт несколько больше, чем в физическом. Тогда как слева у цилиндрического устоя на физической модели откос размывло больше, чем в расчете.

В целом совпадение численного и физического экспериментов весьма удовлетворительно. Имеется небольшая разница в динамике размыва, но конечные результаты достаточно похожи между собой.

5.3. Оценка влияния размеров и формы начального прорана на процесс развития, итоговые параметры прорана и гидродинамические параметры прорывного паводка

Основным допущением в физико-математической модели развития прорана в грунтовой плотине является задание на расчетной сетке начального прорана, дно которого заглублено под уровень воды. Это является, пожалуй, главным условием начала развития прорана на численной модели. И поскольку начальная прорезь задается автором модели, то неизбежно возникает вопрос: «Каких размеров должен быть начальный проран?» В данном разделе будут рассмотрены несколько вариантов задания начального

прорана в теле плотины крупного гидроузла, оценено влияние на процесс раскрытия прорана, его окончательные размеры и параметры прорывного паводка в нижнем бьефе.

Земляная плотина имеет максимальную высоту 15,35 м, ширину по гребню 8 м, ширину по основанию 141 м, общая протяженность по гребню составляет 9,5 км. На плотине был определен участок максимальной длиной 1,2 км, который может быть подвергнут размыву. Здесь расчетная сетка сгущалась, размер четырехугольной сетки составил 8x8 м. Рассмотрим четыре варианта начального прорана с величиной заглубления его дна под уровень в верхнем бьефе от 4 до 0,5 м и реализацией (по ширине) на 7, 5 и 3 ячейках расчетной сетки (см. рис. 5.3.1).

Гидрологические параметры во всех вариантах одинаковые: на входе в водохранилище поступает расход равный 100 м³/с, водосбросная плотина работает на поддержание постоянного уровня в водохранилище до момента начала интенсивного размыва плотины, на выходной границе модели задается условие Q-Z.

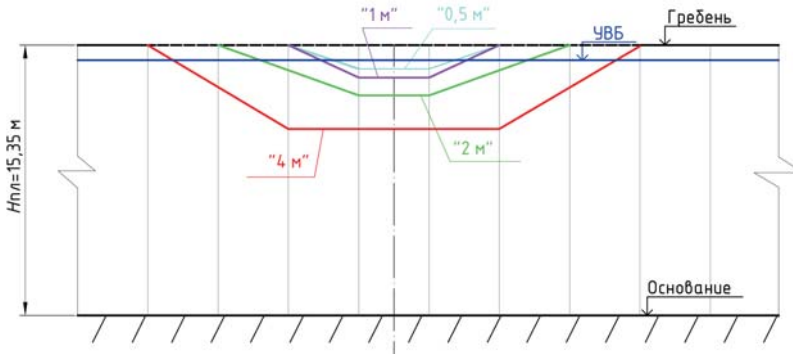


Рис. 5.3.1. Варианты начального прорана

В контрольной точке, расположенной в центре начального прорана на гребне дамбы, построим график изменения отметок дна во времени (см. рис. 5.3.2). Видим, что время «врезки» прорана для рассмотренных вариантов различное, чем меньше величина заглубления, тем дольше время врезки. При самом широком и глубоком начальном проране (вариант 1 – 4 м) время «врезки» составит 0,27 ч (16 мин.), при заглублении на 2 м (вариант 2) – 0,33 ч (около 20 минут), при заглублении на 1 м (вариант 3) – 0,67 ч (40 мин.), при заглублении на 0,5 м – 1,1 часа. Теперь рассмотрим форму прорана в момент «врезки» в продольном сечении по оси плотины – рис. 5.3.3(а). При наиболее широком начальном проране «врезанный» профиль также получился шире в сравнении с другими вариантами. Профили прорана при вариантах ямки №№ 2–4 практически идентичны друг другу. Итоговые профили идентичны для всех рассмотренных вариантов заглубления и размеров начального прорана – рис. 5.3.3(б).

Таким образом, можно сделать вывод о том, что итоговый профиль прорана и его максимальная ширина не зависят от принимаемого в численной

модели допущения о размере и величине заглабления начальной прорези. Но время «врезки» прорана все же зависит от величины заглабления начальной прорези. Чем она глубже, тем быстрее будет достигнуто основание плотины или дамбы, что вполне естественно и понятно. Так же, как и ширина начальной прорези будет оказывать влияние на ширину профиля прорана при «врезке». Чем шире начальный проран, тем шире профиль «врезки».

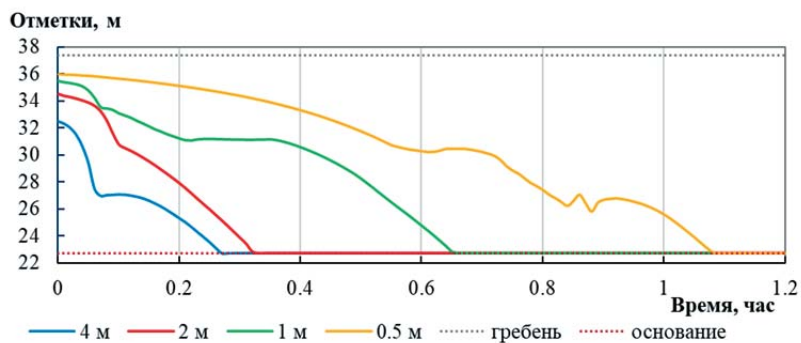
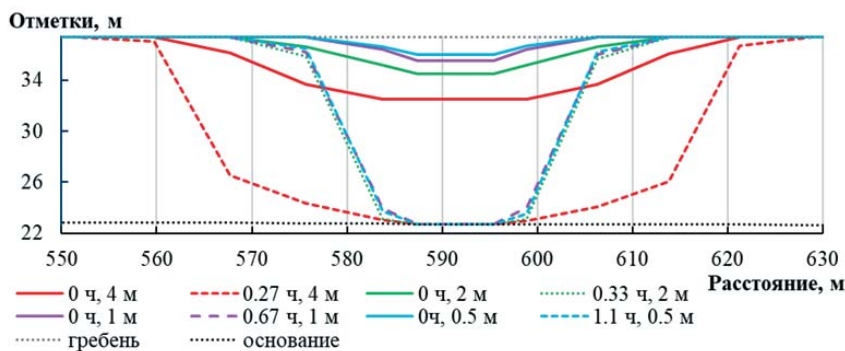
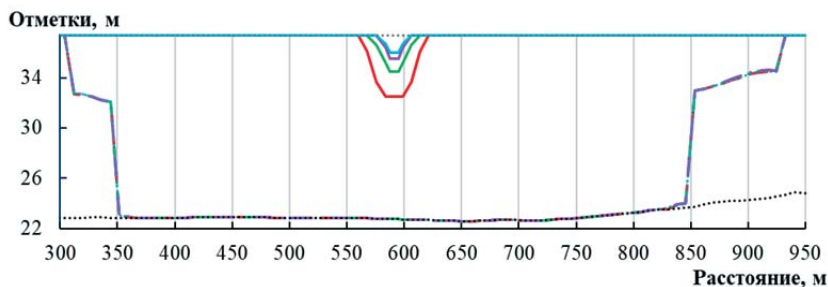


Рис. 5.3.2. График изменения отметок дна во времени в центре начального прорана



(а)



(б)

Рис. 5.3.3. Профили прорана в момент «врезки» (а) и итоговые (б) в теле плотины (вертикальный и горизонтальный масштабы искажены)

Форма и характер гидрографов излива через створ прорана (рис. 5.3.4) для всех рассмотренных вариантов идентичны. В варианте 1 с самым широким и глубоким начальным прораном нарастание расхода излива идет быстрее, уже в первые моменты расчета его значение около $250 \text{ м}^3/\text{с}$. Далее, чем меньше начальный проран, тем медленнее идет нарастание расхода – для варианта 4 расход $250 \text{ м}^3/\text{с}$ будет достигнут через 0,9 часа от начала расчета. Значения максимальных расходов излива через створ прорана при всех рассмотренных вариантах лежат в диапазоне $24340\text{--}24396 \text{ м}^3/\text{с}$, т. е. разница между ними незначительна. Время достижения максимума составляет 8,5 ч для варианта 1 и 9,43 ч для варианта 3. При варианте заглубления на 0,5 м (вариант 4) максимальный расход и время его достижения практически равны варианту с заглублением на 1 м (вариант 3). После прохождения максимума расхода последовательность расположения гидрографов расхода между вариантами меняется на диаметрально противоположную. Так что на конец расчета наибольший расход излива будет в варианте 4, а наименьший в варианте 1 – разница составит около $300 \text{ м}^3/\text{с}$. Таким образом, объем излива через створ прорана будет одинаков для всех рассмотренных вариантов начальной прорези.

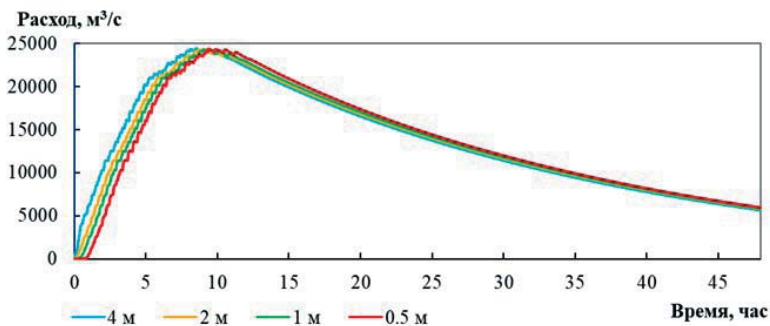


Рис. 5.3.4. Гидрографы расхода излива через створ прорана для различных вариантов заглубления начального прорана

Скорость понижения уровня воды в водохранилище практически одинакова при всех рассмотренных вариантах начальной прорези и составляет $0.18\text{--}0.19 \text{ м/ч}$ (рис. 5.3.5).

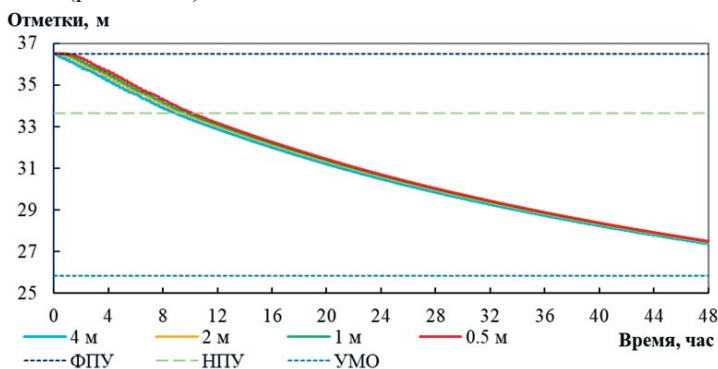
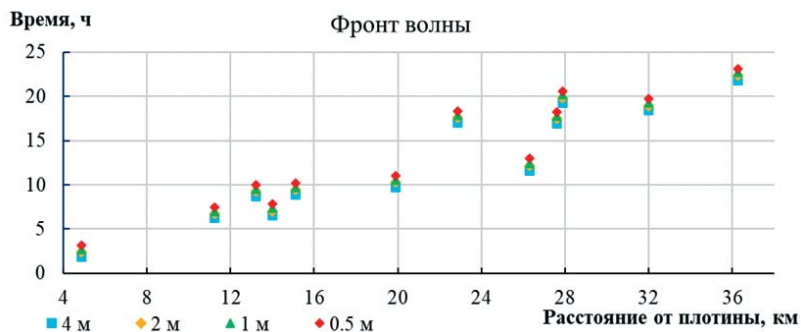
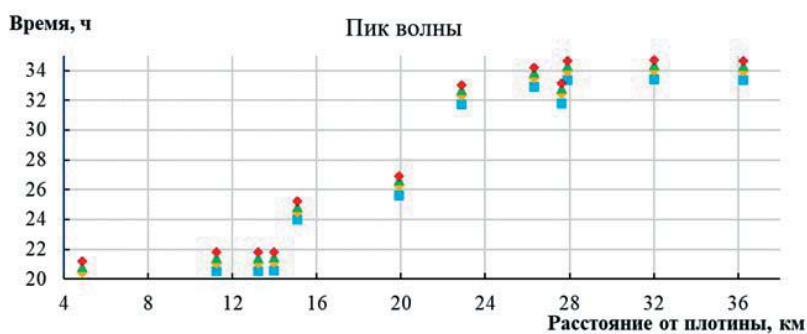


Рис. 5.3.5. Уровни воды в верхнем бьефе плотины Краснодарского г/у при различных вариантах заглубления начального прорана

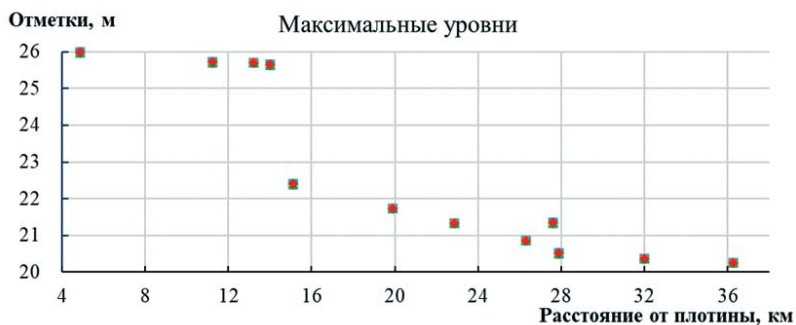
Основные параметры волны прорыва для контрольных точек в нижнем бьефе приведены на графиках рисунка 5.3.6 и представлены в зависимости от расстояния, на котором находится контрольная точка оси плотины. По графикам видим, что время добегания и фронта и пика волны наступает раньше при варианте с самой широкой начальной прорезью, наибольшая разница с вариантом 4 составляет 1,3 часа. Тогда как максимальные значения уровней воды практически одинаковы для всех рассмотренных вариантов.



(а)



(б)



(в)

Рис. 5.3.6. Времена добегания фронта (а) и пика волны (б), максимальные уровни воды (в) в населенных пунктах в нижнем бьефе при различных вариантах начального прорыва

Анализируя полученные результаты, можно отметить, что размер начальной прорези практически не оказывает влияния на максимальные параметры волны прорыва, такие, как расход излива, скорость понижения уровня в водохранилище, величину максимальных уровней затопления в нижнем бьефе, итоговые размеры прорана в теле плотины. Однако размеры начального прорана оказывают влияние на динамику развития прорана в начальные моменты времени, время добегания фронта и пика расхода и уровня воды в нижнем бьефе. В каждой конкретной задаче его размер (главным образом ширина) будет определяться размером ячейки расчетной сетки. В поперечном потоке сечения достаточно задавать начальную прорезь на трех ячейках: одна ячейка на дно прорези и еще по одной на откосы. Дно прорези необходимо заглубить относительно уровня воды в верхнем бьефе, величина заглубления будет зависеть от конструктивных особенностей моделируемого объекта и должна подбираться индивидуально. Судя по полученным результатам, чем меньше начальная прорезь, тем больше расчет приближается к реальной ситуации, которая может произойти на плотине. Но при моделировании можно столкнуться с ситуацией, когда, задав очень узкий и неглубокий начальный проран, в начале расчета его замочит и дальнейшего раскрытия прорана не произойдет. Это же может случиться, если задать очень крутые откосы у начального прорана, тогда угол откоса превысит критический, произойдет его быстрое оползание и отверстие прорана будет перекрыто.

6. Верификация физико-математической модели развития прорана в грунтовой плотине на основе натуральных данных

В настоящей главе изложены результаты численных экспериментов развития проранов в реальных грунтовых плотинах с применением метода прямого численного моделирования размыва тела плотины на основе программного комплекса STREAM 2D CUDA с учетом неоднородного состава грунта.

6.1. Численное моделирование натурального эксперимента разрушения плотины YAHEKOU

Натурный эксперимент размыва плотины Yahekou был выполнен в рамках совместной Китайско-Финской исследовательской работы по гидродинамике прорыва плотин в Китае в 1982 г. Данные эксперимента на английском языке опубликованы в работах [Shuibo, Loukola, 1993] и [Loukola, Nuokuna, Xiang, 1998], численные расчеты, выполненные ранее на предыдущей версии физико-математической модели, изложены в [Беликов, Васильева, 2010]. Ниже приводятся и анализируются результаты численного моделирования для актуальной версии программы STREAM 2D CUDA с учетом варьирования некоторых расчетных коэффициентов.

Головная плотина Yahekou, в водосливном канале которой устанавливалась размываемая модель плотины, находится в провинции Хэнан в центральной части Китая. Выполнялась серия опытов с различными размерами и физическо-механическими свойствами грунтов размываемых моделей. Из этой серии был выбран один эксперимент, который проводился 18 марта 1982 года.

6.1.1. Описание натурного эксперимента Yahekou

Экспериментальная плотина возводилась из песка с глиняным ядром, высота ее составляла 5,6 м, длина по гребню – 41 м, по основанию – 31 м, ширина по гребню – 4 м. Заложение верхового откоса плотины 1:3, низового откоса – 1:2,5. На гребне был устроен парапет, который был на 1 м выше отметки гребня плотины. Предположительно, его назначение – это защита от перелива воды через гребень плотины. Ядро плотины шириной по гребню 0,8 м и 2,5 м по основанию, заложения верхового и низового откосов ядра 1:0,17. Вершина ядра была на 0,5 м ниже гребня плотины. Верховой откос плотины был защищен блочной кладкой толщиной в 0,3 м, низовой откос – слоем плотной глины толщиной 0.3 м.

Длина водохранилища, создаваемого экспериментальной плотиной, составила около 318 м, ширина – 60 м, объем 46 000 м³.

Местоположение створа прорана относительно оси гребня плотины определялось направляющим каналом, шириной 1,5 м и глубиной 1,3 м от верха гребня плотины. Стенки и дно канала были укреплены цементным раствором низкого качества. На входе устанавливался затвор, выполненный в виде деревянного щита, который вставлялся в деревянный короб. Фото, план и сечение экспериментальной плотины Yahekou показаны на рис. 6.1.1. Физические характеристики материалов экспериментальной плотины представлены в таблице 6.1.1.

Табл. 6.1.1. Физические характеристики экспериментальной плотины Yahekou

№ образца*	Гранулометрический состав, мм							Наименование
	20–2 (%)	2–0,5 (%)	0,5–0,25 (%)	0,25–0,1 (%)	2–0,05 (%)	0,05–0,005 (%)	<0,005 (%)	
1	3,5	25,0	67,0	4,0				песок среднезернистый
2	34,0	55,5	8,0	2,5				песок крупнозернистый
3					18,5	52,5	29,0	тяжелый суглинок

* образцы 1 и 2 относятся к телу плотины, 3 – ядру.

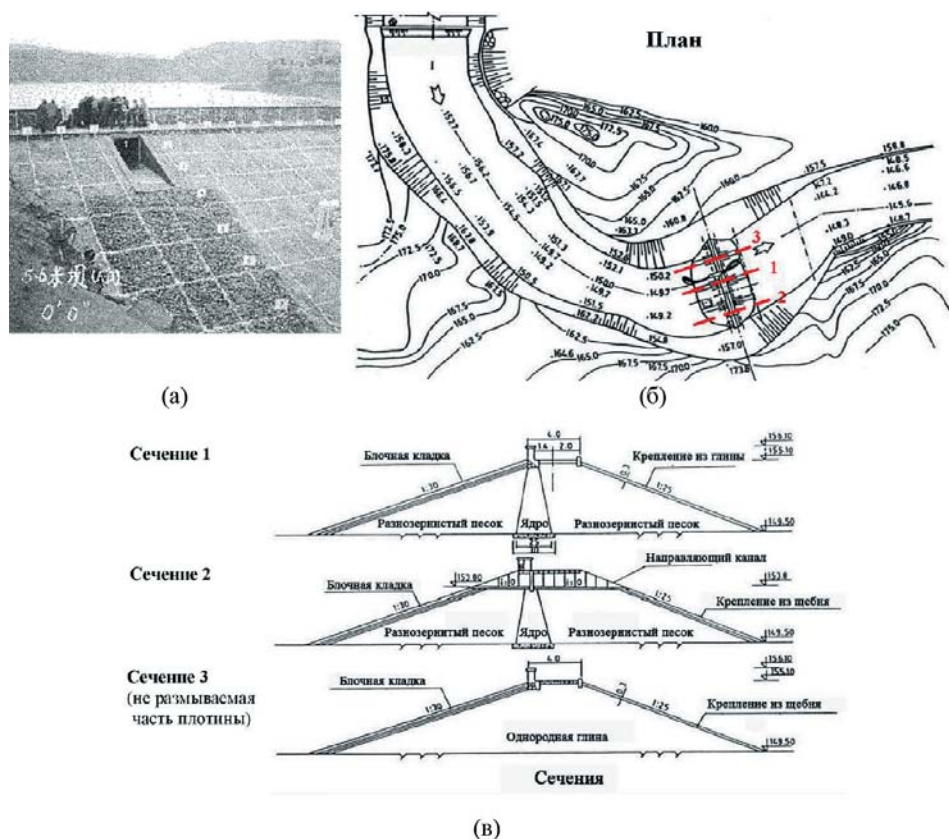


Рис. 6.1.1. Фотография (а), план (б) и поперечные сечения (в) экспериментальной плотины Yahekou

На поверхности низового откоса плотины был нанесен сеточный рисунок размером $1,50 \times 1,75$ м, по которому велась фото- и видеофиксация процесса размыва. Для фиксации внутренней эрозии в тело плотины встраивались 577 зондов, каждый из которых был подключен к индикаторной лампе.

В начале эксперимента водохранилище полностью заполнялось водой до уровня, равного 154,60 м, затем затвор в начальном отверстии на гребне плотины открывался и происходил размыв плотины. Продолжительность эксперимента составила 40 минут. Потребовалось 16 мин. 15 сек. на то, чтобы размывать направляющий канал и смыть короб, в котором был установлен затвор. В целом врезка прорана до основания плотины заняла около 22 мин. 40 сек., боковое расширение продолжалось еще 10 мин. и 20 сек. Гидродинамические параметры, фиксируемые в эксперименте, представлены в таблице 6.1.2. По результатам эксперимента для нескольких поперечных и продольных сечений были построены зависимости контуров размываемой плотины во времени.

Табл. 6.1.2. Гидродинамические параметры эксперимента по размыву плотины Уаһекоу

Время, мин.	УВБ (на расстоянии 30 м выше плотины), м	УНБ, м	Расход в проране, м ³ /с
4	154.63	148.9	7
11	154.82	149.15	25
16	154.96	149.25	38
17	154.95	149.55	64
22	154.7	150.3	156
24	154.46	150.65	229
27	154.95	150.95	327
29	155.18	151.55	404
32	154.75	151.55	493
33	154.7	151.55	551
34	154.75	151.55	612
36	154.6	151.45	619
37	154.3	151.25	564

6.1.2. Численная гидроморфологическая модель экспериментальной плотины Уаһекоу

Для выполнения численного моделирования натурального эксперимента Уаһекоу была построена гидродинамическая модель на основе гибридной треугольно-четырёхугольной сетки с общим количеством ячеек 21 405. Четырёхугольная сетка с размером ячеек 0,5 × 0,5 м строилась на гребне и части верхового и низового откосов плотины, остальные части откосов, а также участки верхнего и нижнего бьефов покрывались неравномерной треугольной сеткой с длинами сторон 0,5–2,0 м (рис. 6.1.2). Конструкция плотины, верхнего и нижнего бьефов была полностью воссоздана на модели согласно схемам, приведённым в статье [Shuibo, Loukola, 1993]. Для формирования ЦМР в среде AutoCAD производилась оцифровка плана и разрезов по плотине. Из формата AutoCAD данные о рельефе переводились в формат txt в виде набора точек в декартовой системе координат X,Y,Z. Затем средствами ArcGIS строилась триангулированная поверхность (TIN) по методу Делоне и производилась ее необходимая корректировка (рис. 6.1.3). Начальный канал прорана на расчетной сетке в поперечном направлении задавался на трех прямоугольных ячейках по дну плюс еще по одной ячейке на откос. Таким образом, ширина канала по дну составила 1,5 м, по верху

2,5 м. Итоговая ЦМР переносилась в центры ячеек расчетной сетки методом проецирования с TIN. На модели задавалось два граничных условия: 1) на входе с условием «расход»; 2) на выходе с условием «водослив»; по оси плотины задавался контрольный створ.

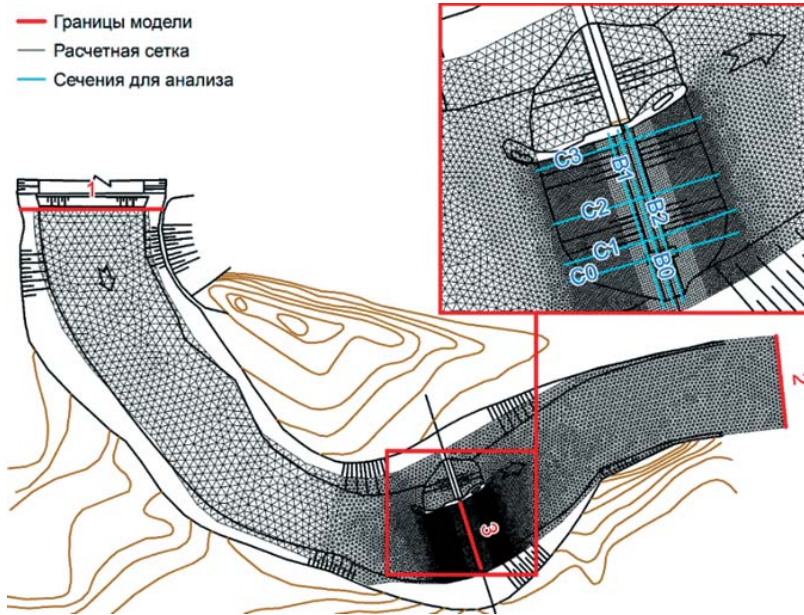


Рис. 6.1.2. Расчетная сетка численной модели плотины Yahekou

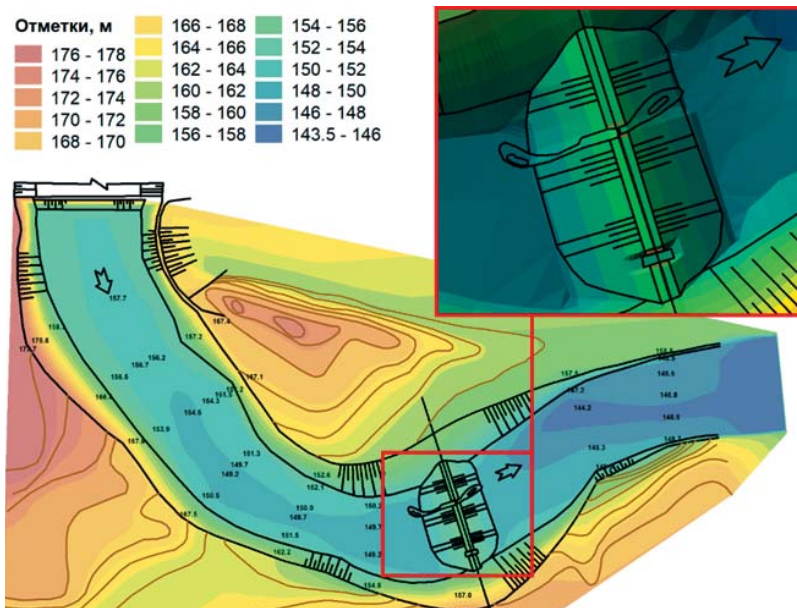


Рис. 6.1.3. Цифровая модель рельефа плотины Yahekou

В численной модели *Yahekou* тело плотины задавалось выполненным из разнозернистого песка без учета глиняного ядра. По данным таблицы 6.1.1 были выбраны 4 фракции песчаного грунта и задано следующее их процентное соотношение: фракция 1 – $D_{50} = 11$ мм – 3,5%; фракция 2 – $D_{50} = 1,25$ мм – 25%; фракция 3 – $D_{50} = 0,37$ мм – 67%; фракция 4 – $D_{50} = 0,18$ мм – 4,5%; для всех фракций $D_{90} = 14$ мм.

В таблице 6.1.2 представлен гидрограф расхода через створ прорана, измеренный в ходе эксперимента, а подаваемый в верхнем бьефе не приведен в описании эксперимента. Верхний бьеф размываемой плотины имеет небольшую протяженность, поэтому расход в створе прорана будет близок по значению к подаваемому. Таким образом, расчетный гидрограф модели задавался по данным из эксперимента с небольшой корректировкой в начальные моменты времени.

6.1.3. Численные эксперименты и их результаты

В качестве начальных условий в верхнем бьефе задавался уровень воды, равный 154,6 м, в нижнем бьефе уровень воды был переменным от 148,9 м у подножия плотины до 145 м у выходной границы. На входной границе модели задавался откорректированный гидрограф расхода, на выходной границе – водослив с отметкой порога 145 м и коэффициентом расхода $m = 0,4$.

С целью приблизиться к ходу выполнения натурального эксперимента моделирование размыва происходило в три этапа. На первом этапе неразмываемым задавался участок плотины, в котором в натуре был установлен затвор. Продолжительность первого этапа составила 15,5 мин. Второй этап, переходный, продолжительностью всего 1 минуту – соответствовал частичному смыву короба затвора и определялся неразмываемой поверхностью на отметке 153 м в месте его начального расположения. На третьем, основном этапе, вся плотина задавалась размываемой до основания на отметке 149,5 м. Продолжительность третьего этапа от 16,5 до 40 минут – 23,5 минуты.

В ходе расчетов задавались различные значения тангенсов углов естественных надводного ($tg\varphi_0$) и подводного ($tg\varphi$) откосов, а также коэффициентов $\alpha_1, \beta_0, \beta_1, \beta_2$ и α .

В первой серии расчетов тангенсы «сухого» и «мокрого» откосов задавались по справочным табличным данным для крупнозернистого песка $tg\varphi_0 = 0,58$ ($\varphi_0 = 30^\circ$); $tg\varphi = 0,51$ ($\varphi = 27^\circ$), соответственно. Коэффициенты $\beta_0 = 40, \beta_1 = 0,1, \beta_2 = 0,1, \alpha_1 = 0,5$ и $\alpha = 5$.

По результатам проведенного расчета строились профили дна в сечении b_0 и проводилось их сопоставление с данными эксперимента – см. рис. 6.1.4.

Как видим из рисунка 6.1.4, полученные в расчете профили более пологие, чем экспериментальные. Из-за этого расчетная ширина прорана по верху значительно превышает экспериментальную в моменты времени от 17 до 28 минут. В 30 минут профили в верхней части практически совпали, но ниже, к основанию плотины, их различия значительны. Такая форма профиля в расчете связана с тангенсом угла естественного откоса над водой, что также показали численные эксперименты по размыву плотины из песка, представленные в п. 5.2.1.

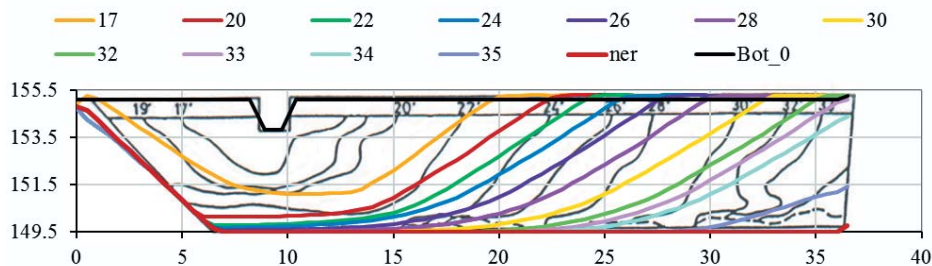


Рис. 6.1.4. Сопоставление профилей дна в сечении b_0 . Черные линии – эксперимент, цветные – расчет с $tg\varphi = 0,51$ и $tg\varphi_0 = 0,58$.

В следующей серии расчетов тангенсы углов надводного и подводного откосов были увеличены. Для надводного откоса задавался $tg\varphi_0 = 1,8$ ($\varphi_0 = 61^\circ$), для подводного – $tg\varphi = 0,6$ ($\varphi = 31^\circ$). В ходе расчетов и последующего анализа результатов также был увеличен эмпирический коэффициент ($a = 8,5$). В итоге было получено вполне удовлетворительное совпадение результатов расчетов и эксперимента (см. рис. 6.1.5).

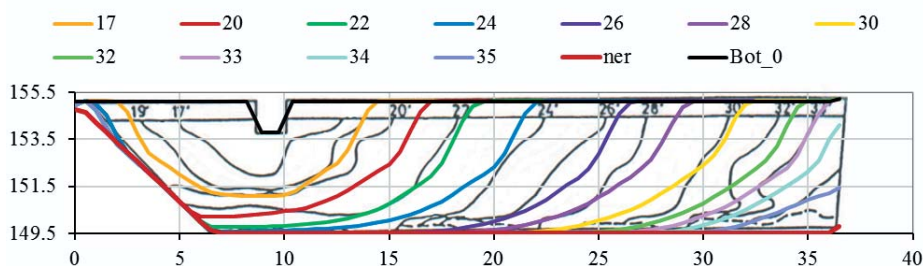


Рис. 6.1.5. Сопоставление профилей дна в сечении b_0 . Черные линии – эксперимент, цветные – расчет с $tg\varphi = 0,6$ и $tg\varphi_0 = 1,8$.

Здесь угол наклона расчетных профилей дна в целом близок по форме к экспериментальным, особенно на моменты времени с 22 до 33 минут. В начальные 17 минут раскрытие прорана по расчету превышает экспериментальные значения. Это можно объяснить некоторыми несоответствиями численной модели плотины с экспериментальной. В численной модели не учтено наличие глиняного ядра в теле плотины, а также материалы направляющего канала прорана, которые, несомненно, могли сдерживать развитие прорана в начале эксперимента.

На рис. 6.1.6 показано сопоставление фотографий эксперимента и результатов расчета на численной модели. На первые моменты времени расчета представлены поверхности дна размываемой плотины без воды, для большей наглядности формы прорана, полученного в расчете (рис. 6.1.6 а). На последующие временные моменты поверхность дна плотины показана совместно с водой (рис. 6.1.6 б). Рассматривая совместно фото эксперимента и результаты численных расчетов, можно отметить, что в целом расчет

показывает похожую на натуру динамику размыва плотины. Сам процесс выглядит достаточно физично. С началом перелива воды через начальный канал начинается размыв низового откоса. С увеличением вертикального размыва низового откоса отверстие прорана развивается и в ширину. В зафиксированный момент времени (11:50) поток огибает короб затвора в начальном канале с обеих сторон: мы видим это на фото и на результатах моделирования. Далее проран интенсивно расширяется, разница между уровнем в верхнем бьефе постепенно снижается. По расчету это особенно заметно как на рис. 6.1.6 б, так и на графике поперечного профиля в створе с0 – рис. 6.1.7. По фото перепад между верхним и нижним бьефом более выражен, видимо, в расчете не удалось до конца соблюсти все условия опыта. По скорости расширения прорана в поперечном сечении плотины получено достаточно хорошее совпадение расчета и эксперимента, но по уровню воды разница все же есть. Полученный в результате расчета гидрограф расхода излива через створ прорана практически совпадает с экспериментальным (рис. 6.1.8 а). Графики хода уровней воды во времени в контрольных точках верхнего и нижнего бьефов (рис. 6.1.8 б, в) при общем правильном улавливании тенденции изменения имеют локальные расхождения с экспериментом от 0,5 до 1 м. Возможно, на это сказывается влияние топографических условий верхнего и нижнего бьефов, для которых не имелось точных исходных данных.

По результатам выполненного численного моделирования можно отметить достаточно хорошую сходимость результатов в части динамики размыва экспериментальной плотины *Yahekou* высотой 5,6 м. Это доказывает возможность эффективного применения разработанной численной модели *STREAM 2D CUDA* к решению реальных задач расчета развития проранов в грунтовых плотинах. При этом в плотинах из песчаных материалов следует принимать значения тангенса естественного угла надводного откоса равным 1,6–2 (угол равен 58–64°), что, кстати, совпадает с рекомендациями А.М. Прудовского [Прудовский, 1998].

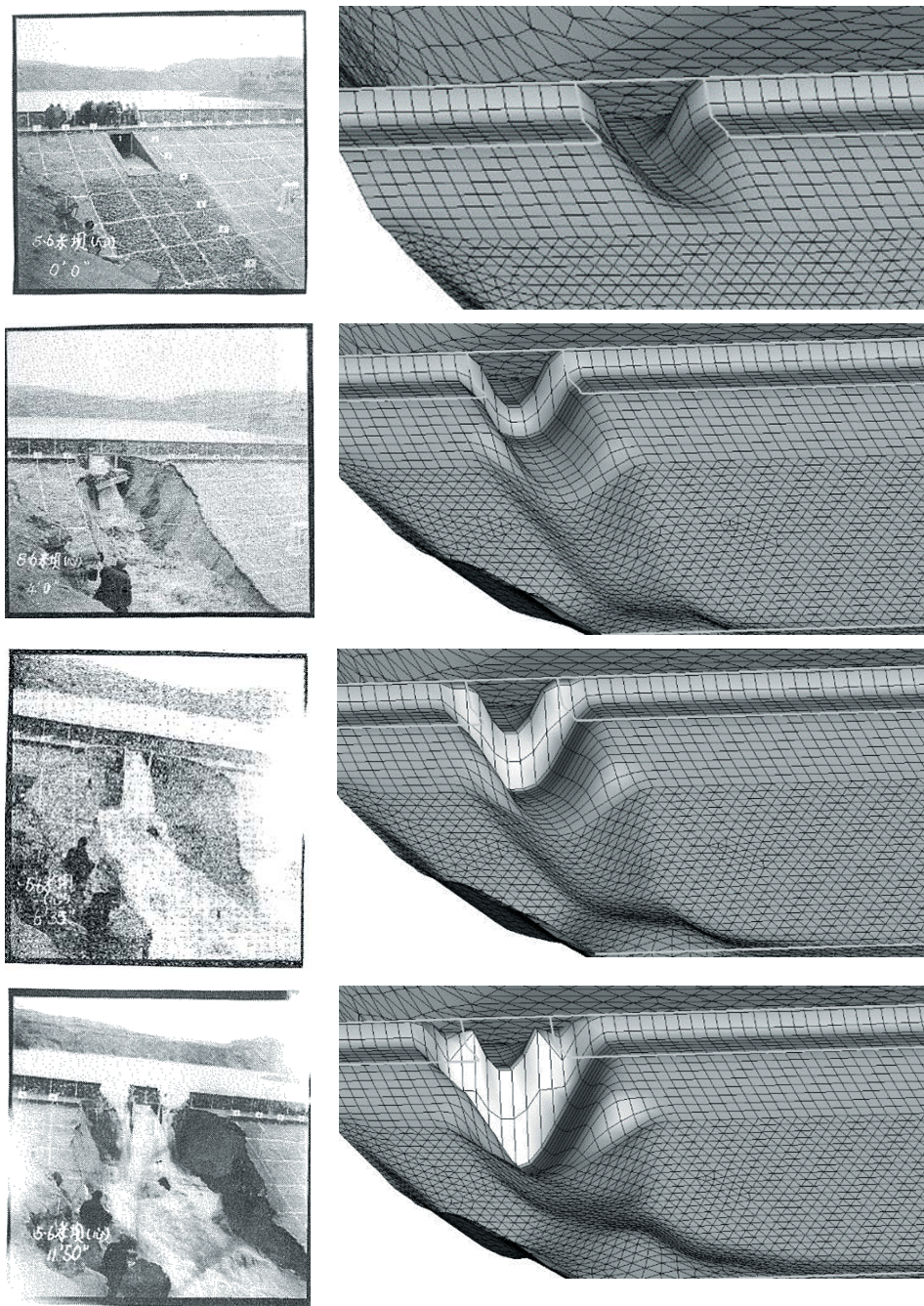
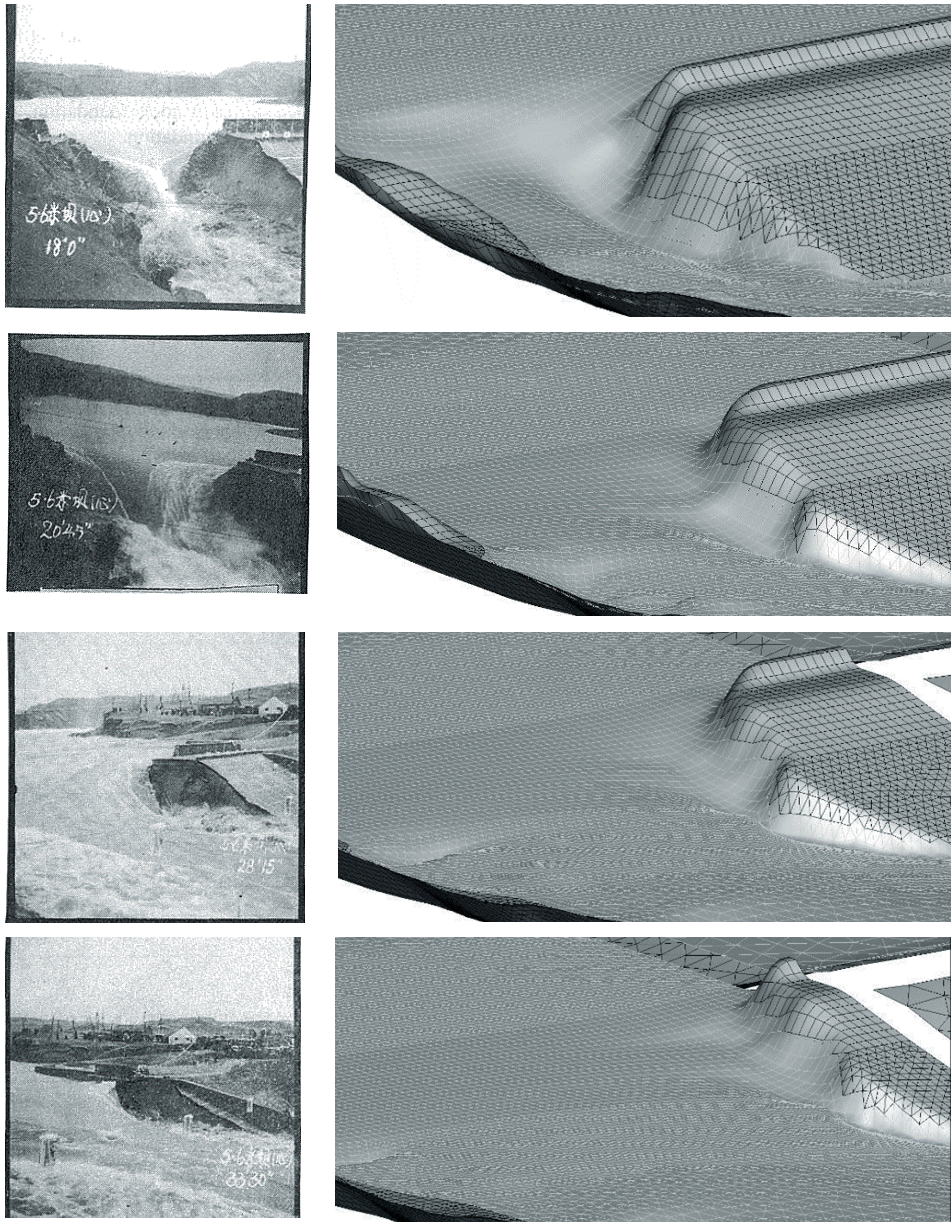


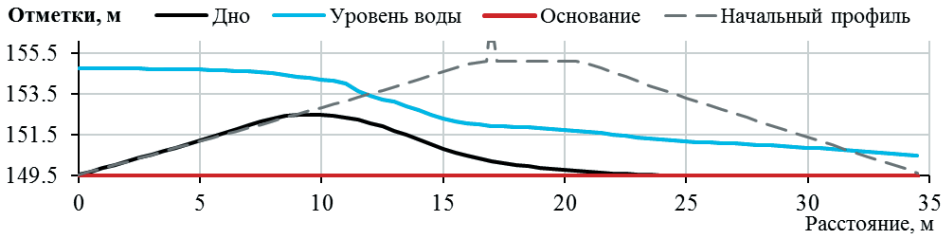
Рис. 6.1.6 (а). Сопоставление фотографий эксперимента и поверхности дна по численному моделированию на идентичные моменты времени



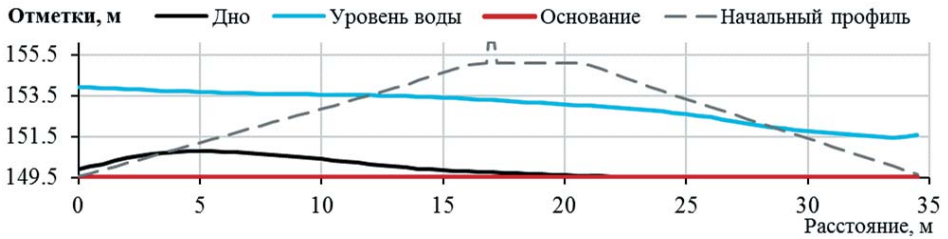
(б)

Рис. 6.1.6 (б). Сопоставление фотографий эксперимента и поверхности дна по численному моделированию на идентичные моменты времени

18:00



20:45



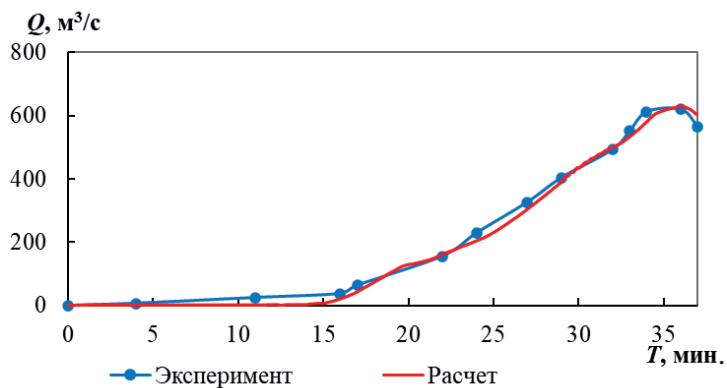
28:15



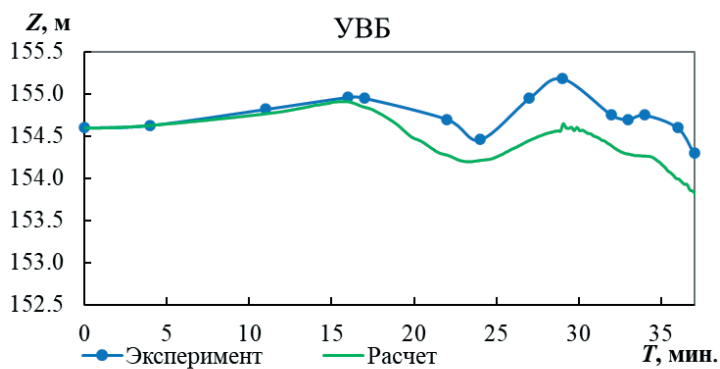
33:50



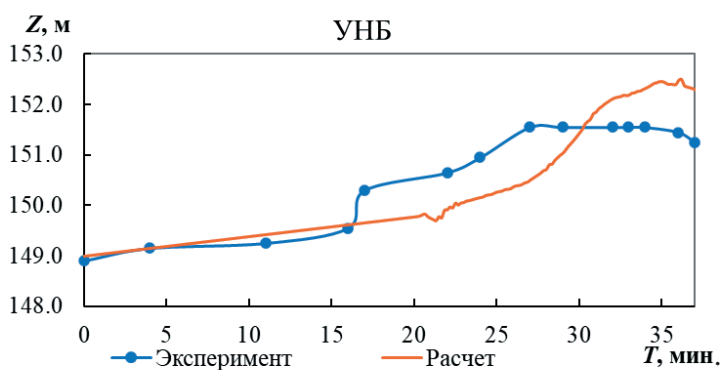
Рис. 6.1.7. Поперечные профили уровня воды и поверхности дна на некоторые моменты времени



(а)



(б)



(в)

Рис. 6.1.8. Сопоставление гидрографов расхода излива через створ прорана (а), хода уровней воды в верхнем (б) и нижнем бьефах (в) по данным эксперимента и расчету

6.2. Численное моделирование гидродинамической аварии каменно-земляной плотины на р. Дюрсо

Исследования проводились на основе реальной аварии каменно-земляной плотины на реке Дюрсо под г. Новороссийском, случившейся в августе 2002 г. Тогда после продолжительных интенсивных осадков произошло переполнение водохранилища, перелив через гребень плотины и ее частичное разрушение. Более подробное описание наводнения августа 2002 г., приведшего к разрушению плотины, представлено в статье [Наводнение в Краснодарском крае..., 2002], краткая сводка аварии дана в статьях [Vasil'eva et al., 2019; Vasil'eva, Belikov, 2020; Васильева, Беликов, 2020].

Объект интересен тем, что плотина сложена из местного материала – смеси гальки и глины. Кроме неоднородности у грунта тела плотины также присутствует сцепление, что, несомненно, оказывает влияние на процесс формирования прорана. В силу плохой размываемости грунта плотины, крепления верхового откоса бетонными плитами, а также быстрого подъема уровня в водохранилище разрушение плотины произошло нестандартным образом – практически по всей длине гребня со смывом слоя грунта толщиной 3–4 м. Фотографии разрушений на плотине, сделанные в сентябре 2002 года, представлены на рис. 6.2.1.

(а)



(б)



Рис. 6.2.1. Вид разрушенного гребня плотины (а) и на нижний бьеф (б): смыв весь культурный слой на пойме, уничтожено 60 га виноградников

На данном объекте модель STREAM 2D CUDA [Алексюк, Беликов, 2017в] впервые применялась для моделирования дождевого стока с водосбора горной реки, материал опубликован в статьях [Vasil'eva et al., 2019; Васильева, Алексюк, Беликов, 2019; Васильева, Беликов, 2020]. Применимость модели STREAM 2D CUDA для расчетов быстроразвивающихся паводков на горных реках была доказана также на других объектах Черноморского побережья, результаты опубликованы в статье [Васильева и др., 2020].

6.2.1. Объект исследования

Река Дюрсо протекает по центральной части Абрауского полуострова. Она берет свое начало в районе щели Ткачукова в урочище Кряж на юго-западном склоне горы Гудзак, откуда течет в южном направлении по балке Пинчукова до впадения в Черное море в границах поселка Дюрсо (рис. 6.2.2). Ее длина 14 км, площадь водосбора около 53,7 км², годовой сток 0,45 км³ [Государственный водный реестр ...]. Уклоны реки и долины составляют 5–7 м/км, ширина реки в среднем течении (в районе плотины) 4–5 м, вблизи устья 8–10 м, ширина поймы от 100 до 200 м. Пойма реки плоская либо с небольшим уклоном в сторону русла, преимущественно односторонняя, так как русло прижимается то к левому, то к правому склону долины. Склоны долины гористые, крутые (до 30–40 %), заросшие густым лесом.

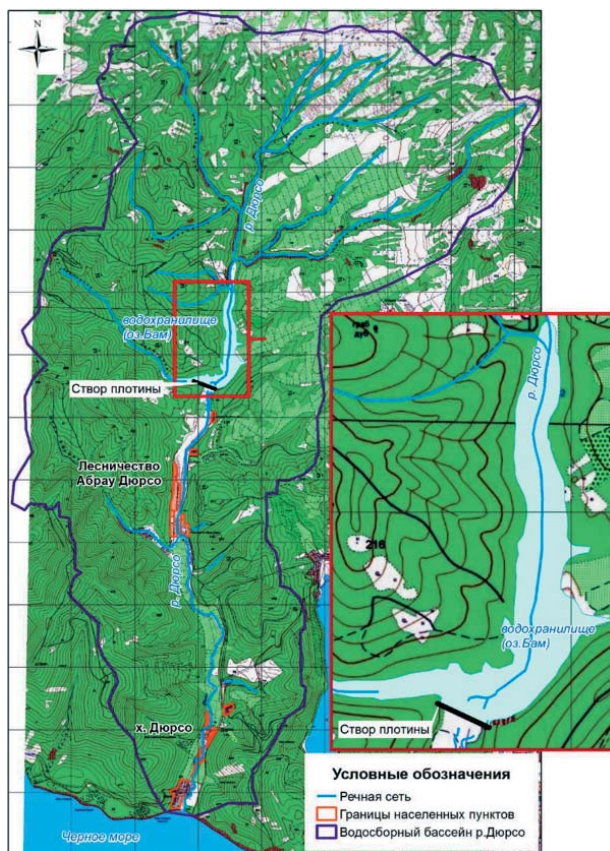


Рис. 6.2.2. Объект исследования – р. Дюрсо

Водохранилище Дюрсо, теперь именуемое озеро Бам, расположено в среднем течении реки Дюрсо, на расстоянии 7 км от места ее впадения в Черное море, ввод в эксплуатацию осуществили в 1976 г. Объем при нормальном подпорном уровне составлял 4,5 млн м³, площадь – 0,4 км², протяженность 1,5 км.

Водохранилище поддерживается грунтовой плотиной трапециевидального поперечного сечения из местных глинистых материалов. Длина плотины по верху 215 м, ширина гребня 4 м, наибольшая высота 25 м, отметка подошвы 42 м, отметка гребня 67 м, верховой откос 1:2,5 укреплен бетонными плитами толщиной 0,1 м, низовой откос 1:2 был задернован. Под левым берегом плотины расположен поверхностный двухступенчатый водосброс, концевая часть которого имеет крепление бетонными плитами (рис. 6.2.3). Для сброса экстремально высоких расходов под гребнем плотины расположены две трубы диаметром 1 м [Беликов, 2003].

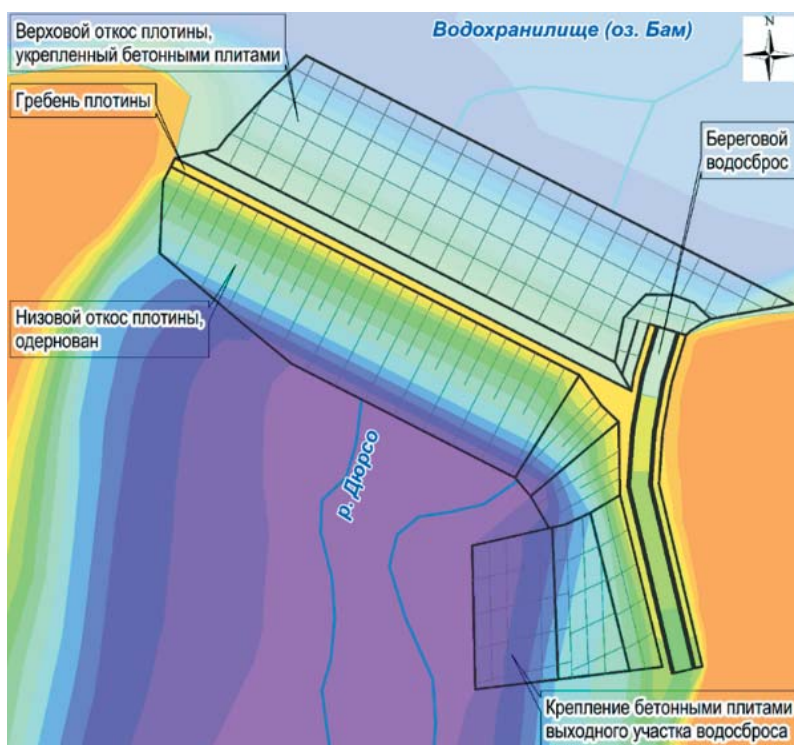


Рис. 6.2.3. Конструктивные элементы каменно-земляной плотины на р. Дюрсо

6.2.2. Исходные данные для моделирования

Исходными данными для построения численной модели являлось:

- Цифровая растровая карта местности масштаба 1:100 000 получена из открытых источников сети internet.
- Цифровая электронная карта местности масштаба 1:200 000.

- Данные радарной топографической съемки SRTM (пространственное разрешение 90 м) на участок водосбора реки Дюрсо получены из открытых источников сети internet.
- Параметры русла и поймы (батиметрия, растительность и др.), уточненные в результате рекогносцировочного обследования в сентябре 2002 г.
- Параметры грунтовой плотины и водохранилища.
- Данные об осадках метеостанции «Новороссийск».
- Космические снимки высокого разрешения: современный за 2017 г. и исторический за 2003 г.

6.2.3. Схематизация математической модели

Всего было построено две двумерных (плановых) модели: модель 1 – рис. 6.2.4 и модель 2 – рис. 6.2.5. Модель 1 предназначалась для расчетов формирования дождевого стока. На модели 2 выполнялось моделирование разрушения плотины и распространения волны прорыва в нижний бьеф.

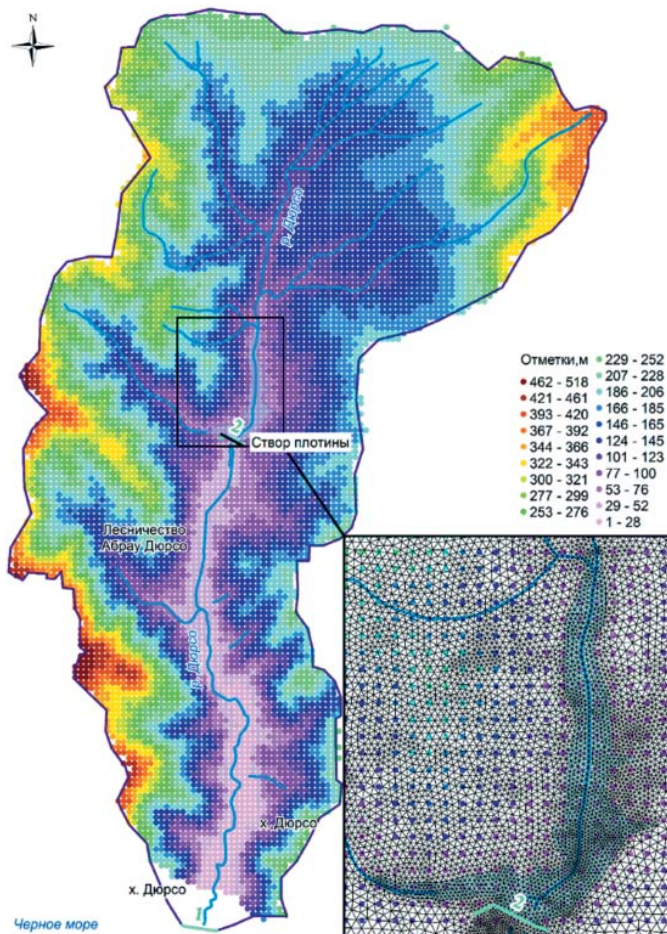


Рис. 6.2.4. Цифровая модель рельефа и фрагмент расчетной сетки для модели 1

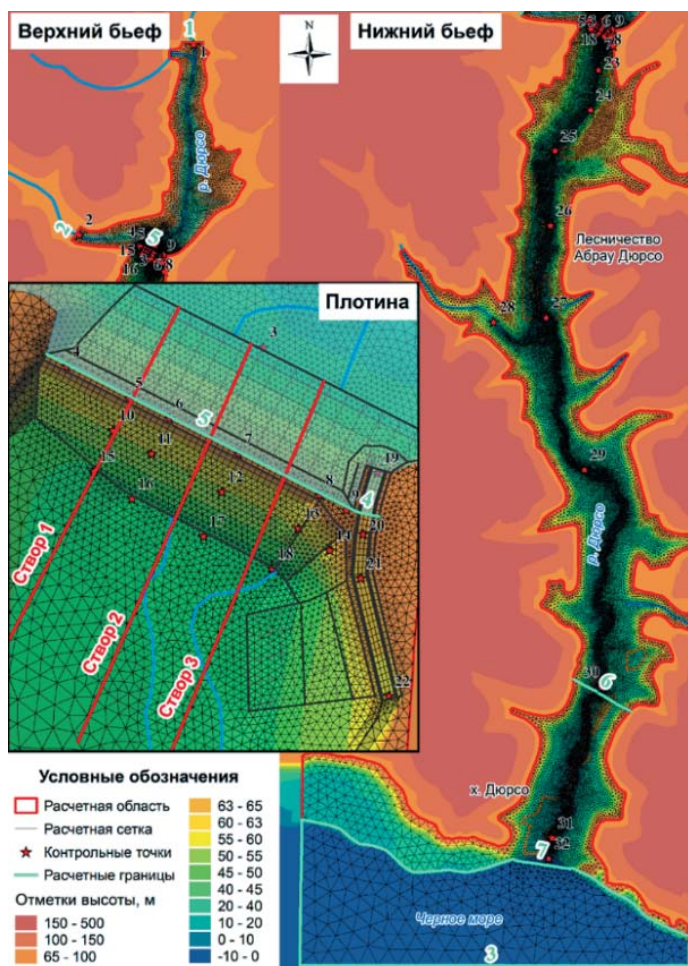


Рис. 6.2.5. Фрагменты триангулированной поверхности рельефа и расчетной сетки для модели 2

Модель формирования дождевого стока строилась на всю область водосбора р. Дюрсо от истока до устья общей площадью 53,7 км², которая выделялась по топографической карте. Цифровая модель рельефа (ЦМР) строилась на основе данных радарной топографической съемки SRTM. В среде картографического редактора георастр с данными SRTM переводился в формат точечного объекта в декартовой системе координат XYZ. Дополнительной редакции рельеф не подвергался и соответствует бытовым условиям р. Дюрсо без плотины и водохранилища.

Расчетная сетка модели 1 – треугольная нерегулярной структуры с длинами сторон от 50 м по контуру расчетной области, адаптированная к руслу р. Дюрсо и некоторым притокам со сгущением до 25–15 м. Для построения сетки использовалась модифицированная версия программы «TRIANA» [Беликов, 1984а], общее число ячеек составило 109185. Данные о рельефе переносились в центры ячеек расчетной сетки методом гармонической интерполяции ЦМР [Belikov, Semenov, 2000].

На модели 1 задавалось две границы: граница 1 на выходе из модели, условие – уровень воды в Черном море; граница 2 внутренняя, в створе плотины, на которой во время расчета велась запись гидрографа расхода.

Расчетная область модели 2 включала в себя водохранилище и участок нижнего бьефа в границах предполагаемого затопления. Общая протяженность составила около 10,6 км, в том числе 1,6 км – водохранилище, 7,8 км – р. Дюрсо от створа плотины до устья, и 0,8 км – участок Черного моря. Внешняя граница расчетной области была проведена по горизонтали высотой 80 м.

Основой для ЦМР модели 2 являлись топографические карты масштабов 1:200 000 и 1:100 000, а также космические снимки высокого разрешения. Построение ЦМР выполнялось в среде GIS редактора. Створ плотины и контуры берегового водосброса определялись по космическому снимку, конструкция грунтовой плотины воспроизводилась согласно имеющемуся описанию. Батиметрия водохранилища формировалась по характерным формам рельефа с топографической карты. Объем воды в водохранилище рассчитывался программно при заданном уровне и сопоставлялся с проектной величиной 4,5 млн м³ – при НПУ = 62 м и 6 млн м³ – при уровне 67 м. Для формирования рельефа русла р. Дюрсо в нижнем бьефе по растровой карте М 1:100 000 проводилась оцифровка контура реки, далее по заданному контуру выполнялась линейная интерполяция между известными высотами, взятыми с карты, и тем самым соблюдался уклон реки. Единая поверхность ЦМР формировалась методом триангуляции Делоне.

В модели 2 строилась расчетная гибридная треугольно-четырёхугольная сетка нерегулярной структуры. Четырёхугольная сетка строилась на гребне и части низового откоса, а также на береговом водосбросе. Размер ячеек четырёхугольной сетки составил 2 × 4 м и 3 × 4 м. Остальная часть расчетной области покрывалась треугольной сеткой с длинами сторон от 5–15 м по руслу р. Дюрсо и до 25–50 м на пойме. Итоговая расчетная сетка содержит 78085 ячеек. Данные рельефа переносились в центры ячеек расчетной сетки методом проецирования с триангулированной поверхности ЦМР.

На модели 2 задавалось 7 расчетных границ: 2 на входе в модель – это притоки к водохранилищу (основной и боковой); 1 на выходе из модели – Черное море; 4 внутренних границы для записи параметров волны прорыва – порог водосброса, створ прорана, х. Дюрсо, устье р. Дюрсо. Для анализа разрушения грунтовой плотины были построены 3 поперечных створа, для фиксации расчетных параметров во времени – 32 контрольных точки.

6.2.4. Расчет формирования притока к водохранилищу на р. Дюрсо

Моделирование гидрографа притока к водохранилищу выполнялось на основе данных гистограммы осадков за 6–7 июля 2012 г., выбранного в качестве аналога (рис. 6.2.6). Тогда на Черноморском побережье произошло похожее по своей разрушительной силе стихийное бедствие. На гистограмме можно выделить два характерных подъема: первый с максимумом 35 мм проходит довольно быстро – за три часа; второй более продолжительный – 10 часов с максимумом 47,5 мм, суммарное количество осадков, выпавших за двое суток, составляет 315 мм.

В качестве начальных условий на расчетной области задавался уровень воды в Черном море, равный 0 м. Осадки задавались согласно принятой гистограмме равномерно по всей расчетной области.

Коэффициент шероховатости n задавался одинаковым для склона и русловой сети, и из опыта предыдущих работ по моделированию поверхностного стока горных водосборов принимался равным 0,2.

В результате расчета был получен гидрограф расхода, имеющий два пика вслед за гистограммой осадков. На первом пике расход притока в створе плотины равен $140 \text{ м}^3/\text{с}$, расчетом было установлено, что водохранилище не переполняется, весь поступающий расход сбрасывается через береговой водосброс плотины. На втором пике осадков расход в створе плотины увеличился до $360 \text{ м}^3/\text{с}$, водопропускное сооружение не было рассчитано на пропуск такого расхода и произошло переполнение водохранилища. Расходы в устье р. Дюрсо на первом пике – около $150 \text{ м}^3/\text{с}$, на втором – $550 \text{ м}^3/\text{с}$. По времени пики расхода в створе плотины отстают от максимальных осадков на 1,5 часа, а в устье первый пик расхода отстает на 2,75 часа (см. рис. 6.2.6).

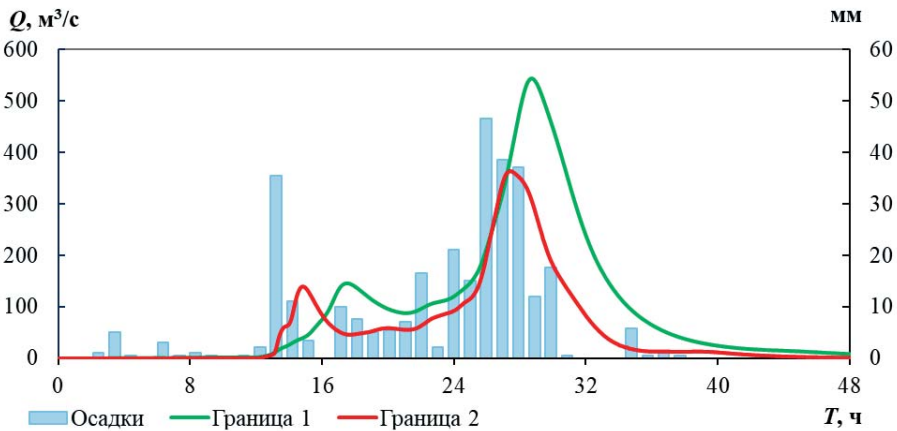


Рис. 6.2.6. Гидрографы расхода дождевого паводка, полученные по расчетам стока на основе гистограммы осадков, в створе плотины (граница 2) и устье р. Дюрсо (граница 1)

6.2.5. Расчет волны прорыва каменно-земляной плотины на р. Дюрсо

В качестве начальных условий для расчетов на модели 2 в верхнем бьефе водохранилища задавался уровень, равный НПУ=62 м, в нижнем бьефе на выходной границе уровень Черного моря, принимаемый равным 0 м. На входных границах модели задавался гидрограф расхода, полученный при моделировании притока к водохранилищу на модели 1. Поскольку расчетным путем было установлено, что из двух пиковых расходов на гидрографе именно второй приведет к переполнению водохранилища и переливу через гребень плотины, то было решено исключить первый пик из последующих расчетов самой аварии. Таким образом, время начала расчета сместилось относительно исходной гистограммы на 15 часов, а продолжительность расчетного времени составила 33 часа при суммар-

ном количестве осадков 250 мм. Общий полученный расход распределялся между основным руслом и боковым притоком в пропорции 70% на 30% (рис. 6.2.7).

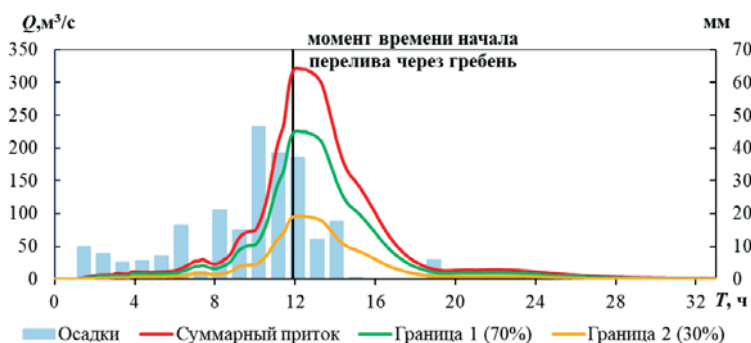
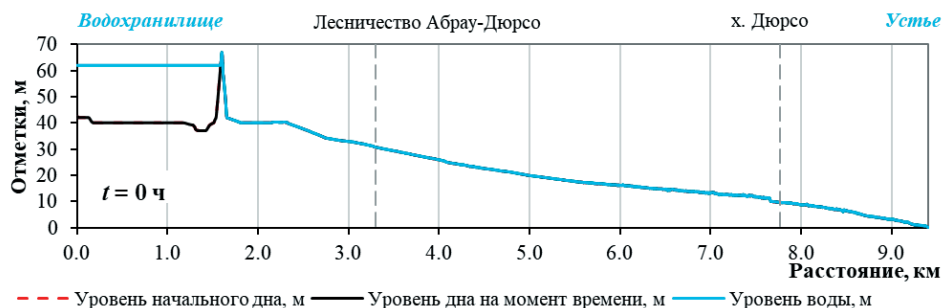


Рис. 6.2.7. Гидрографы дождевого паводка и гистограмма осадков, задаваемые на расчетных границах модели разрушения плотины на р. Дюрсо

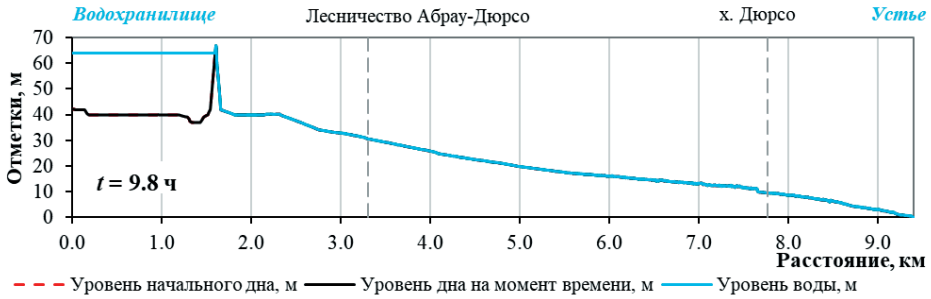
Грунт тела плотины задавался в модели двумя фракциями в соотношении 50:50%, причем у первой фракции дополнительно присутствует сцепление. Параметры первой фракции: $D_{50} = 4$ мм, $D_{90} = 6$ мм (диаметры глинистых частичек – «отдельностей», образующихся после размыва глины и переносимые в нижний бьеф), сцепление $C = 5$ т/м². Параметры для второй фракции – $D_{50} = 100$ мм, $D_{90} = 150$ мм, сцепление $C = 0$ т/м². Для обеих фракций тангенс естественного угла откоса на суше принимался равным 2.

Рельеф водосбора р. Дюрсо относится к горному типу, на склонах присутствуют леса, в нижнем бьефе на пойме растут виноградники, водохранилище находится в горном ущелье. Плотина на момент аварии находилась в запущенном состоянии, железобетонные плиты крепления в верхнем бьефе имели повреждения, между швами местами проросстал кустарник. Поэтому назначались следующие коэффициенты шероховатости: в водохранилище, на гребне и откосах плотины – $n = 0.03$, на пойме в нижнем бьефе – $n = 0.06$.

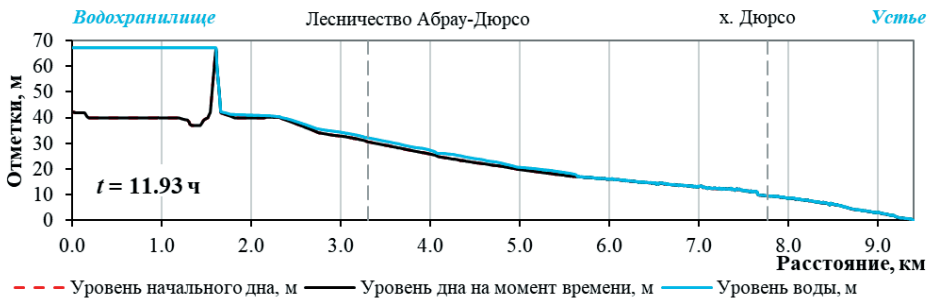
Опишем хронологию событий, воссозданных на модели:



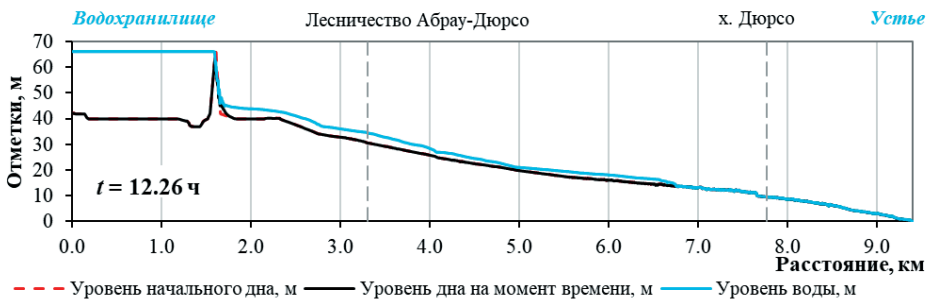
1. Время 0 ч. Начало дождевых осадков, в водохранилище уровень НПУ = 62 м



2. Время 9,8 ч (09:48). Уровень в водохранилище достигает отметки 64 м, начинается сброс воды через береговой водосброс, суммарный расход притока равен $73 \text{ м}^3/\text{с}$

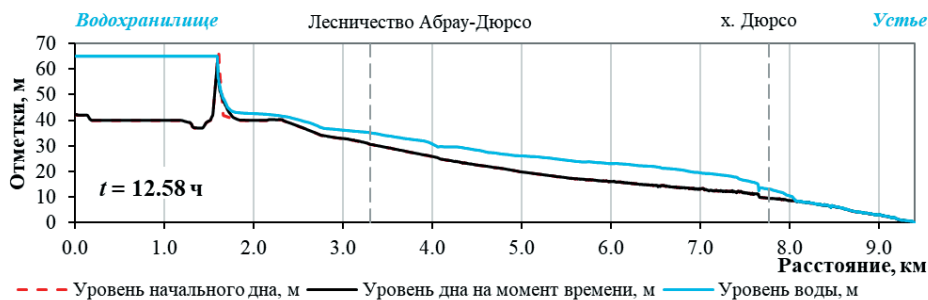


3. Время 11,93 ч (11:56). Уровень в водохранилище достигает отметки гребня плотины 67 м, начинается перелив воды через гребень, суммарный расход притока равен $320 \text{ м}^3/\text{с}$, через водосброс сбрасывается $73 \text{ м}^3/\text{с}$. Момент начала разрушения плотины

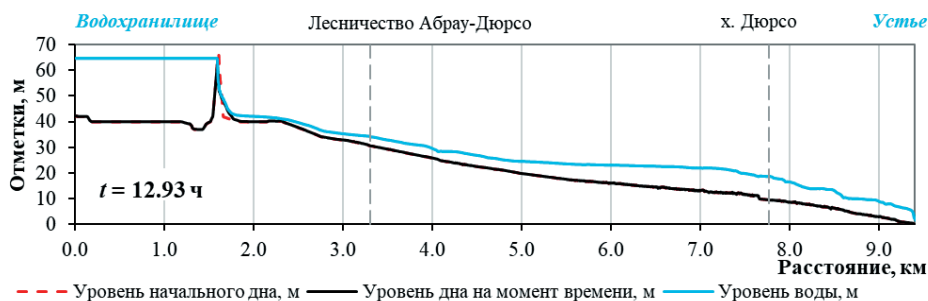


4. Время 12,26 ч (12:16). Расход в створе прорана достигает максимального значения, равно-го $1395 \text{ м}^3/\text{с}$, при суммарном притоке $321 \text{ м}^3/\text{с}$, интенсивно размывается низовой откос и происходит резкое обрушение гребня плотины, уровень воды в водохранилище понижается до 66,7 м. Формируется волна прорыва, которая стремительно распространяется в нижний бьеф, ее фронт уже миновал постройки в лесничестве Абрау-Дюрсо

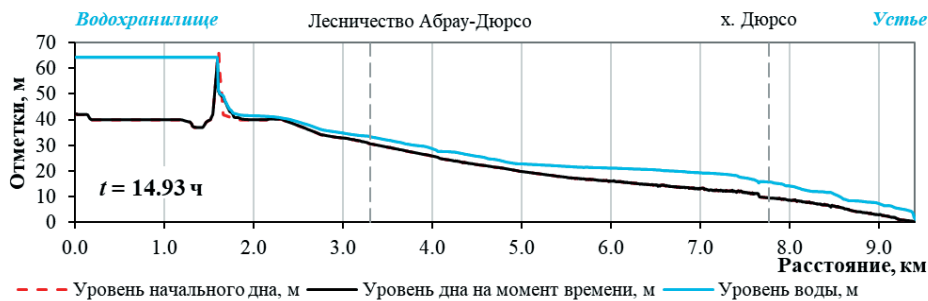
Численное моделирование волн прорыва



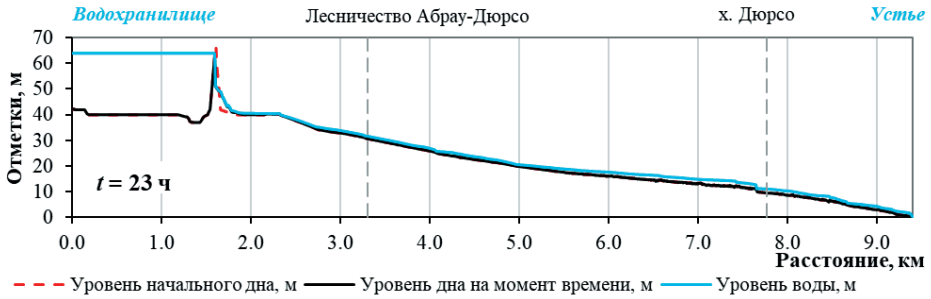
5. Время 12,58 ч (12:35), 0,65 ч от начала разрушения. Фронт волны добегает до хутора Дюрсо, расход через проран снижается и равен $506 \text{ м}^3/\text{с}$, при суммарном притоке $320 \text{ м}^3/\text{с}$, интенсивность размыва плотины незначительно снижается, уровень воды в верхнем бьефе 65 м



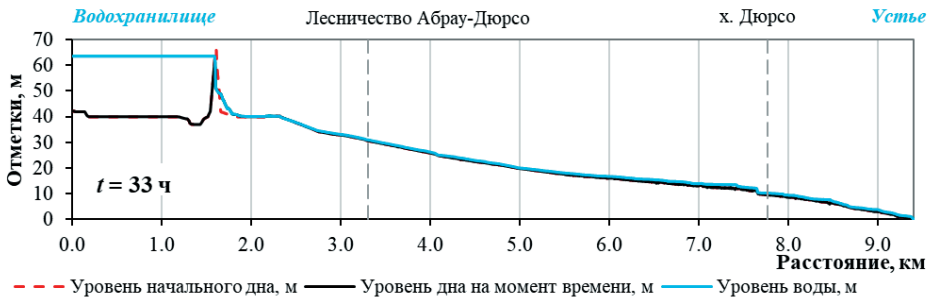
6. Время 12,93 ч (12:56), 1 ч от начала разрушения. В створе хутора Дюрсо высота подъема уровня воды максимальная, при этом через проран изливается $341 \text{ м}^3/\text{с}$, суммарный приток равен $313 \text{ м}^3/\text{с}$, уровень в верхнем бьефе равен 64,7 м



7. Время 14,93 ч (14:56), 3 ч от начала аварии. Интенсивность размыва плотины заметно понизилась, идут незначительные перестроения грунта из тела плотины. В нижнем бьефе уровень воды идет на спад. Расход через проран равен $161 \text{ м}^3/\text{с}$, суммарный приток $151 \text{ м}^3/\text{с}$, уровень в верхнем бьефе 64,3 м



8. Время 23 ч, 11ч после начала разрушения. Окончание дождя, снижение суммарного притока до $13 \text{ м}^3/\text{с}$, расход излива – $13,6 \text{ м}^3/\text{с}$, уровень в водохранилище – 63,8 м, в нижнем бьефе вода практически вернулась в русло



9. Время 33 ч, 21 ч от начала разрушения. Окончание расчета. Расход притока и излива через проран близок к нулевым значениям, уровень в верхнем бьефе 63,6 м, затопления в нижнем бьефе нет

На рис. 6.2.8 представлены гидрографы расхода излива в различных контрольных створах. В таблице 6.2.1 приведены значения расходов воды в различных створах. Совместное рассмотрение данной таблицы и графиков на рис. 6.2.8 дает нам представление о трансформации расхода по длине расчетного участка. Так, например, при максимальном расходе в проране ($1395 \text{ м}^3/\text{с}$) расход притока к водохранилищу и расход через водосброс уже пройдут свои пики. А при максимальном расходе в хуторе Дюрсо расход через проран будет уже практически вдвое ниже, чем в Дюрсо, и близок по значению к расходу суммарного притока в водохранилище. Максимального значения расход излива в конечном створе (устье) достигнет через 1,10 часа от начала разрушения плотины, и его значение будет в 2,2 раза меньше максимального расхода в проране.

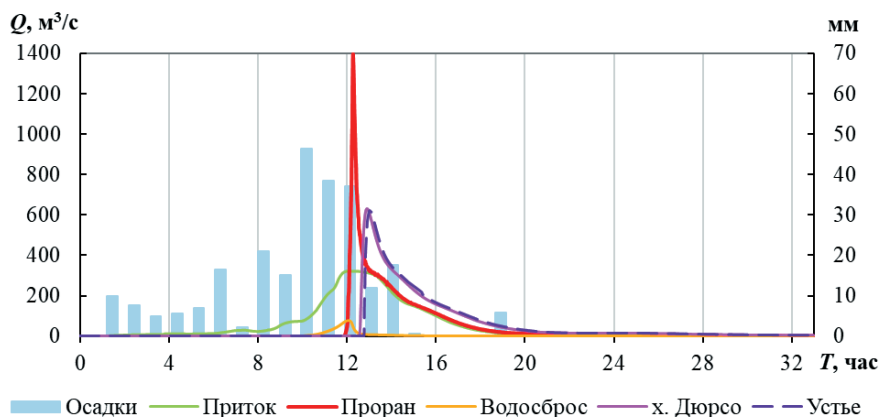


Рис. 6.2.8. Гидрографы расхода при прорыве грунтовой плотины

Табл. 6.2.1. Расходы воды в створах расчетного участка

Время от начала расчета, час	Время от начала разрушения, час	Расход в створах, м³/с				
		Общий приток	Проран	Водосброс	х. Дюрсо	Устье
11,93	0,00	320,78	15,92	73,33	20	9
12,08	0,15	322,28	221,59	79,14	29	17
12,13	0,20	322,36	440,36	77,51	45	25
12,26	0,33	321,12	1395,31	54,23	60	40
12,92	0,99	314,82	342,85	7,23	631,17	546,46
13,03	1,10	311,07	328,61	6,71	605,09	622,33

Фронт волны прорыва дойдет от створа плотины до побережья за 0,87 часа, а максимум волны немного позже, через 1,12 часа от начала разрушения. При этом максимальное повышение уровня воды в р. Дюрсо будет отмечено вблизи хутора Дюрсо – более чем на 9 м от отметки дна русла (см. табл. 6.2.2). Спад уровней воды в нижнем бьефе произойдет через 6–7,5 часов от начала аварии, в тот момент времени дождевые осадки также практически прекратятся. Вся пойма р. Дюрсо оказалась затоплена при разрушении плотины, в хуторе Дюрсо затоплены участки вблизи реки глубиной воды от 1 до 5 м, разрушены дома, расположенные ближе к руслу.

Табл. 6.2.2. Времена добегания фронта и пика волны прорыва

Створы	Время добегания, ч		Высота подъема уровня воды в р. Дюрсо, м
	фронта волны	пика волны	
Лесничество Абрау- Дюрсо (кт26)	0,25	0,48	5,51
х. Дюрсо (кт30)	0,65	1,00	9,07
Устье р. Дюрсо (кт32)	0,87	1,12	1,32

Процесс разрушения плотины показан на рис. 6.2.9 в поперечных створах по плотине, местоположение створов см. на рис. 6.2.5. После начала перелива через гребень плотины в момент времени 11,93 ч и до момента максимального расхода излива через проран 12,26 ч идет стремительный размыв и теряется практически половина объема грунта тела плотины от общего (максимального) размыва. Далее еще за 20 минут (12,58 ч) смывается еще треть объема (от общего размыва) тела плотины. Через один час после начала перелива отмечается снижение интенсивности размыва, еще через два часа (14,93 ч) профиль дна приближается к конечному размыву. В моменты времени 23 ч (окончание дождя) и 33 ч (окончание расчета) профили дна практически совпадают по форме. В целом при аварии тело плотины размывается примерно на 30% от исходного объема.

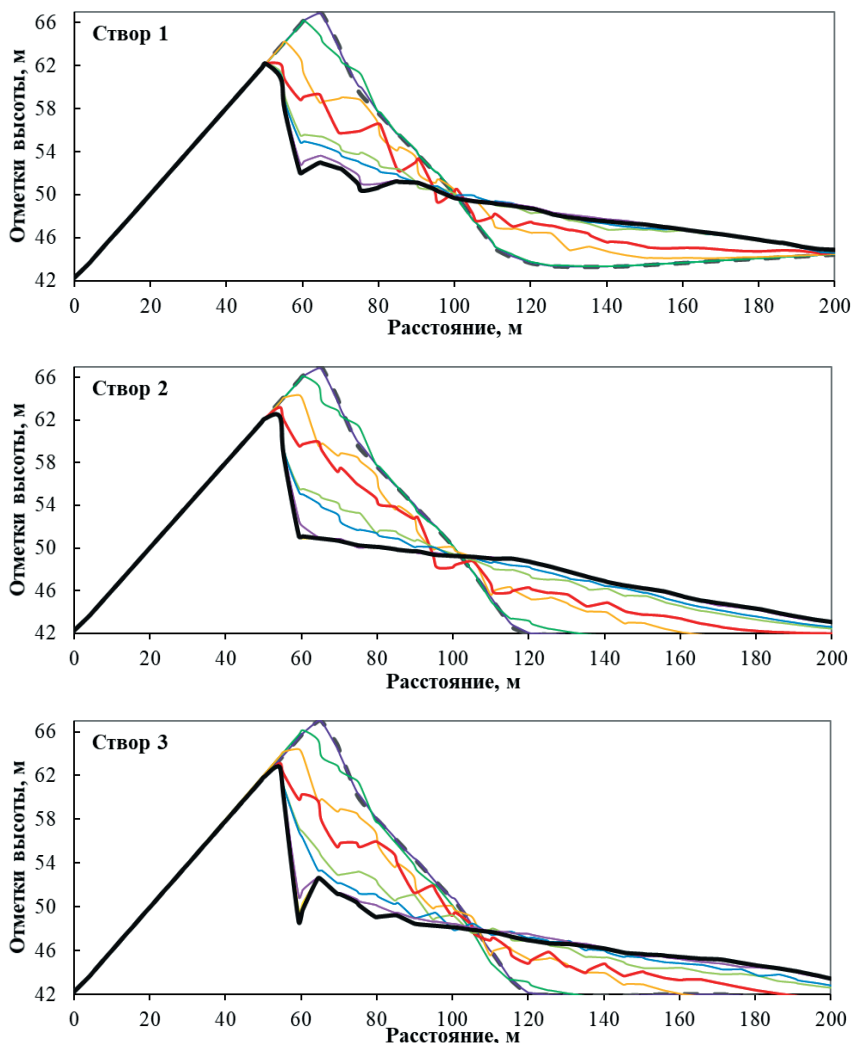


Рис. 6.2.9. Разрушение грунтовой плотины, профили дна на различные моменты времени

Во время размыва тела плотины вынесенный грунт откладывается у основания плотины, образуя конус выноса. Это видно на поперечных профилях по створам и на плановой схеме отложений фракций грунта плотины в процентах к общей массе – рис. 6.2.10. Мелкие фракции связного глинистого грунта (фракция 1) наиболее интенсивно были вынесены из тела плотины и после разрушения плотины занимают около 60–70% от общих отложений в конусе выноса за плотиной, тогда как крупная фракция (фракция 2) занимает в конусе выноса 30–40%, а в теле разрушенной плотины 60–90% от общей массы.

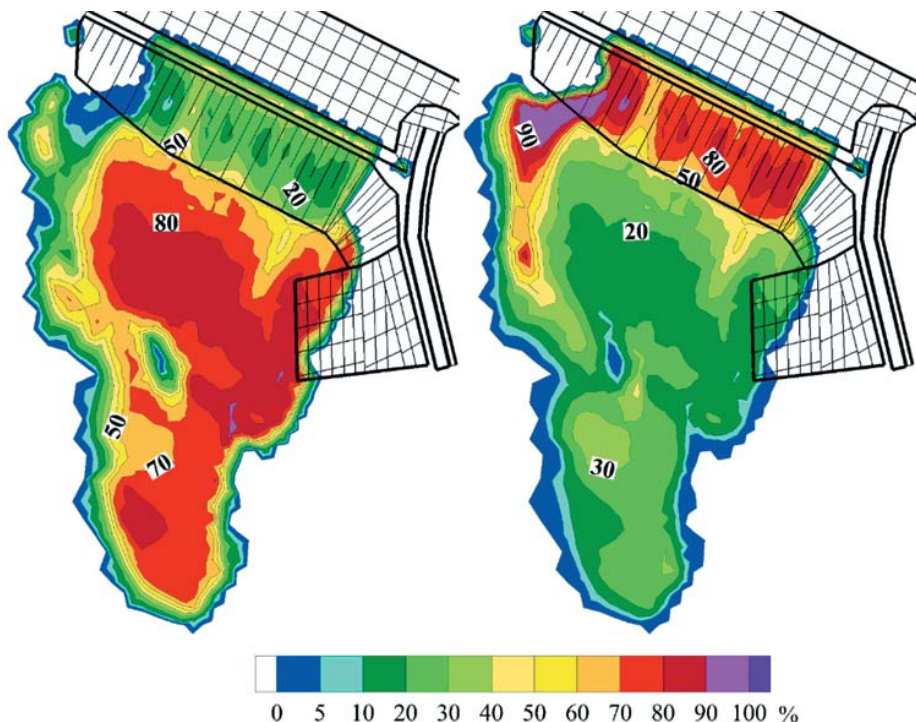


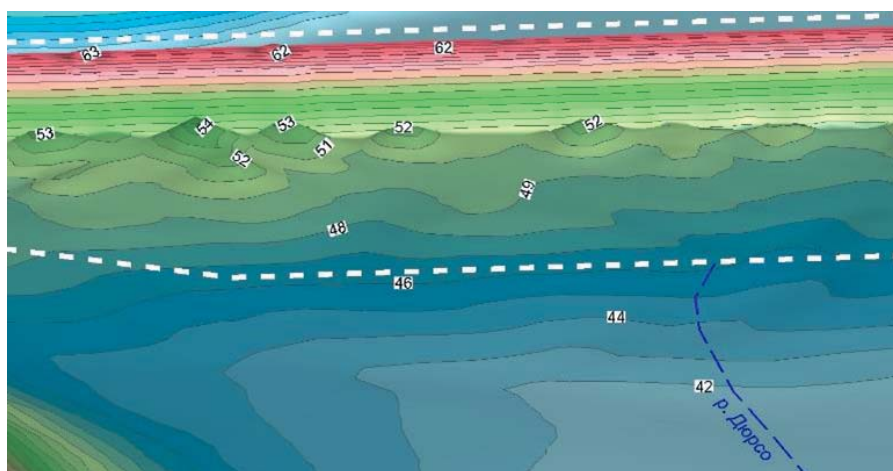
Рис. 6.2.10. Отложения фракций грунта тела плотины (в плане) в процентном отношении после разрушения: а) фракция 1 – $D_{50} = 4$ мм, $D_{90} = 6$ мм; б) фракция 2 – $D_{50} = 100$ мм, $D_{90} = 150$ мм

Ввиду отсутствия в достаточном объеме фактических данных о параметрах гидродинамической аварии на плотине Дюрсо, сопоставление результатов производилось по фото разрушенной плотины, данным рекогносцировочного обследования и описаниям очевидцев аварии (сведения о глубинах и характере разрушений в нижнем бьефе). Результаты прямого численного моделирования разрушения неоднородной по составу грунтовой плотины из-за перелива через её гребень оказались качественно и количественно схожими по ряду параметров (характер размыва плотины, глубины затопления волной прорыва в нижнем бьефе) (рис. 6.2.11) с наблюдаемыми в натуральных условиях значениями, что подтверждает возможность применения разрабо-

танного методического подхода и используемых авторами физико-математических моделей и программных комплексов для прогнозирования воздействия паводков на горных реках на различные гидротехнические сооружения и селитебные территории.



(а)



(б)

Рис. 6.2.11. Сопоставление фотографии разрушенной плотины на р. Дюрсо (а) и результатов расчета на физико-математической модели (б) (белый пунктир – контур плотины до аварии)

6.3. Сравнительный анализ методик расчета проранов в грунтовой плотине

На примере разрушения плотины на р. Дюрсо было проведено сравнение результатов расчета по различным методикам.

Условно дадим названия методикам, результаты по которым будем сравнивать:

- «PRUDOVSKY» – метод А.М. Прудовского, основанный на эмпирической зависимости;
- «PRORAN-PRUDOVSKY» – расчет с использованием блока «PRORAN» на базе программного комплекса STREAM 2D, закон развития прорана определяется по методу А.М. Прудовского;
- «PRORAN-STREAM» – расчет с использованием блока «PRORAN» на базе программного комплекса STREAM 2D, закон развития определяется из расчета по методу «STREAM»;
- «STREAM» – расчет по новой физико-математической модели на программном комплексе STREAM 2D CUDA.

Рассмотрим два сценария развития прорана:

- ✓ **первый:** низ прорана ограничен высотой 4 м от гребня – плотина разрушена частично, что соответствует реальной ситуации;
- ✓ **второй:** низ прорана ограничен скальным основанием плотины – возможно полное ее разрушение.

Расчеты выполним в следующем порядке. Вначале – расчеты по методике «PRUDOVSKY», затем расчеты по новой физико-математической модели для обоих сценариев. В результате получим законы развития прорана по ширине и глубине, которые заложим в расчеты с блоком «PRORAN».

Численное моделирование на STREAM 2D проводится на гибридной треугольно-четырёхугольной сетке, содержащей 78085 ячеек. Разница в расчетной схеме состоит в том, что для блока «PRORAN» в створе плотины зададим область прорана в виде некоего прямоугольника (см. рис. 6.3.1 а). Для метода «STREAM» на рельефе восстановим в плане все конструктивные элементы плотины (рис. 6.3.1 б). Начало расчета соответствует моменту полного наполнения водохранилища и началу перелива через гребень плотины.

Исходные данные для расчета по методике «PRUDOVSKY»:

- уровень воды в верхнем бьефе равен отметке гребня плотины – 67 м;
- ограничения прорана по высоте до отметок 63 и 42 м для сценариев 1 и 2, соответственно;
- ограничение прорана по ширине на 190 м для обоих сценариев;
- площади поперечных сечений плотины ω_1 и ω_2 для сценариев 1 и 2 (рис. 6.3.2);
- гидрограф притока расхода к водохранилищу (рис. 6.3.3).

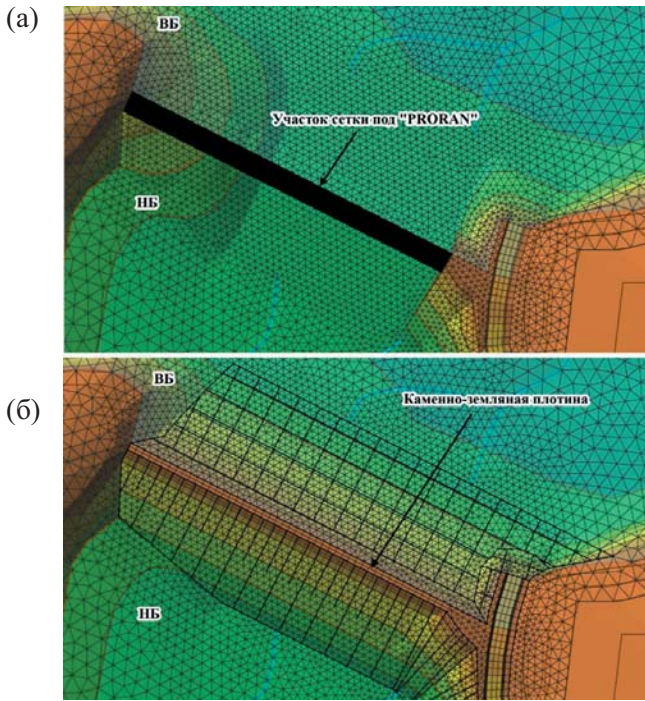


Рис. 6.3.1. Фрагменты расчетной сетки и рельефа модели плотины на р. Дюorso

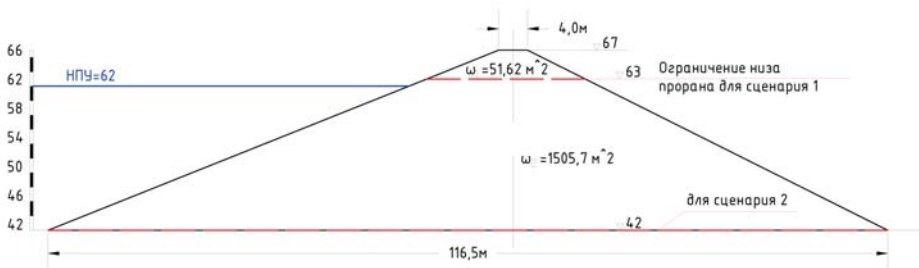


Рис. 6.3.2. Поперечное сечение плотины. Расчетная схема для методики «PRUDOVSKY»

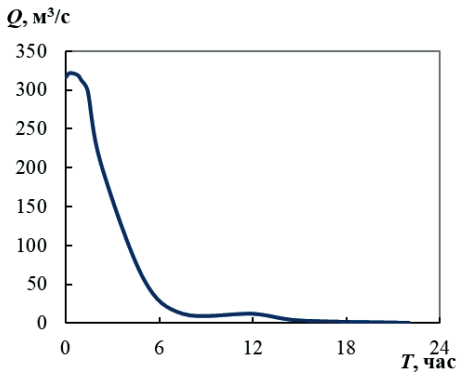


Рис. 6.3.3. Гидрограф притока к водохранилищу для расчетов по методикам «PRUDOVSKY» и «STREAM»

Исходные данные для расчетов по методике «STREAM»:

- уровень воды в водохранилище и гидрограф притока к нему аналогичен методике «PRUDOVSKY»;
- для сценария 1 на расчетной сетке неразмываемой задается часть верхового откоса до отметки 63 м, ограниченная по вертикали осью (створом) плотины. Низовой откос размываем до основания (отметки 42 м в центральной части);
- для сценария 2 вся плотина, за исключением берегового водосброса, задается размываемой до скального основания;
- грунт тела плотины задается неоднородным, двухфракционным в соотношении 50 на 50% от общей массы: фракция 1 – $D_{50} = 4$ мм, $D_{90} = 6$ мм, сцепление 5 т/м^2 ; фракция 2 – $D_{50} = 100$ мм, $D_{90} = 150$ мм.

По итогам проведенных расчетов получены законы расширения и углубления прорана, представленные на рис. 6.3.4. На графиках B – ширина прорана, $Bottom$ – отметка низа прорана.

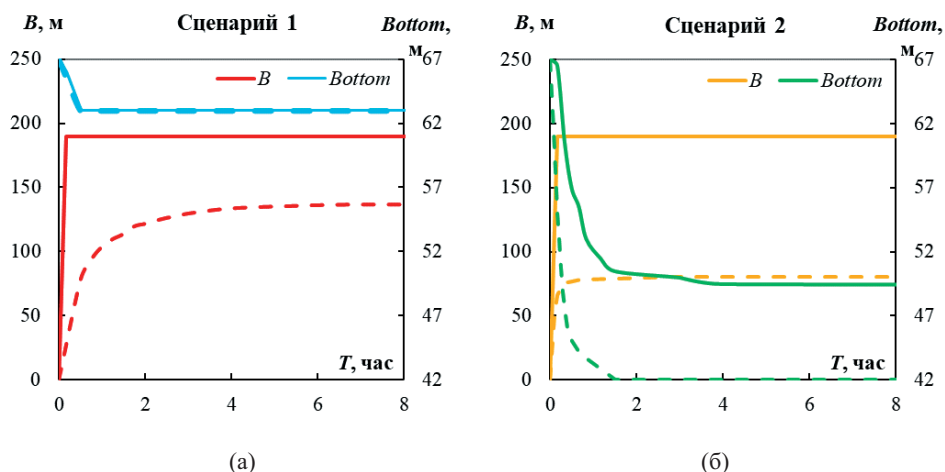


Рис. 6.3.4. Законы расширения и углубления прорана по методикам «PRUDOVSKY» (пунктирные линии) и «STREAM» (сплошные линии): а) сценарий 1; б) сценарий 2

При реализации сценария 1 в методике «PRUDOVSKY» получено более плавное развитие прорана в ширину ($B_{\text{max}} = 137 \text{ м}$), чем в «STREAM», где проран раскрывается достаточно быстро по всему переливаемому фронту ($B_{\text{max}} = 190 \text{ м}$). Углубление прорана одинаково по обоим методикам.

При реализации сценария 2 в методике «STREAM» раскрытие прорана происходит аналогично сценарию 1 – быстро и на всю максимальную ширину (по гребню), равную 190 м. По методике «PRUDOVSKY» максимальная ширина прорана составляет 80 м и достигается довольно быстро, в отличие от сценария 1. Врезка прорана в «STREAM» происходит по времени в течение 2–4 часов и не достигает скального основания плотины. В методике «PRUDOVSKY» врезка происходит за 2 часа и достигает минимальной отметки основания плотины, равной 42 м.

Теперь, имея законы расширения и углубления прорана, выполняем численный двумерный расчет течений в верхнем и нижнем бьефе по методикам «PRORAN-PRUDOVSKY» и «PRORAN-STREAM». На рис. 6.3.5 представлены поперечные разрезы по створу гребня разрушенной плотины. На разрезе показаны прораны, сформировавшиеся по методикам «PRORAN-PRUDOVSKY» и «PRORAN-STREAM». По методике «PRORAN-PRUDOVSKY» при сценарии 1 проран занимает около 70%, при сценарии 2 около 60% от общей площади поперечного сечения размываемой части плотины. При первом сценарии по методике «PRORAN-STREAM» площадь прорана занимает почти 95%, при сценарии 2 – около 70%.

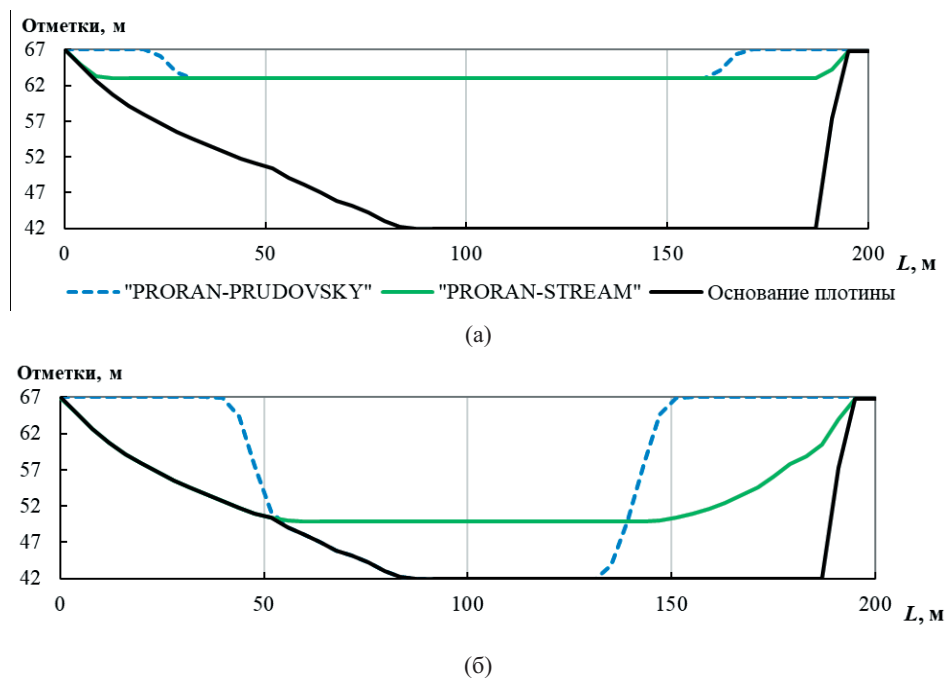
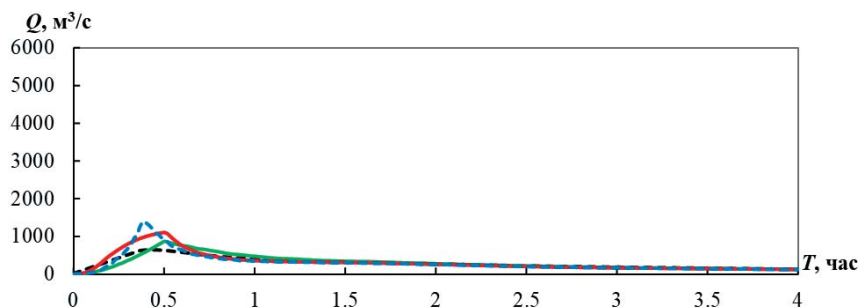


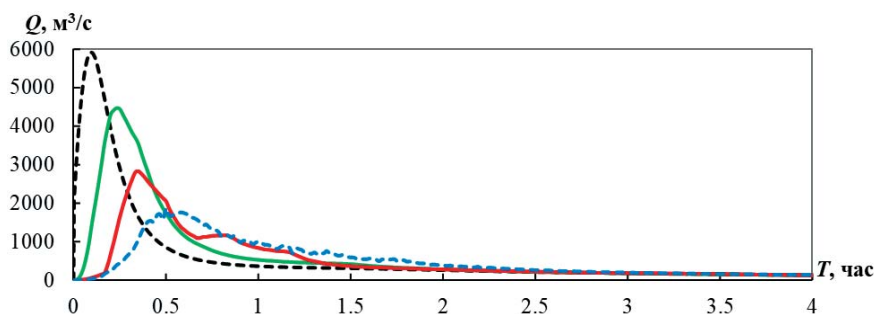
Рис. 6.3.5. Поперечные разрезы проранов по оси плотины: а) сценарий 1, б) сценарий 2

Проанализируем результаты расчетов по четырем методикам вместе. Будем рассматривать гидрографы разлива через створ прорана (рис. 6.3.6), ход уровней воды в верхнем (рис. 6.3.7) и нижнем бьефах (рис. 6.3.8). В нижнем бьефе рассмотрим два характерных створа, расположенных на разном удалении от створа плотины:

- ✓ Лесничество Абрау-Дюрсо на расстоянии 3,3 км.
- ✓ Хутор Дюрсо на расстоянии 7,8 км.



(а)



(б)

Рис. 6.3.6. Гидрографы расхода излива по различным методикам: а) сценарий 1, б) сценарий 2

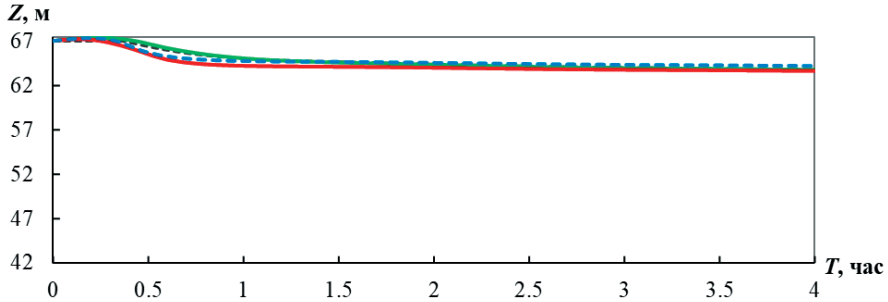
В течение первых двух-трех часов от начала перелива графики с расчетными параметрами различны по форме и по пиковым значениям. На гидрографах излива через проран (рис. 6.3.6) видим, что результаты по сценариям 1 и 2 диаметрально противоположны.

При сценарии 1 в методике «STREAM» расход достигает максимального значения $1395 \text{ м}^3/\text{с}$ за 0,4 часа от начала перелива. В методике «PRUDOVSKY» пик расхода также достигается в 0,4 часа, а его значение равно $644,5 \text{ м}^3/\text{с}$. Пиковые расходы по методикам «PRORAN-STREAM» и «PRORAN-PRUDOVSKY» наступают позднее – через 0,5 часа от начала расчета. При этом значение максимального расхода в «PRORAN-STREAM» ($1100 \text{ м}^3/\text{с}$) меньше, чем по «STREAM», а в случае с «PRORAN-PRUDOVSKY» ($870 \text{ м}^3/\text{с}$), наоборот, выше, чем в «PRUDOVSKY».

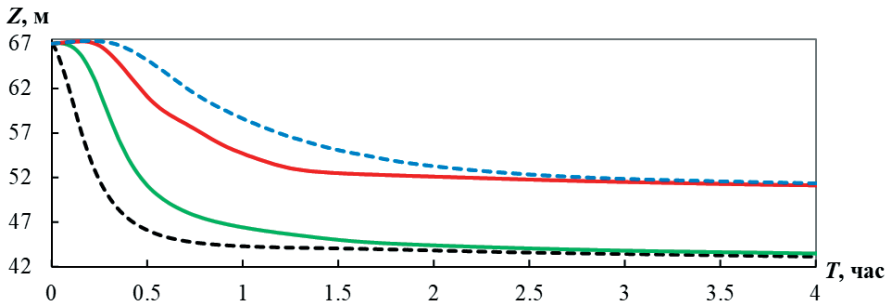
В сценарии 2 наибольшее максимальное значение расхода получено по методике «PRUDOVSKY» и составляет $5900 \text{ м}^3/\text{с}$, наименьшее по «STREAM» – $1870 \text{ м}^3/\text{с}$, время наступления пиков 0,1 ч и 0,5 ч от начала расчета, соответственно. Максимальный расход по методике «PRORAN-PRUDOVSKY» равен $4470 \text{ м}^3/\text{с}$, по «PRORAN-STREAM» – $2800 \text{ м}^3/\text{с}$, время 0,23–0,35 ч, соответственно.

Графики хода уровня воды в верхнем бьефе (рис. 6.3.7) достаточно похожи между собой по скорости понижения. Наибольшую амплитуду расхождения в величине уровня воды показывают методики «PRORAN-PRUDOVSKY» и «PRORAN-STREAM» – около 1–1,2 м.

В верхнем бьефе при первом сценарии, когда отметка низа прорана одинакова для всех методик, наибольшая разница отметок уровней воды составит около 1–1,2 м между методиками «PRORAN-PRUDOVSKY» и «PRORAN-STREAM». При втором сценарии, когда отметки низа прорана не совпадают, наибольшая разница достигает значения 14,5 м между методиками «PRUDOVSKY» и «STREAM».



(а)

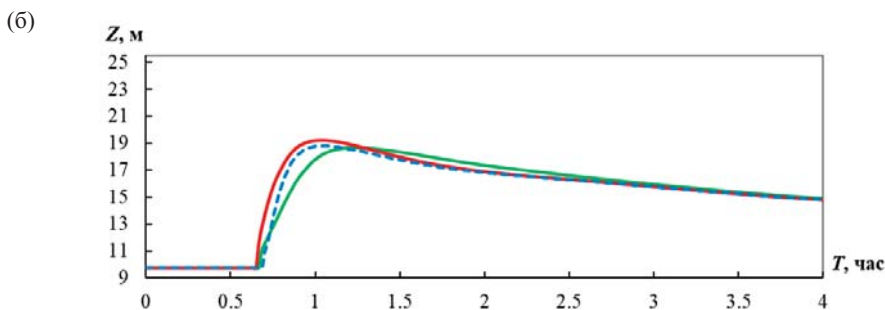
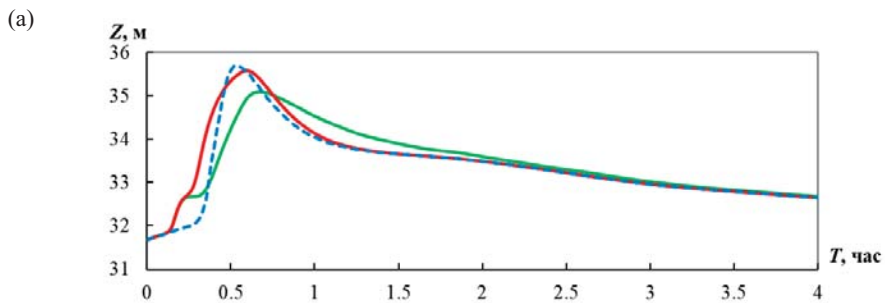


(б)

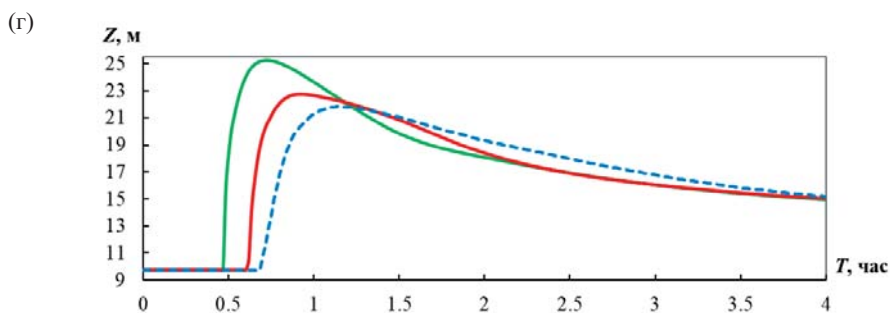
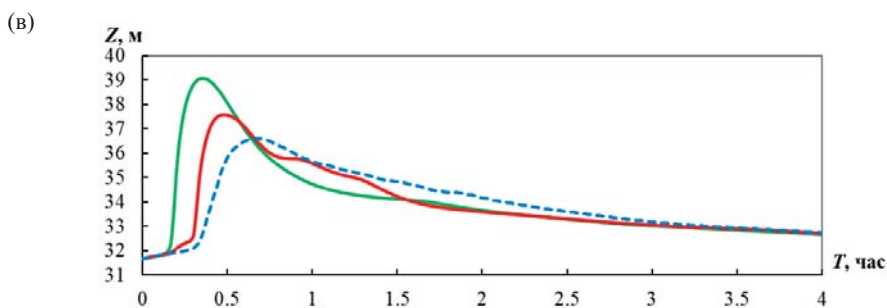
Рис. 6.3.7. Уровни воды в верхнем бьефе по различным методикам: а) сценарий 1, б) сценарий 2

В нижнем бьефе в сравнительном анализе отсутствует методика «PRUDOVSKY», так как двумерное моделирование по ней не производится.

До Лесничества Абрау-Дюрсо (см. рис. 6.3.8 а, в), расположенного на удалении от створа плотины в 3,3 км, фронт волны добегает одновременно по всем методикам в обоих сценариях. А время резкого подъема уровня воды и достижение максимального значения различно. При первом сценарии разница во времени не столь существенна – около 0,15 часа, по максимумам уровня воды – менее 1 м между методиками «PRORAN-PRUDOVSKY» и «STREAM». При втором сценарии во времени расхождения между «PRORAN-PRUDOVSKY» и «STREAM» составит 0,2 ч для подъема уровня и 0,35 ч – для максимума. Разница максимальных значений уровней воды превысит 2 м.



Лесничество Абрау-Дюрсо



Хутор Дюрсо

Рис. 6.3.8. Уровни воды в нижнем бьефе по различным методикам: сценарий 1 (а, б), сценарий 2 (в, г)

До хутора Дюрсо (см. рис. 6.3.8 б, г), расположенного на удалении от створа плотины в 7,8 км, фронт волны и время резкого подъема уровня воды происходит одновременно по всем методикам при сценарии 1. Разница во времени наступления максимума уровня воды между методиками «PRORAN-STREAM» и «PRORAN-PRUDOVSKY» около 0,2 часа, по величине в методике «PRORAN-STREAM» больше на 0,15 м.

При сценарии 2 наибольшую разницу в параметрах показали методики «PRORAN-PRUDOVSKY» и «STREAM». Во времени добегающие фронта волны по «STREAM» будет позднее на 0,2 часа, а достижение уровнем воды максимума позднее на 0,45 часа, чем по «PRORAN-PRUDOVSKY». По величине максимального уровня воды «PRORAN-PRUDOVSKY» выше на 3,5 м.

Фактически методики «PRORAN-PRUDOVSKY» и «PRORAN-STREAM» являются модификацией методик «PRUDOVSKY» и «STREAM» соответственно. Полученные по «PRORAN-PRUDOVSKY» и «PRORAN-STREAM» результаты показали хоть и близкие, но все же различные результаты от своих прототипов. В целом можно сделать вывод, что методика Прудовского и её модификации завышают максимальные расходы излива через проран по сравнению с методикой «STREAM» и, по всей видимости, с реальными данными.

6.4. Выводы по главе 6

- Валидация физико-математической модели, выполненная на основе натуральных данных по прорыву экспериментальной плотины Yahekou из песка различной крупности, высотой 5,6 м и каменно-земляной плотины высотой 25 м на р. Дюрсо под Новороссийском, авария на которой произошла в августе 2002 г., показала удовлетворительное согласование результатов расчетов с натурными данными.

- В ходе численных экспериментов размыва плотины Yahekou производилось уточнение числового значения параметров физико-математической модели. Еще раз был подтвержден вывод, что тангенс естественного угла надводного откоса в модели должен задаваться несколько выше, чем по табличным данным. При сопоставлении профилей прорана было отмечено, что численная модель в начальные моменты времени несколько завышает размыв тела плотины в сравнении с натурным экспериментом. Однако в последующие моменты времени профили прорана на численном и натурном экспериментах удовлетворительно согласуются между собой. Дело в том, что на начальный размыв в натуре повлияло наличие глиняного ядра в теле экспериментальной плотины, которое не учитывалось в численной модели.

- При численном ретроспективном моделировании аварии на плотине р. Дюрсо модель STREAM 2D CUDA впервые была использована для расчета формирования быстроразвивающегося паводка, приведшего к разрушению плотины. Кроме того, тело плотины сложено местным крупнофракционным материалом с наличием глинистых связанных частиц, что было задано в модели двумя фракциями в равном процентном соотношении от общей массы.

- Результаты численного моделирования разрушения неоднородной по составу грунтовой плотины на р. Дюрсо из-за перелива через её гребень оказались качественно и количественно схожими по ряду параметров (характер размыва плотины, глубины затопления волной прорыва в нижнем бьефе) с наблюдаемыми в натуральных условиях значениями, что подтверждает возможность применения разработанного методического подхода, физико-математических моделей и программных комплексов для прогнозирования воздействия паводков на горных реках на различные гидротехнические сооружения и селитебные территории.

- Сравнительный анализ методик расчета прорана показал, что метод «PRUDOVSKY» может использоваться лишь в качестве оценочного, поскольку дает весьма приблизительные параметры. Методика с блоком PRORAN, интегрированным в программы «БОР» и «STREAM 2D», полностью зависима от закона развития прорана, который в нее заложен. Приоритетной из всех рассмотренных является методика «STREAM 2D CUDA», которая в полной мере адекватно воспроизводит процесс развития прорана, а значит, более точно определяет гидрограф излива и распространение техногенного паводка в нижнем бьефе. В этой методике априори не задается схема и закон развития прорана, а всё определяется сочетанием гидроморфологических, топографических и конструктивных условий.

Часть II. Моделирование волн прорыва напорных гидротехнических сооружений

Основным методом расчета параметров волны прорыва в настоящее время является численное гидродинамическое моделирование, для выполнения которого требуется детальная картографическая информация, морфометрия русел, геометрические и конструктивные параметры плотин, гидрологические данные, космические снимки для уточнения текущего состояния водных объектов.

Основными результатами расчетов волны прорыва являются гидрограф излива через проран, гидрографы и ход уровней воды в контрольных створах расчетной области, максимальные размеры и время раскрытия прорана, время добегающего фронта и гребня волны прорыва до населенных пунктов, плановое распределение глубин затопления, уровней водной поверхности, скоростей течения в различные от начала развития прорана моменты времени. На основе перечисленных параметров производится оценка рисков затопления селитебных территорий и объектов повышенной опасности, а также определение вероятного вреда от гидродинамической аварии с прорывом напорного фронта.

Моделирование волны прорыва в период с 2001 по 2011 г. проводилось с использованием программного комплекса «БОР» [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2001], а затем на основе различных модификаций программного комплекса STREAM 2D [Беликов, Кочетков, 2014; Алексюк, Беликов, 2017 б, в]. С применением этих программ были выполнены расчеты волн прорыва и зон затопления для всех основных напорных сооружений Канала им. Москвы (более 50), а также большого числа гидроузлов энергетического назначения, в том числе Красноярского, Братского, Саратовского, Ивановского, Угличского, Рыбинского, Камского, Жигулевского, Краснодарского, Новосибирского, Цимлянского, Зеленчукских ГЭС, каскада Кемских ГЭС, каскада Сунских ГЭС и др. В расчетах, кроме авторов монографии, принимали активное участие сотрудники Отдела гидравлических исследований ОАО «НИИ Энергетических сооружений» и сотрудники Лаборатории численного гидродинамического моделирования Института водных проблем РАН, которым высказана искренняя благодарность во введении.

7. Расчет параметров волн прорыва напорных гидротехнических сооружений в недеформируемых границах

В настоящей главе приводятся примеры моделирования прорыва напорных фронтов гидротехнических сооружений (шлюзов, плотин), а также методика построения карт возможных разрушений в балльной системе. Задачи с учетом развития проранов в грунтовых плотинах будут рассмотрены в последующих главах.

7.1. Исходные данные для моделирования волн прорыва

Картографические данные. Топографические и батиметрические данные, прежде всего, необходимы для построения цифровой модели рельефа местности (ЦМР), которая может быть подвержена затоплению. Цифровая модель является основой для компьютерной гидравлической модели реального объекта, причем от точности первой модели напрямую зависит и точность второй. Кроме того, для проведения расчетов необходима информация о дорогах, дамбах, мостовых переходах, населенных пунктах, характере растительности на пойме и др. Наиболее удобно для этих целей использовать электронные (цифровые) топографические карты и планы требуемого масштаба, а при их отсутствии проводить векторизацию отсканированных растровых изображений.

Для разработки численной модели, анализа и визуализации результатов моделирования требуются топографические карты различных масштабов (рис. 7.1.1):

- топографическая карта М 1:200 000 или М 1:100 000 на всю систему в целом. Она будет являться базовой для объединения и отображения всей исходной информации и результатов расчетов;
- топографические карты М 1:25 000, М 1:10 000 и крупнее на отдельные наиболее важные участки, особенно низинные и вдоль русла, а также векторизованные градостроительные планы М 1:2000 и М 1:500.

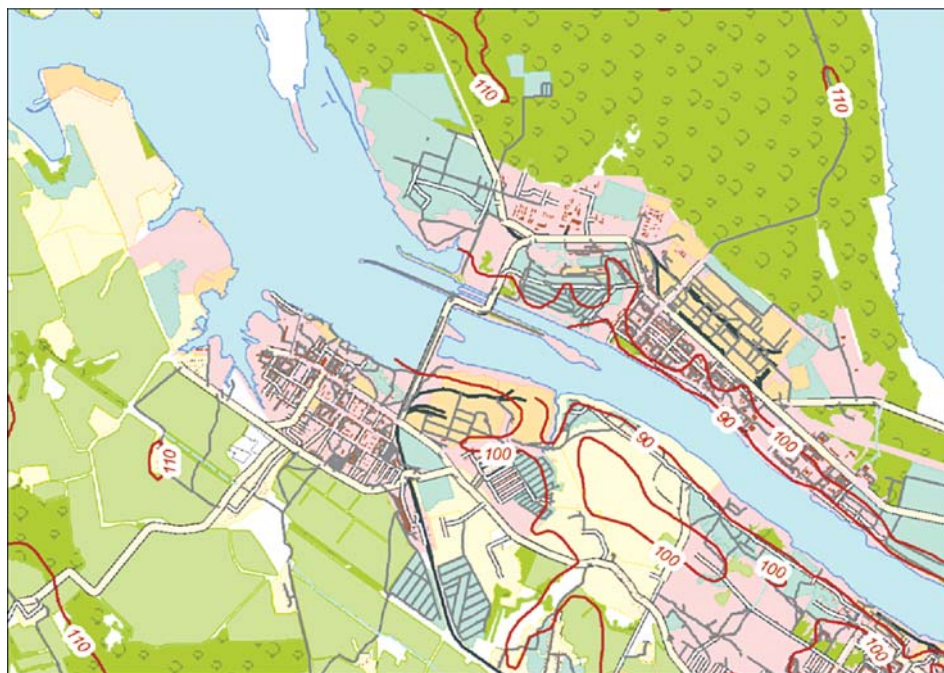


Рис. 7.1.1. Пример электронной топографической карты

Современные технологии дают возможность использовать для построения ЦМР данные дистанционного зондирования земли (ДЗЗ) – лидарную съемку, матрицу SRTM, однако последнюю ввиду большой погрешности в определении высот (до нескольких метров) использовать в расчетах не рекомендуется (особенно для низконапорных гидроузлов).

Батиметрические данные. Для описания движения воды по руслу водотоков необходима информация об их морфометрии, представленная в виде поперечных профилей через долины водотоков (рис. 7.1.2). Поперечные профили должны иметь точную плановую привязку и привязку к абсолютной системе высот. Расстояние между профилями назначается в зависимости от протяженности моделируемого участка и точности разрабатываемой модели. Среднее расстояние между профилями может составлять от 0,1 км до 3–5 км. Для участков, непосредственно прилегающих к нижним бьефам плотин, необходимо по возможности сгустить расположение поперечных профилей.



Рис. 7.1.2. Пример поперечного профиля через русло и долину реки

При отсутствии данных о морфометрии русел поперечные профили могут быть достаточно оперативно получены на основе гидрографической съемки дна русла на требуемых участках реки с применением современных аппаратно-программных промерных комплексов со спутниковым координированием. Численное моделирование волны прорыва проводится на основе детальной цифровой модели рельефа долины реки. Исходные данные для построения цифровой модели рельефа – поле точек с координатами x , y , z , а также горизонтали земной поверхности (рис. 7.1.3, 7.1.4).

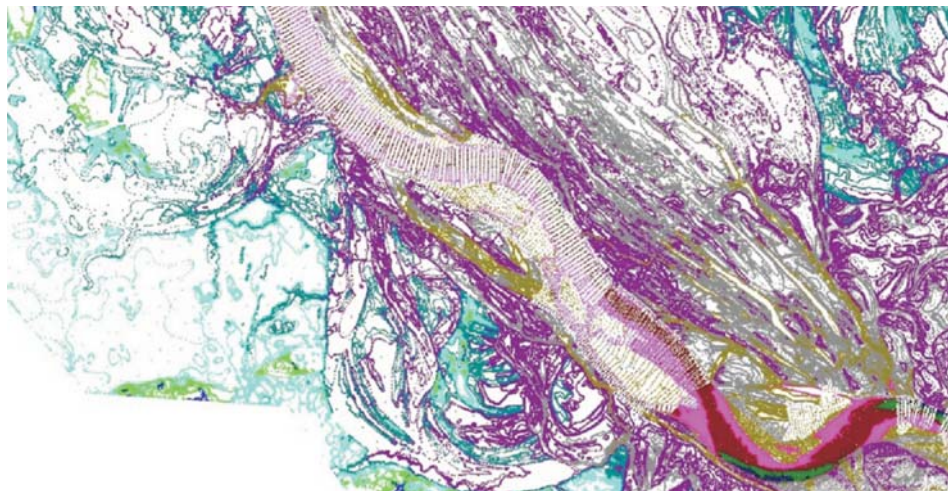


Рис. 7.1.3. Пример исходного поля точек для построения цифровой модели рельефа

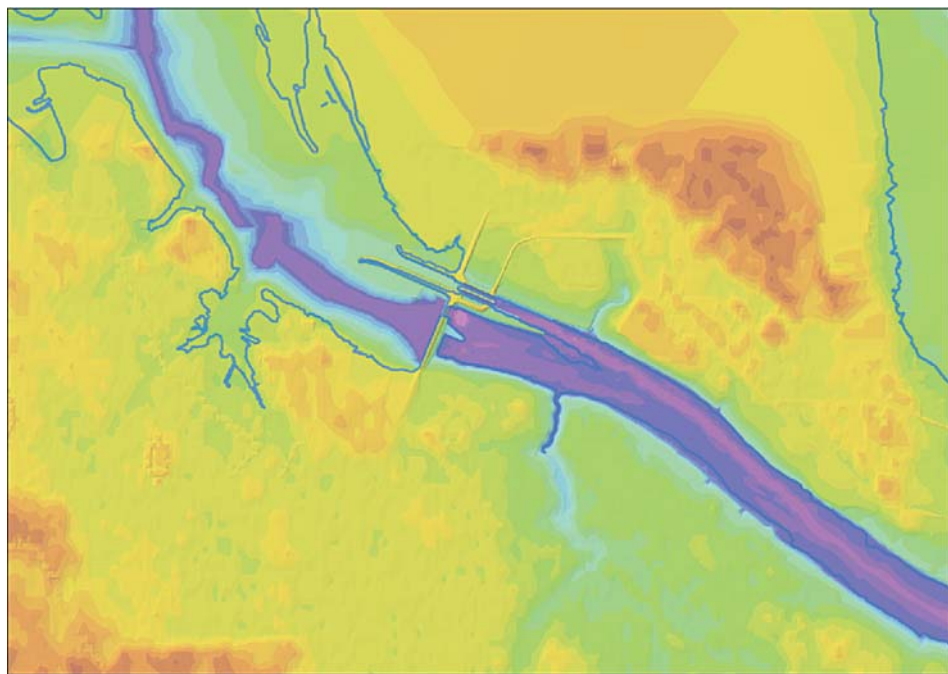


Рис. 7.1.4. Пример цифровой модели рельефа долины реки и водохранилища

Гидрологические данные. Для разработки и калибровки численной гидродинамической модели требуется разнообразная гидрологическая информация:

- сведения о существующей сети гидрологических постов;
- суточные данные о расходах и уровнях воды на различных участках за отдельные годы, в том числе за годы с высокими половодьями;

- расчетные расходы и уровни воды редкой повторяемости, расчетный гидрограф;
- сведения о заборах воды в отдельные каналы оросительных систем;
- кривые связи расходов и уровней в нижнем бьефе водохранилищ и на водомерных постах (рис. 7.1.5);
- параметры водохранилищ (объем, площадь поверхности при НПУ и ФПУ, кривые связи объемов и площадей с уровнями воды), суточные режимы сбросных расходов ГЭС (рис. 7.1.6).

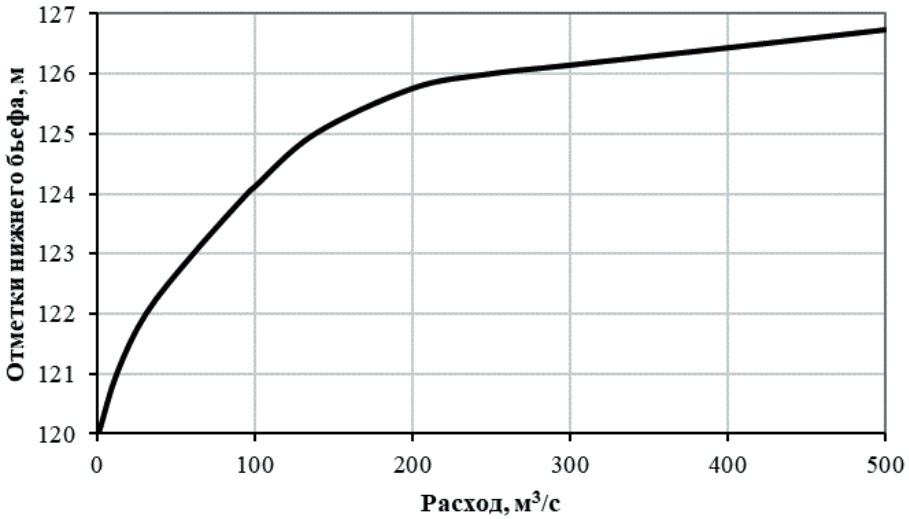


Рис. 7.1.5. Пример кривой связи расходов и уровней воды в нижнем бьефе

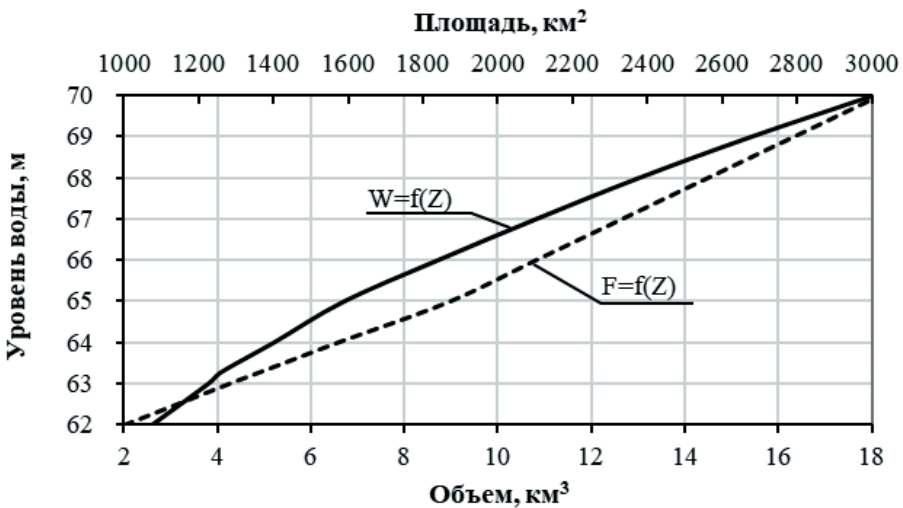


Рис. 7.1.6. Пример кривых связи объемов и площадей водохранилища с уровнями воды

Информация о гидротехнических сооружениях. Для моделирования развития прорана и дальнейшего прорывного паводка необходима детальная информация обо всех гидротехнических сооружениях для рассматриваемых объектов:

- подробное описание конструкции и параметров водосбросных и напорных сооружений гидроузлов и других водопроводящих трактов (каналов, водозаборов, вододелителей) и регламенты их эксплуатации;
- характеристики максимальной пропускной способности водосбросных устройств гидроузлов;
- чертежи и характеристики водосбросных и напорных сооружений гидроузлов (рис. 7.1.7);
- продольный и поперечный профили напорных плотин (рис. 7.1.8, 7.1.9);
- состав грунта плотин;
- чертежи и характеристики берегозащитных и других гидротехнических сооружений, мостов на участке распространения возможного прорывного паводка;
- фотографии гидротехнических сооружений;
- Декларация безопасности ГТС.

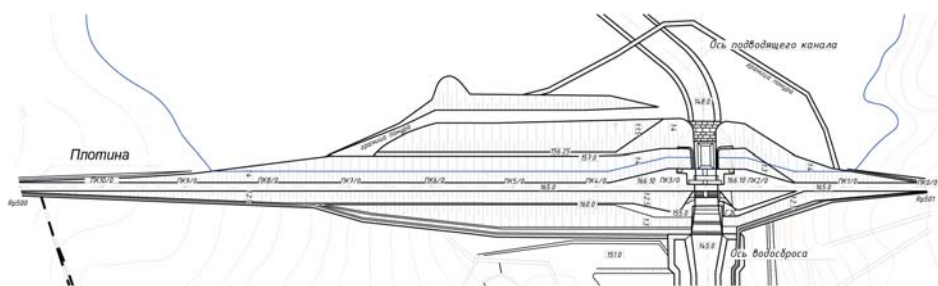


Рис. 7.1.7. Пример горизонтального плана гидроузла

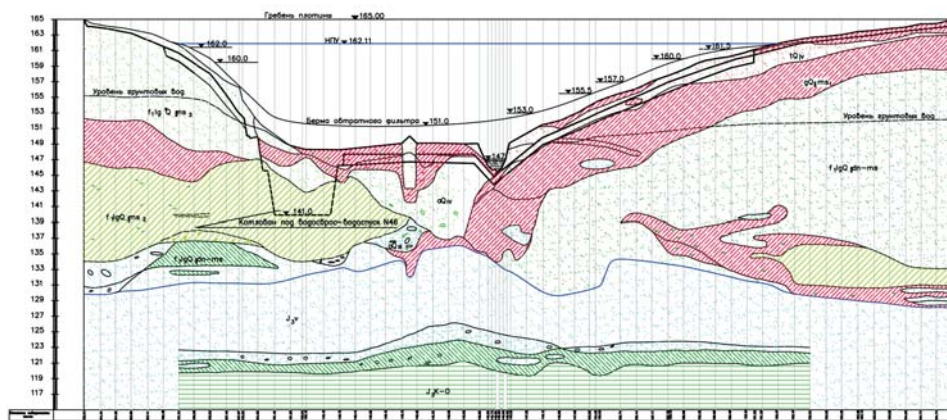


Рис. 7.1.8. Пример продольного разреза по оси гидроузла

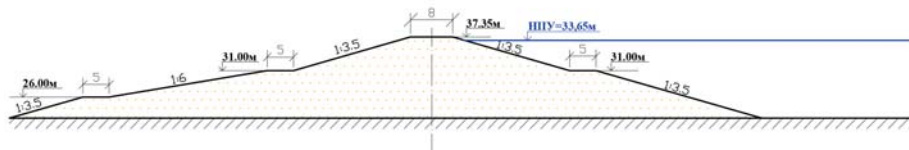


Рис. 7.1.9. Пример поперечного разреза гидроузла

Космические снимки. Информация с космических снимков позволяет уточнить масштабы затопления территории при прохождении выдающихся половодий и паводков, что является дополнительным источником для калибровки модели. Также при необходимости на основе данных ДЗЗ возможно актуализировать устаревшую картографическую информацию, визуализировать зоны затопления с привязкой на местности.

Поэтому для подготовки численной модели желательно иметь следующие космические снимки:

- космические снимки среднего разрешения (не менее 30 м) на даты прохождения высоких расходов воды, по которым можно дешифрировать границы затопления территории;
- космические снимки среднего и высокого разрешения на ключевые участки для уточнения картографической информации.

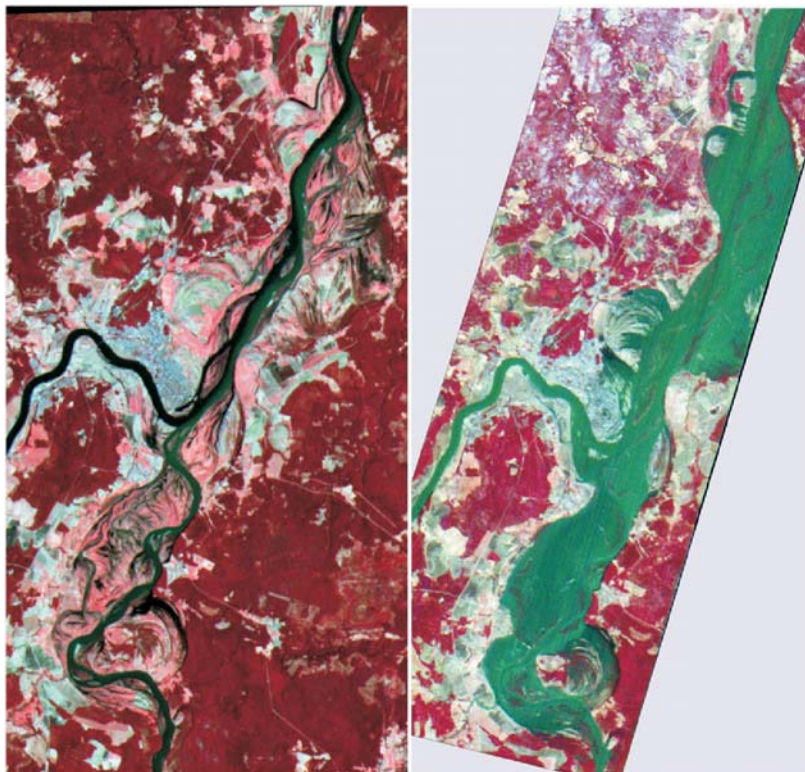


Рис. 7.1.10. Пример отображения на космических снимках зон затопления территории

Предполагаемые сценарии для численного моделирования. При подготовке исходной информации для проведения моделирования необходимо указать, по каким предполагаемым сценариям (по мнению специалистов на местах) наиболее вероятно может развиваться авария гидротехнического сооружения и какие экстремальные (наиболее неблагоприятные) ситуации необходимо рассмотреть в первую очередь при численном моделировании.

Необходимо указать:

- возможные места прорыва плотин напорных гидроузлов и дамб, разрушения берегозащитных и других гидротехнических сооружений;
- предполагаемое время разрушения плотины (мгновенное разрушение, постепенное развитие прорана);
- возможные расходы воды на момент предполагаемой аварии (прохождения половодья редкой обеспеченности, меженные условия).

В дальнейшем при разработке модели предложенные сценарии могут уточняться на основе предшествующего опыта моделирования и анализа предоставленных исходных данных.

7.2. Моделирование прорыва шлюзов

В настоящем разделе представлены некоторые результаты численного моделирования волн прорыва, возникающих при разрушении напорных фронтов судоходных гидротехнических сооружений, которые имеют свои особенности по сравнению с энергетическими гидротехническими сооружениями. Прорыв шлюзов в силу их ограниченной пропускной способности обычно не приводит к катастрофическим затоплениям территории нижнего бьефа, однако может оказать разрушительное воздействие на шлюзующиеся и ожидающие шлюзования суда, а также быть опасным для находящихся на реке людей (рыбаков, отдыхающих и пр.).

7.2.1. Чайковский шлюз

Чайковский шлюз расположен в створе плотины Воткинской ГЭС на левобережной пойме р. Камы в 566 км от ее устья и в 350 км ниже г. Перми, в административном отношении находится в г. Чайковский Пермского края. Чайковский шлюз – одноступенчатый, приплотинный, двухниточный с распределительной системой питания. Класс сооружений – II. Напор на шлюзе составляет 23 м.

Судоходные гидротехнические сооружения Чайковского района гидротехнических судоходных сооружений (СГТС ЧРГСС) входят в комплекс напорных сооружений Воткинской ГЭС, общая длина гидротехнических сооружений которой по напорному фронту составляет 5,34 км. По оси створа Воткинской ГЭС СГТС Чайковского шлюза занимают 430 п.м., однако, учитывая то, что камеры шлюза выдвинуты в верхний бьеф, общая длина напорного фронта судоходных гидротехнических сооружений ЧРГСС при осушенных камерах составляет 1380 пм (рис. 7.2.1).

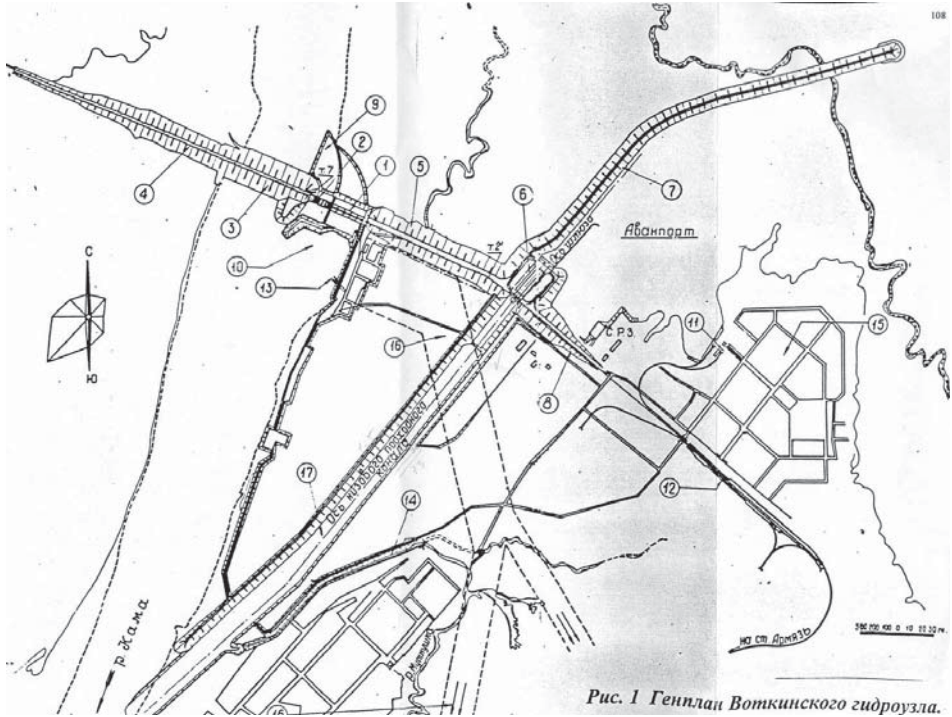


Рис. 1 Генплан Воткинского гидроузла.

Рис. 7.2.1. Общий план сооружений Воткинского гидроузла. 1 – ГЭС, 2 – водосливная плотина, 3 – русловая земляная плотина, 4 – правобережная земляная плотина № 2, 5 – земляная левобережная плотина № 3, 6 – парный судоходный шлюз, 7 – ограждающий мол, 8 – левобережная земляная плотина № 4, 9 – подводящий канал, 10 – отводящий канал, 11 – порт, 12 – ст. Сайгатка, 13 – ЛЭП на Ижевск, 14 – отвод р. Мутнишки, 15 – основной поселок, 16 – высоковольтный коридор, 17 – низовой подходной канал

Математическая модель. Для расчета волны прорыва Чайковского шлюза использовались явные по времени разностные схемы сквозного счета для моделирования течений жидкости в рамках уравнений теории мелкой воды с учетом рельефа дна. Для нахождения сеточных величин на границах разностных ячеек использовалось точное решение задачи о распаде произвольного гидродинамического разрыва. Результаты расчетов опубликованы в [Беликов, Борисова, 2010], теоретическое обоснование в [Беликов, Борисова, Остапенко, 2007].

Модель объекта. С учетом чертежей Чайковского шлюза и подробных батиметрических и топографических данных была создана компьютерная двумерная (в плане) гидродинамическая модель аванпорта, двух ниток шлюза с камерами и порогами, подходного канала в нижнем бьефе, а также участка р. Камы от створа Воткинской ГЭС до 1912 км судового хода. Таким образом, общая протяженность численной модели с учетом участка верхнего бьефа в районе аванпорта (от 1931 км суд. хода) составила около 20 км, хотя длина камер шлюза всего 300 м. Такие размеры модели были выбраны для того, чтобы практически исключить влияние возможных погрешностей в задании граничных условий на результаты расчетов.

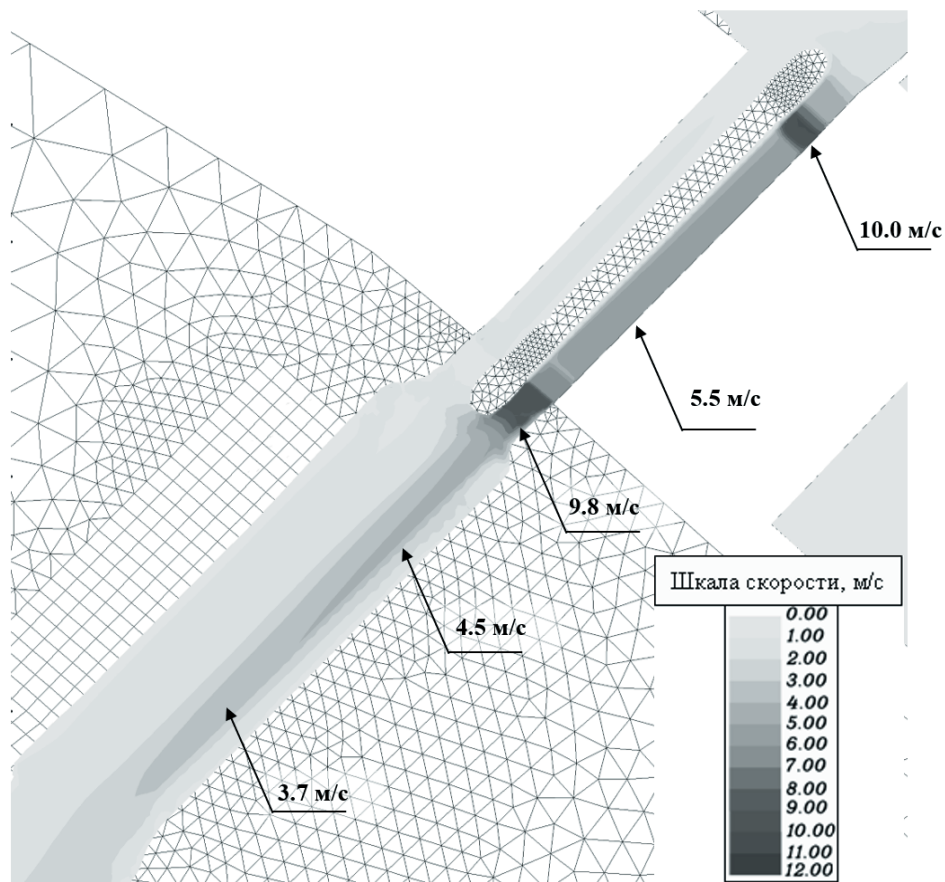


Рис. 7.2.2. Максимальные скорости течения при разрушении ворот верхней головы левой камеры шлюза при открытых воротах нижней головы (по реке – меженный расход)

Результаты моделирования сценария № 1 (наиболее вероятного). В качестве начальных условий в Воткинском водохранилище задавался уровень воды 89,00 м, равный НПУ, на ГЭС задавался меженный расход $1200 \text{ м}^3/\text{с}$, далее на выходной границе численной модели подбиралось значение уровня воды реки, при котором уровень нижнего бьефа ГЭС составлял бы 66,00 м, при этом в Чайковском шлюзе АЭВ были закрыты, а РДВ открыты. После установления течения по реке Каме моделировалось мгновенное разрушение АЭВ отдельно для левой и правой камер (представлены на рис. 7.2.2), при разрушении АЭВ правой камеры картина аналогична.

Из результатов расчетов видно, что для этого сценария максимальные скорости воды в камере шлюза около 5 м/с, на верхнем и нижнем порогах около 10 м/с, в низовом канале от 4 м/с до 2 м/с. Максимальные уровни затопления в нижнем бьефе превышают нормальный судоходный уровень 66,0 м на 1,3 – 0,5 м (на выходе из канала) и поэтому не приводят к каким-либо затоплениям застроенной береговой территории, лежащей на отметках 73

м и выше. При прорыве левой камеры транзитная струя распространяется вдоль причальной стенки, а под правым берегом возникает возвратное циркуляционное течение.

Как видно из графиков рис. 7.2.3, расход при сценарии № 1 достигает значений около 900 м³/с. В первый час излив носит нестационарный характер, причем наблюдаются как коротковолновые, так и длинноволновые колебания, что объясняется распространением волн разрежения в верхнем бьефе. Интересно отметить, что расход через левую камеру шлюза больше расхода через правую камеру примерно на 30–40 м³/с, что можно объяснить различными условиями подхода потока к камерам со стороны верхнего бьефа.

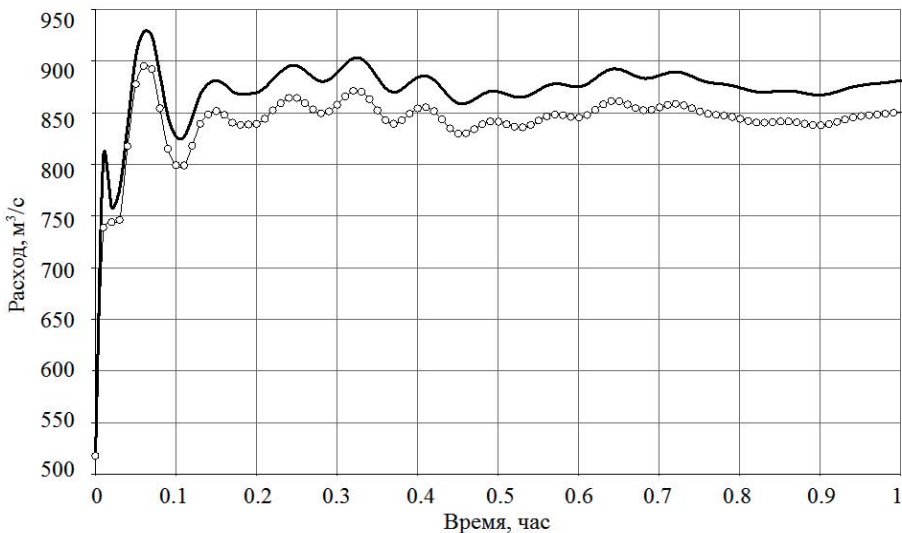


Рис. 7.2.3. Расход воды через створ АЭВ при аварии по сценарию № 1. Сплошная линия – створ АЭВ левой камеры, кружки – правой камеры шлюза

Результаты моделирования сценария № 2 (наиболее тяжелого). Аналогично предыдущему сценарию в качестве начальных условий в Воткинском водохранилище задавался уровень воды 89,00 м, равный НПУ, на ГЭС задавался меженный расход 1200 м³/с, далее на выходе численной модели подбиралось значение уровня воды реки, при котором уровень нижнего бьефа ГЭС составлял бы 66,00 м, при этом в Чайковском шлюзе АЭВ были открыты, а РДВ закрыты. После установления течения по реке Каме моделировалось мгновенное разрушение РДВ отдельно для левой и правой камер шлюза. Максимальные скорости течения при разрушении РДВ левой камеры шлюза представлены на рис. 7.2.4, при разрушении РДВ правой камеры картина аналогична.

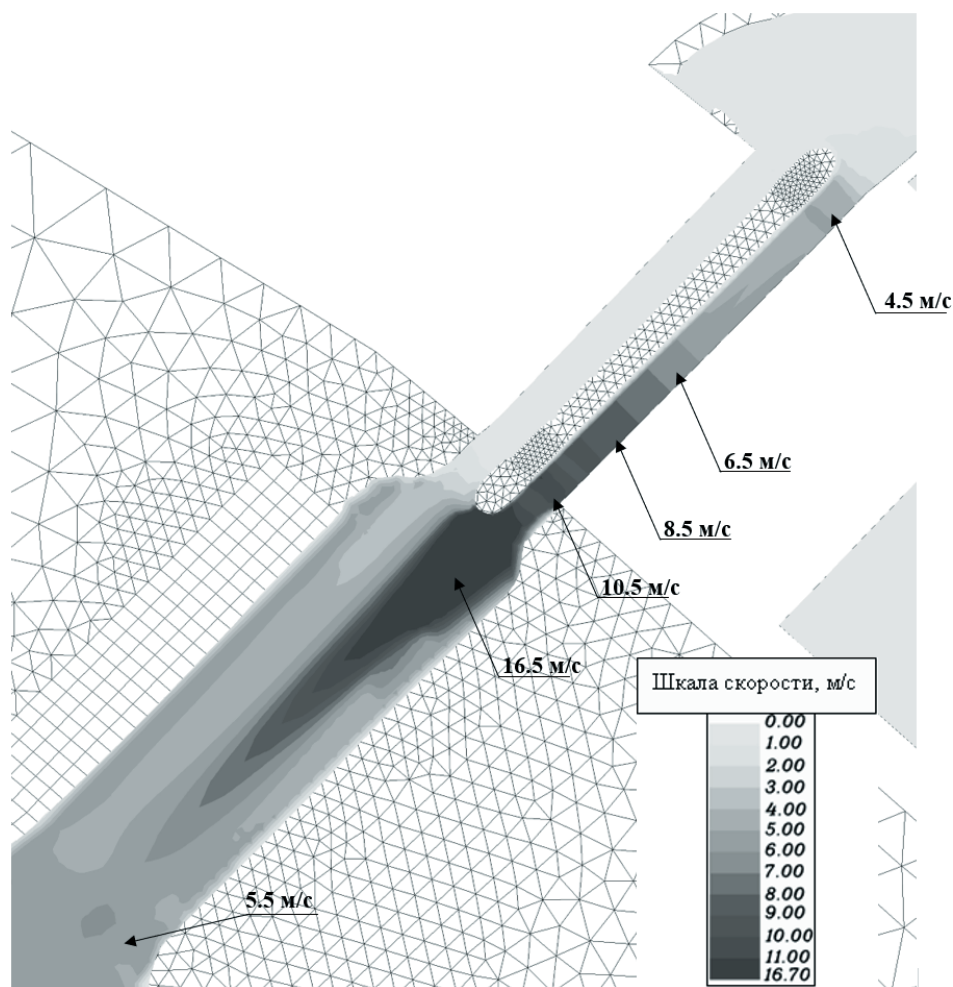


Рис. 7.2.4. Максимальные скорости течения при разрушении ворот нижней головы левой камеры шлюза при открытых воротах верхней головы (по реке – меженный расход)

Для этого сценария параметры волны прорыва более разрушительные. Максимальные скорости воды в камере шлюза до 10 м/с, на выходе из шлюза до 16 м/с, в низовом канале от 6 м/с до 2 м/с. Такие скорости однозначно приведут к сильным повреждениям шлюзующихся или ожидающих шлюзования судов. Максимальные уровни затопления в нижнем бьефе превышают нормальный судоходный уровень 66,0 м от 4 м (у нижней головы шлюза и причальной стенки) до 0,5 м (на выходе из канала) и поэтому не приводят к каким-либо затоплениям застроенной территории, лежащей на отметках 73 м и выше. Волна прорыва из-за асимметрии нижнего бьефа ударяет сначала в правый берег, отражается от него и ударяет в левобережную причальную стенку.

Как видно из рис. 7.2.5, при сценарии № 2 расходы излива из левой и правой камер практически совпадают. Максимальный расход около 3800 м³/с наблюдается в самом начале аварии (при максимальном напоре) и уже через

100 с уменьшается примерно до $1000 \text{ м}^3/\text{с}$. За это время опорожнение камеры шлюза практически заканчивается, и далее расход воды определяется глубиной над порогом верхних ворот шлюза (что аналогично сценарию № 1, см. рис. 7.2.3). Если их удастся закрыть или хотя бы прикрыть (поднять на некоторую высоту), то расход через шлюз уменьшится.

Результаты выполненных исследований легли в основу оценки вероятного вреда от аварии напорного фронта Чайковского шлюза.

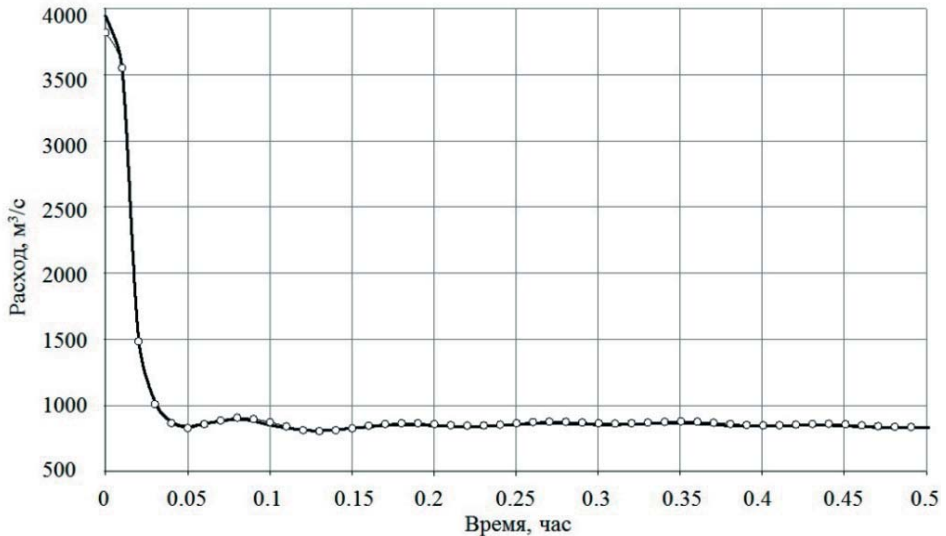


Рис. 7.2.5. Расход воды через створ РДВ при аварии по сценарию № 2. Сплошная линия – створ РДВ левой камеры, кружки – правой камеры шлюза

7.2.2. 7-й шлюз Канала им. Москвы

Рассматривается сценарий мгновенного разрушения ворот нижней головы шлюза № 7 при заполненной нижней камере, нормальном подпорном уровне в канале № 294 и закрытых воротах средней головы шлюза № 7 и верхней головы шлюза № 8. Образовавшаяся волна прорыва с большой скоростью движется по каналу № 294 с частичным перехлестом через боковые (западную и восточную) дамбы канала, ударяет в торцевую (южную) дамбу и ворота шлюза № 8 и переливается через них, затапливая автомобильные тоннели на Волоколамском шоссе, проходящие под шлюзом № 8.

Нижняя камера шлюза № 7 (рис. 7.2.6 а) имеет полезные размеры $290 \times 30 \text{ м}$, напор $10,1 \text{ м}$, объем напорной призмы около 90 тыс. куб. м . Длина судоходного канала № 294 (рис. 7.2.6 б) между шлюзами № 7 и № 8 составляет $1270,9 \text{ м}$, максимальная ширина по дну – $46,0 \text{ м}$, проектная глубина канала колеблется от $6,33 \text{ м}$ (при минимальном уровне) до $7,18 \text{ м}$ (при максимальном уровне). Положения продольных осей шлюза № 7 и канала № 294 в плане не совпадают. Бьеф имеет максимальный объем $0,617 \text{ млн м}^3$. Дамбы канала № 294 на подходе к шлюзу № 8 проходят в насыпи и являются напорными. Длина напорного участка дамб $760,0 \text{ м}$ (с каждой стороны канала). Откос дамбы со стороны канала № 294 имеет переменный уклон.

От дна канала до отметки 141,5 м откос канала имеет уклон 1:3,75, а выше 1:2,5. Крепление откоса выполнено из бетонных плит. Возвышение гребня дамб над НПУ канала составляет 2,5 м.



Рис. 7.2.6. Нижняя камера шлюза № 7: (а) – вид со стороны ворот нижней головы; и Канал № 294 (б) – вид со стороны нижних ворот шлюза № 7

Математическая модель. Численное моделирование проводилось с применением отечественного программного комплекса STREAM_2D [Беликов, Кочетков, 2014]. В основу расчета заложены двумерные уравнения Сен-Венана и алгоритм их численной дискретизации на основе решения задачи о распаде произвольного разрыва над горизонтальным дном, апробированный в том числе на задачах о прорыве шлюзов.

Модель объекта. Учитывалась реальная геометрия сооружений, откосы канала и пр. Расчетная сетка на область шлюза и канала состояла из прямоугольных ячеек размерами 3 м × 6 м, т.е. поперек шлюза располагалось 10 ячеек сетки, вдоль шлюза 49 ячеек, в канале (с учетом покрытия сухих откосов) соответственно сетка составила 40 × 212 ячеек. По гребню дамбы канала с западной, восточной и южной стороны были выделены специальные границы, через которые в процессе расчета определялись расходы воды и объемы излива из канала № 294.

Результаты численного моделирования. На рис. 7.2.7, 7.2.8 изображены поля осредненных по глубине скоростей течения (векторов и модулей) в шлюзе и канале через 50, 100 и 150 с после начала излива. Видно, что вблизи нижней головы шлюза № 7 образуются отрывные течения (циркуляционные зоны), однако примерно на расстоянии 250–300 м от ворот шлюза поток выравнивается в поперечном сечении и фронт волны примерно с равномерной скоростью около 8 м/с движется (как поршень) в сторону шлюза № 8. При этом выплеска через боковые (западную и восточную) дамбы канала практически не происходит. Через 140 с волна достигает южной дамбы и ворот верхней головы шлюза № 8, и через них происходит перелив воды с большими скоростями, что хорошо видно на рис. 7.2.8 справа.

На рис. 7.2.9 представлены продольные профили водной поверхности по оси канала № 294 на различные моменты времени. Видно, что гребень волны движется примерно на уровне верха дамб канала, а затем происходит

заплеск на южную дамбу и повышение уровня воды до 1,5 м выше отметки верха дамбы (см. продольник на 150 с). При этом в камере шлюза в момент времени 100 с происходит понижение уровня воды примерно на 2 м ниже НПУ в канале (отлив), но затем камера снова начинает заполняться.

Описанная динамика опорожнения и наполнения камеры шлюза и излива через дамбы канала хорошо прослеживается на рис. 7.2.10. Излив через ворота нижней головы продолжается 105 с, причем максимальный расход достигает 1800 куб м/с. Затем со 105 с до 210 с происходит частичное наполнение шлюза возвратным течением, а после 210 с снова начинается опорожнение, но интенсивность процесса резко затухает. Максимальный расход перелива через южную дамбу и верхние ворота шлюза № 8 достигает 600 куб. м/с, а через боковые дамбы канала по 200 куб. м/с, однако излив происходит достаточно короткое время и локализован у южной оконечности канала № 294.

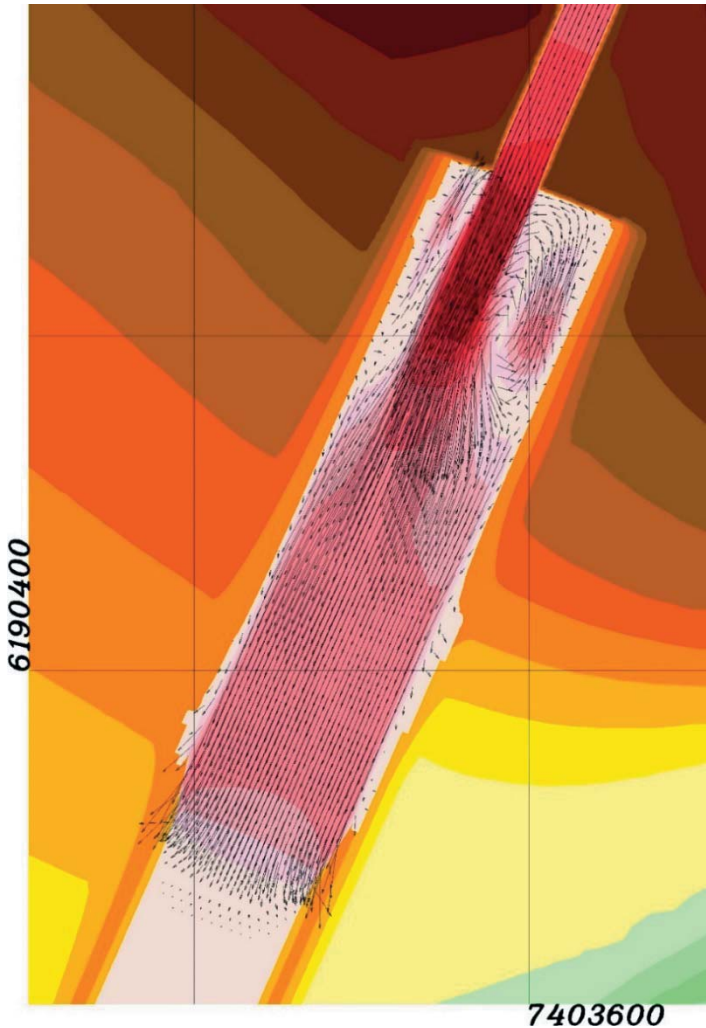


Рис. 7.2.7. Поле скоростей через 50 с после начала прорыва нижней головы шлюза № 7

Наконец, интегральные характеристики волны прорыва показаны на рис. 7.2.11. На момент 105 с от начала аварии из нижней камеры шлюза № 7 вытекает 108 тыс. куб. м воды, однако затем камера частично заполняется снова, и к моменту 250 с объем опорожнения близок к 90 тыс. куб. м, т.е. к начальному объему напорной призмы шлюза. Объем излива через южную торцевую часть канала № 294 составил 17 тыс. куб. м, через каждую из боковых дамб канала (западную и восточную) – по 5 тыс. куб. м. Таким образом, суммарный объем излива из канала № 294 при прорыве ворот нижней камеры шлюза № 7 составит 27 тыс. куб. м.

Как отмечено в статье, опубликованной в журнале «Гидротехническое строительство» в 2015 году в разделе «Дискуссии» [Беликов и др., 2015], при моделировании волн прорыва напорных фронтов гидротехнических сооружений в первую очередь необходимо использовать достоверные исходные данные, а также апробированные численные алгоритмы.

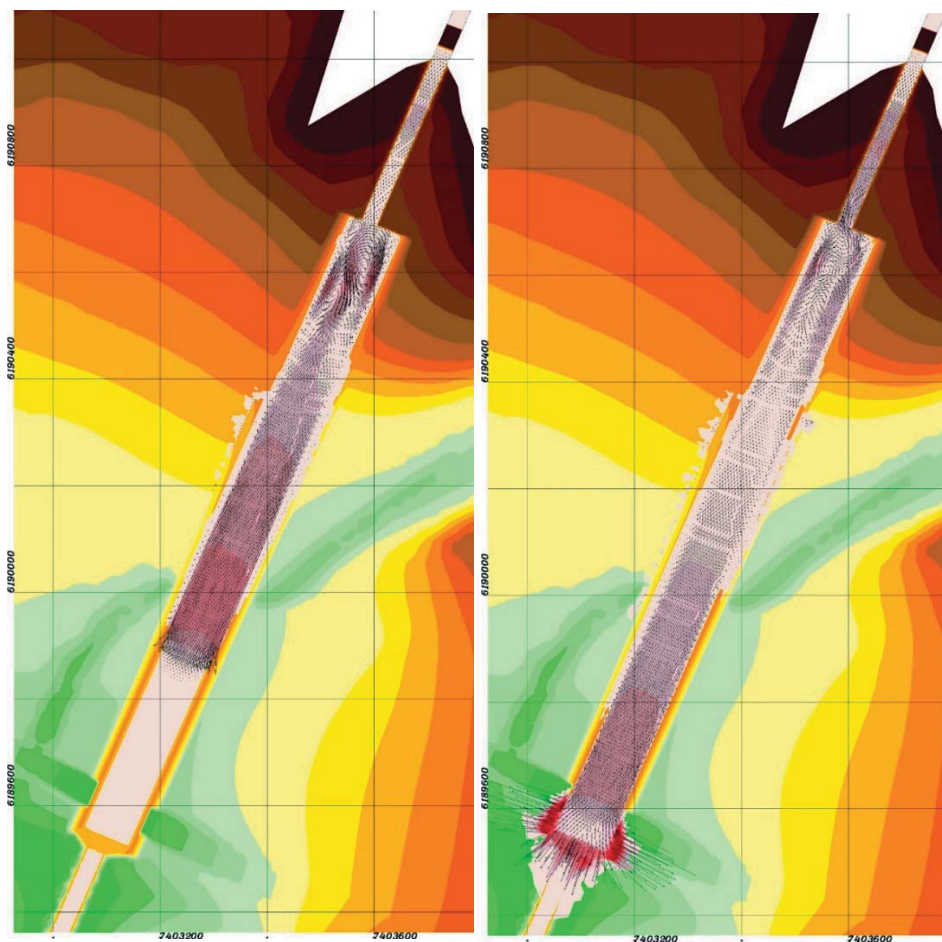


Рис. 7.2.8. Поле скоростей через 100 с (слева) и 150 с (справа) после начала прорыва нижней головы шлюза № 7

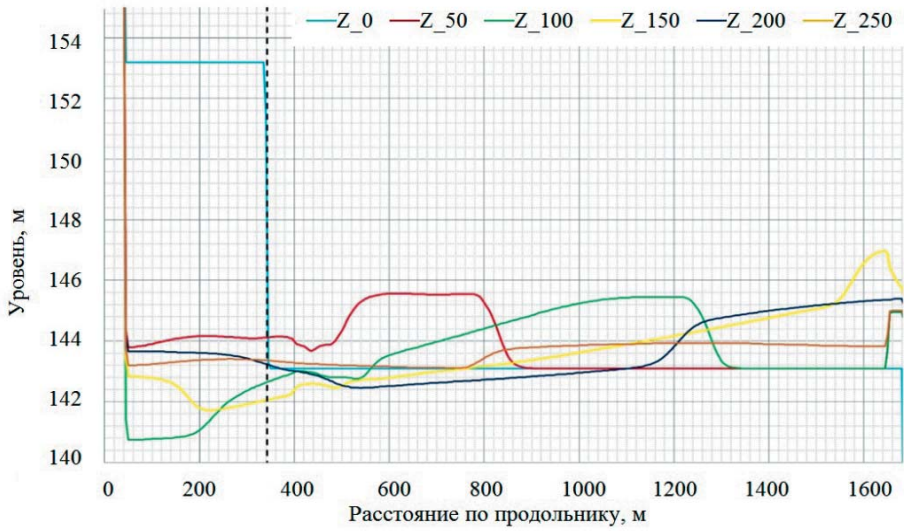


Рис. 7.2.9. Продольные профили водной поверхности по оси канала № 294 на моменты времени 0, 50, 100, 150, 200, 250 секунд после начала аварии

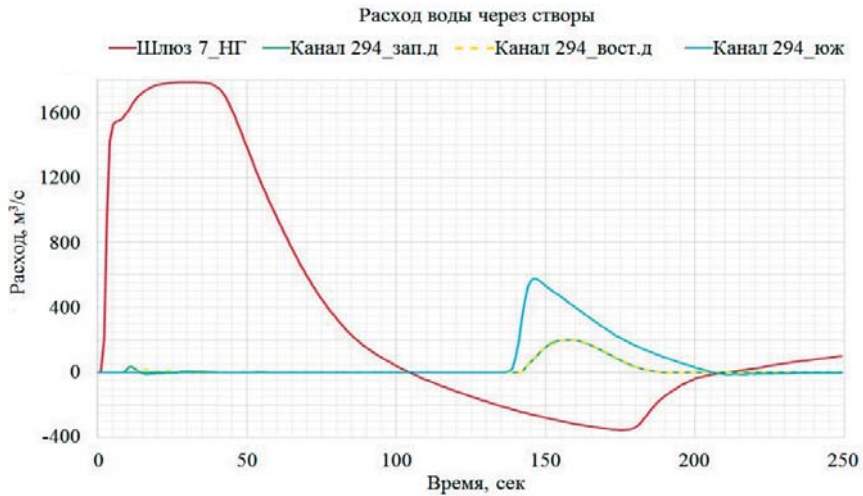


Рис. 7.2.10. Расходы излива через ворота нижней головы шлюза № 7 и через западную, восточную и южную дамбы канала № 294

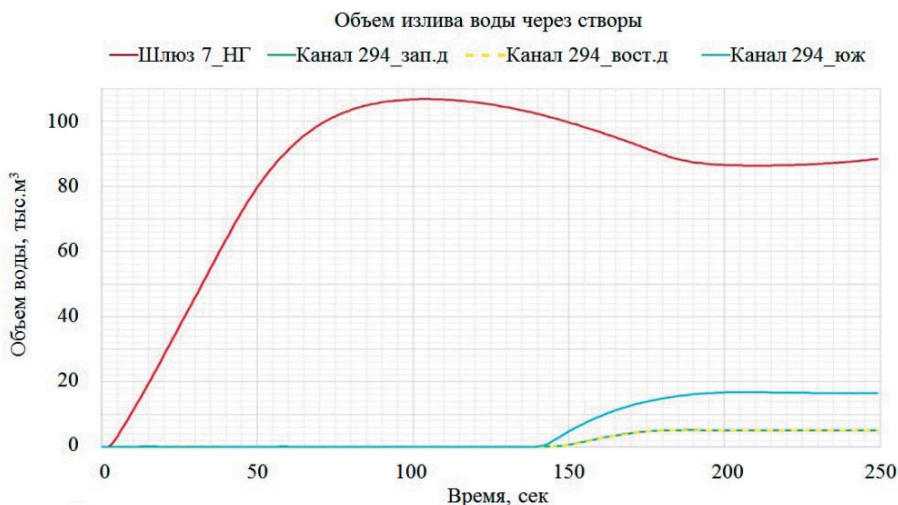


Рис. 7.2.11. Объемы излива через ворота нижней головы шлюза № 7 и через западную, восточную и южную дамбы канала № 294

7.3. Оценка влияния дорожной инфраструктуры на развитие прорывного паводка в долине р. Истры

Основной целью данной работы являлся расчет параметров волны прорыва (уровней и глубин затопления, скоростей течения, времен добегаания), возникающей при возможной гидродинамической аварии напорного фронта Истринского гидроузла на р. Истре Московской области (не основано на реальной угрозе). Важность задачи определяется тем, что долина р. Истры ниже гидроузла является густонаселенным районом с развитой дорожной сетью, и прорыв напорного фронта гидротехнического сооружения (ГТС) может привести к человеческим жертвам и большому материальному ущербу. Сведения об ущербе должны включаться в Декларацию безопасности ГТС.

Гидравлические исследования проводятся методами компьютерного моделирования с применением современных апробированных численных алгоритмов (см. главу 2), ГИС-технологий и электронных топографических карт. Используемая методика ранее применялась для расчета волн прорыва при аварийных ситуациях на Красноярском, Саратовском, Сызранском, Угличском, Рыбинском, Краснодарском, Новосибирском, Камском и др. гидроузлах.

Были выполнены расчеты как для сценария с неразрушением мостовых переходов, так и для сценария с размывом участков дорожных дамб, расположенных в пойме р. Истры. По результатам компьютерного моделирования получены характеристики затопления населенных пунктов, сельхозугодий и других объектов в нижнем бьефе гидроузла, которые использовались для оценки вероятного вреда от прохождения волны прорыва.

Математическая модель. Расчет параметров волны прорыва проводился по программе STREAM 2D HPC [Алексюк, Беликов, 2017б] на основе численного решения двумерных уравнений мелкой воды на треугольно-четырёхугольных сетках нерегулярной структуры с учетом реальной топографии долины реки, полученной с карт М 1:10 000 и М 1:200 000. Расчет развития прорыва в грунтовой плотине производился по методике [Прудовский, 1998] и её модификациям с учётом батиметрии водохранилища и влияния подтопления отверстия прорыва со стороны нижнего бьефа. Было проведено рекогносцировочное обследование восьми крупных мостовых переходов для определения их конструктивных параметров (высота насыпи, отверстие моста в свету, тип крепления конусов береговых устоев) с целью внесения этих параметров в математическую модель.

Объект исследования. Река Истра, левобережный приток р. Москвы, берет начало из болот на склонах Клинско-Дмитровской гряды, являющейся водоразделом рек Москвы и Волги. Территория бассейна р. Истры площадью 2050 км² расположена в западной части Московской области в пределах Московско-Смоленской возвышенности, входящей в лесную зону Русской равнины. Река протекает по среднепересеченной местности с абсолютными отметками 130–240 м, в основном поросшей смешанным лесом.

Общая протяженность р. Истры 113 км, она занимает третье место среди притоков р. Москвы по длине и величине водосборной площади. Русло реки извилистое, песчано-гравелистое, слабо деформирующееся, умеренно зарастающее. Берега сложены супесями, местами суглинками, поросли деревьями и кустарником. В среднем течении у г. Истра ширина реки 25–30 м, глубина в межень 1–1,5 м, скорость течения 0,5 м/с, уклон 0,3 м на 1 км.

В 1935 году в северной части бассейна р. Истры на расстоянии 61,5 км от устья сооружена плотина, образующая Истринское водохранилище, предназначенное для водоснабжения г. Москвы. Длина водохранилища около 25 км при ширине 0,5–1 км, глубина до 15–20 м, объем водохранилища (при НПУ=168,63 мБС) равен 183 млн м³, площадь зеркала 33,6 км². Плотина Истринского гидроузла отсекает около 50% водосборной площади реки. Ниже водохранилища река течет в южном направлении до г. Истры, затем в юго-восточном направлении, и впадает в р. Москву на 248 км от ее устья.

Основными сооружениями гидроузла являются:

- грунтовая плотина с отметкой гребня 171,63 мАбс, шириной по верху 6 м и откосами заложением 1:2 и 1:3, с напором 18 м;
- многоступенчатый поверхностный водосброс с затворами сегментного типа, пропускающий при НПУ=168,63 мАбс расход 550 м³/с, при ФПУ=169,63 мАбс расход 700 м³/с;
- здание ГЭС с двумя стальными водоводами суммарной пропускной способностью 16 м³/с.

Как видим, водосброс способен пропустить как расчетный расход обеспеченностью 0,1%, равный 531 м³/с, так и поверочный расход с гарантированной поправкой обеспеченностью 0,01 %, равный 700 м³/с, и даже расходы еще меньшей обеспеченности. Поэтому, как было показано в специально выполненном исследовании, переполнение Истринского водохранилища в паводок практически невозможно и не может являться причиной гидродинамической аварии, поэтому такой сценарий однозначно исключается.



Рис. 7.3.1. Три автомобильных моста в районе н.п. Павловская Слобода

Отличительной особенностью долины р. Истры ниже гидроузла является развитая дорожная сеть (включая дороги 1-й категории и автострасы: Волоколамское шоссе, Рижская железная дорога, Новорижское шоссе), которая пересекает долину реки тринадцатью мостовыми переходами. Часть из них расположена с небольшим возвышением (1–2 м) над поймой реки, однако 8 мостовых переходов имеют высоту насыпи от 6 м до 14 м над межени уреза воды (рис. 7.3.1, 7.3.2) и по существу являются плотинами, перегородывающими пойму и тормозящими распространение волны прорыва.



Рис. 7.3.2. Автомобильный и железнодорожный мосты в г. Истра

Исходные данные для выполнения работы. Исходными данными являлись:

- Электронные сертифицированные топографические карты М 1:200 000, сшитые между собой в единую карту рассматриваемой области (включая Истринское вдхр.), представленную в координатах Гаусса-Крюгера, Пулково, 1942 г., метры.
- Карты Генерального штаба М 1:100 000 (растровые).
- Батиметрия Истринского водохранилища, согласованная с кривыми площадей и объемов, представленная в координатах Гаусса-Крюгера, Пулково, 1942 г., метры.

- Растровые (отсканированные) топографические карты-планы М 1:10 000 долины р. Истры от Истринского г/у до устья.
- Кривые объемов и площадей зеркала Истринского водохранилища.
- Чертежи и гидравлические характеристики Истринского гидроузла (грунтовая плотина, водосброс, пропускная способность агрегатов ГЭС и водосливной плотины).
- Характеристики мостовых переходов, перегораживающих пойму (плановые и высотные отметки, отверстия мостов в свету).
- Расчетные расходы воды в створе Истринского гидроузла;
- Поперечные сечения долины р. Москвы от устья Истры до пос. Рублево.

На рис. 7.3.3 представлен рельеф подстилающей поверхности в расчётной области в цветовой заливке, а на рис. 7.3.4 – фрагменты расчётной гибридной сетки, адаптированной к руслу реки и мостовым переходам. Общая длина участка моделирования составила 90 км.

Сценарии гидродинамической аварии. Аварии на грунтовой плотине могут иметь различные причины возникновения, начиная от небольших повреждений конструкций, суффозии основания или тела плотины, отказа оборудования, ошибок эксплуатационного персонала, до переливов вследствие оползней или катастрофических паводков.

От причины аварии зависят главным образом форма и размеры начального локального отверстия (повреждения) в грунтовой плотине, тогда как дальнейшее его развитие, как показывает практика [Прудовский, 1998], во многих случаях имеет идентичный характер, при котором на первом этапе происходит быстрый размыв тела плотины до основания плотины, а на втором этапе происходит расширение прорана и увеличение расхода излива до максимального значения с последующим его уменьшением из-за снижения уровня воды в верхнем бьефе. По времени первый этап, как правило, существенно короче второго и при расчетах волны прорыва часто не учитывается. Длительность второго этапа зависит от емкости водохранилища, вида грунтов и объема тела плотины. В реальности излив через проран обычно осуществляется в течение нескольких часов или даже суток.

При исключении сценария с переливом через гребень плотины (для Истринского гидроузла это было доказано в специальном исследовании) в нашем случае остается вариант, когда разрушение грунтовой плотины происходит при уровне верхнего бьефа, равном НПУ (168,63 мАбс), поскольку при этом или более низких уровнях водохранилища находится подавляющий процент времени за период эксплуатации. Из этих же соображений при расчете волны прорыва наиболее вероятным следует принимать меженный расход в нижнем бьефе гидроузла, так как повышенные паводковые расходы наблюдаются не более 1 месяца в году. Более того, учитывая специфические особенности Истринского гидроузла (максимальный расход волны прорыва в 25 раз превосходит расход обеспеченностью 1%), можно утверждать, что параметры затопления нижнего бьефа, и, соответственно, ущербы в пределах точности расчетов (около 5% по глубинам и зонам затопления) практически не будут зависеть от начальных гидрологических условий в долине р. Истры.

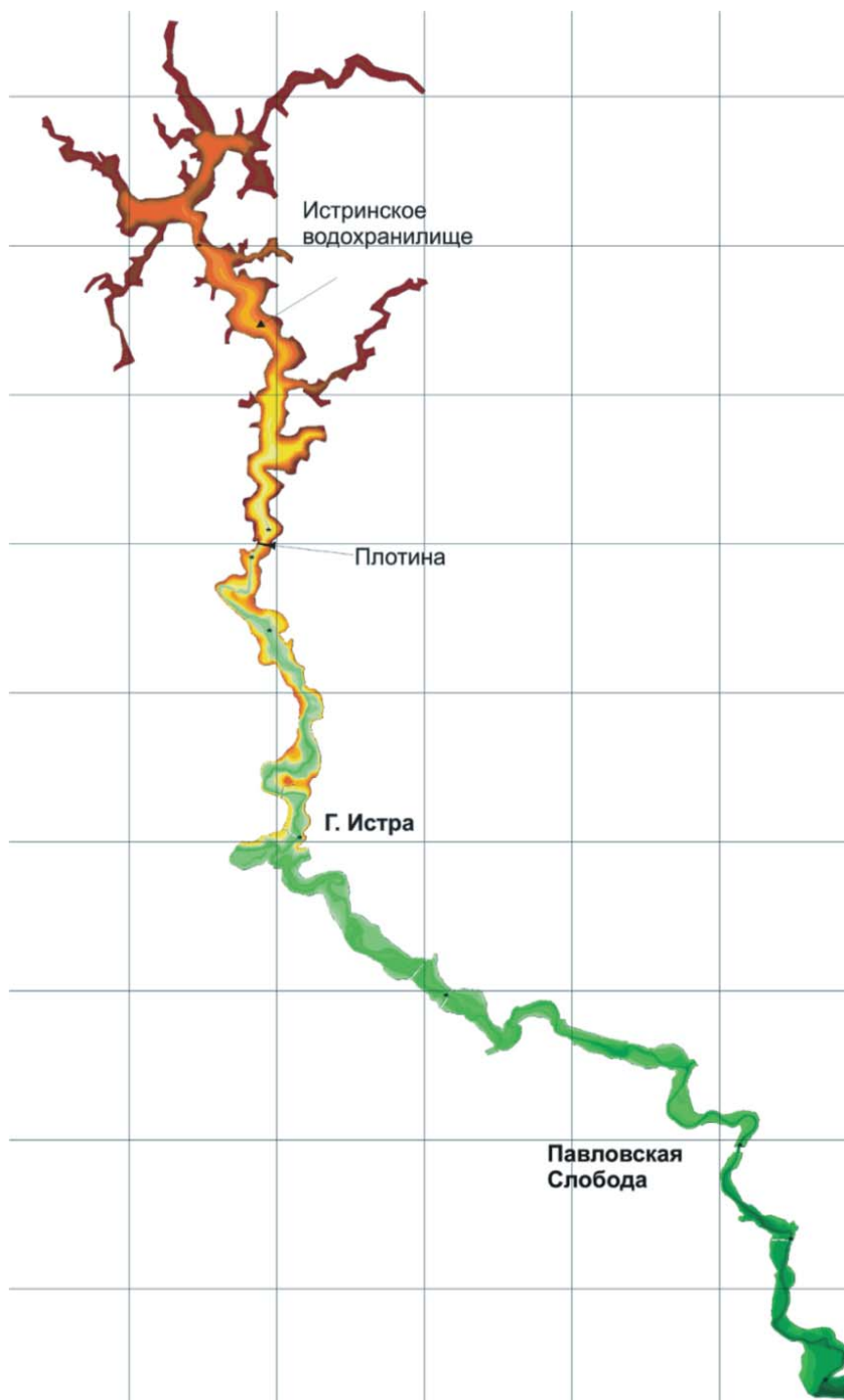


Рис. 7.3.3. Рельеф земной поверхности в расчетной области. Шаг координатной сетки 5 км

Как уже отмечалось выше, долина р. Истры пересечена 8 крупными мостовыми переходами. При прохождении волны прорыва велика вероятность их разрушения, однако некоторые из них могут устоять либо сопротивляться разрушению довольно длительное время. Точно рассчитать время и степень их разрушения не представлялось возможным. Поэтому было выбрано два сценария гидродинамической аварии:

1) *Наиболее вероятный.* Образование прорана в грунтовой плотине Истринского гидроузла при УВБ = НПУ с разрушением всех мостовых переходов в нижнем бьефе.

2) *Наиболее тяжелый.* Образование прорана в грунтовой плотине Истринского гидроузла при УВБ = НПУ без разрушения мостовых переходов (в этом случае за счет предмостового подпора априори ожидалось более высокие уровни затопления).

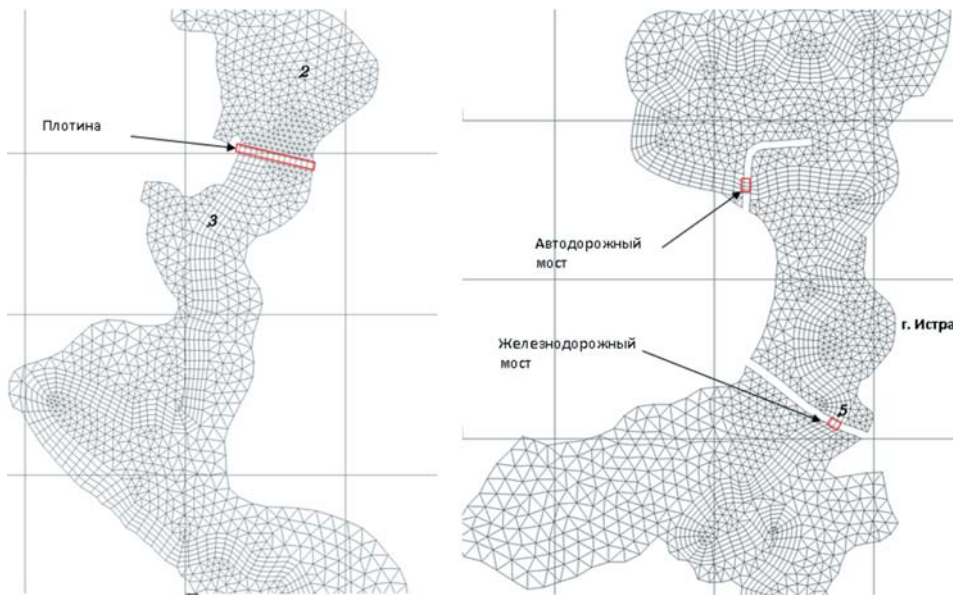


Рис. 7.3.4. Фрагменты расчетной сетки в районе плотины Истринского гидроузла и г.Истра. Шаг координатной сетки 2 км

Результаты расчетов параметров волны прорыва. Расчеты проводились по программе STREAM 2D HPC совместно для водохранилища и нижнего бьефа для двух сценариев, сформулированных в предыдущем разделе. Развитие прорана в грунтовой плотине во времени рассчитывалось по методике [Прудовский, 1998] с учетом переменной высоты плотины над поверхностью земли. Изменение ширины прорана во времени представлено на рис. 7.3.5. Максимальная ширина прорана равна 353 м. На рис. 7.3.6 представлен гидрограф излива через проран. Максимальный расход через проран достигается примерно через 1 час после начала аварии и составил $9930 \text{ м}^3/\text{с}$. Излив из водохранилища продолжается около 30 часов.

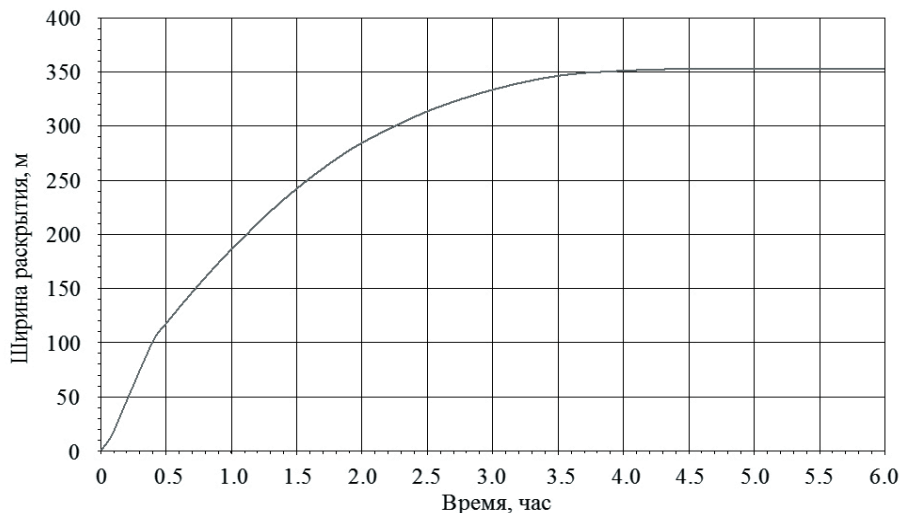


Рис. 7.3.5. Изменение ширины прорыва (поверху) в грунтовой плотине Истринского гидроузла во времени

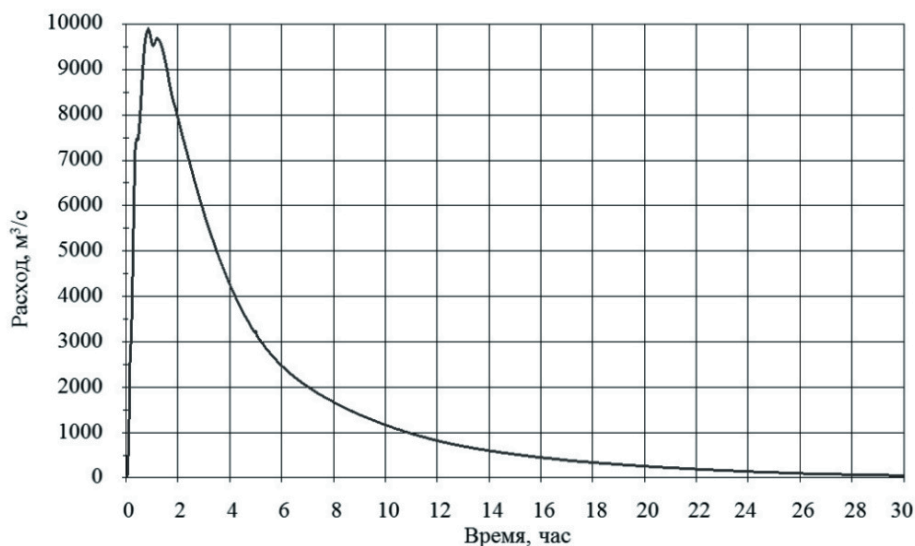


Рис. 7.3.6. Гидрограф излива через прорыв в плотине Истринского гидроузла

На рис. 7.3.7 представлены расходы воды через створы мостов для двух сценариев. Видно, что в случае разрушения мостов расходы воды по долине р. Истры существенно возрастают. Обратная картина имеет место для средних по живому сечению скоростей течения в отверстиях мостов (рис. 7.3.8). Скорость в створе ж/д моста у г. Истры превышает 6 м/с, что практически приведет к его разрушению. Из этих же графиков можно опре-

делить время добегания фронта и пика волны прорыва до створов мостовых переходов. Так, например, время добегания фронта волны до ж/д моста в г. Истре составляет 2 часа, а до Новорижского моста 9–10 часов. Вообще первые 20 км ниже плотины волна прорыва преодолевает очень быстро (мее чем за 2 часа), и на этом участке остро встает проблема оповещения и эвакуации населения.

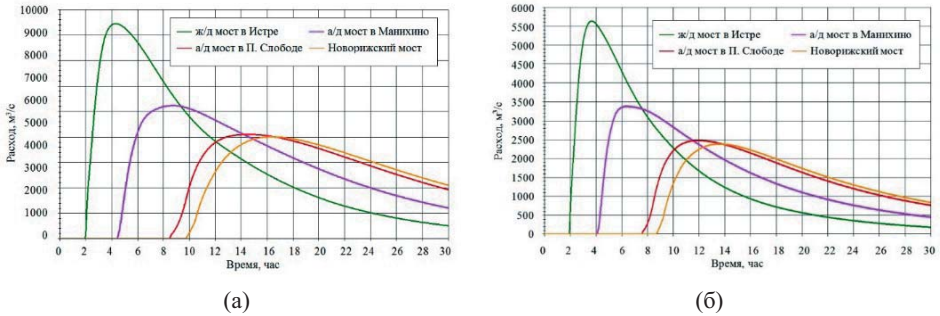


Рис. 7.3.7. Гидрографы излива расхода через створы неразрушенных (а) и разрушенных (б) мостов

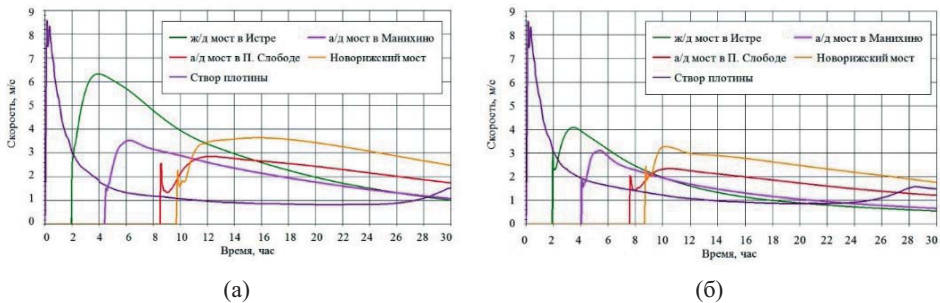


Рис. 7.3.8. График средних скоростей в створах плотины неразрушенных (а) и разрушенных (б) мостов

На рис. 7.3.9 представлены максимальные глубины затопления долины р. Истры для случая наиболее тяжелой аварии (с неразрушенными мостами). У г. Истры максимальные глубины затопления достигают 10–11 м, при разрушенных мостах на 1–2 м меньше.

На рис. 7.3.10 представлены фрагменты полей максимальных скоростей течения и степени возможных разрушений в баллах по 12-балльной шкале (см. п. 7.4) в районе г. Истра и железнодорожного моста. Семь баллов (жёлтый цвет) соответствует параметрам волны прорыва, когда возможны человеческие жертвы. Красный цвет (10 баллов) соответствует сильным разрушениям, в том числе мостов и многоэтажных зданий.

Время добегания фронта волны до устья р. Истры при разрушенных мостах составляет около 11 часов, при неразрушенных – 12 часов, т.е. меняется незначительно. Время добегания потока вблизи русла реки меньше, чем на некотором удалении от русла и на возвышенных местах.

Численное моделирование волн прорыва

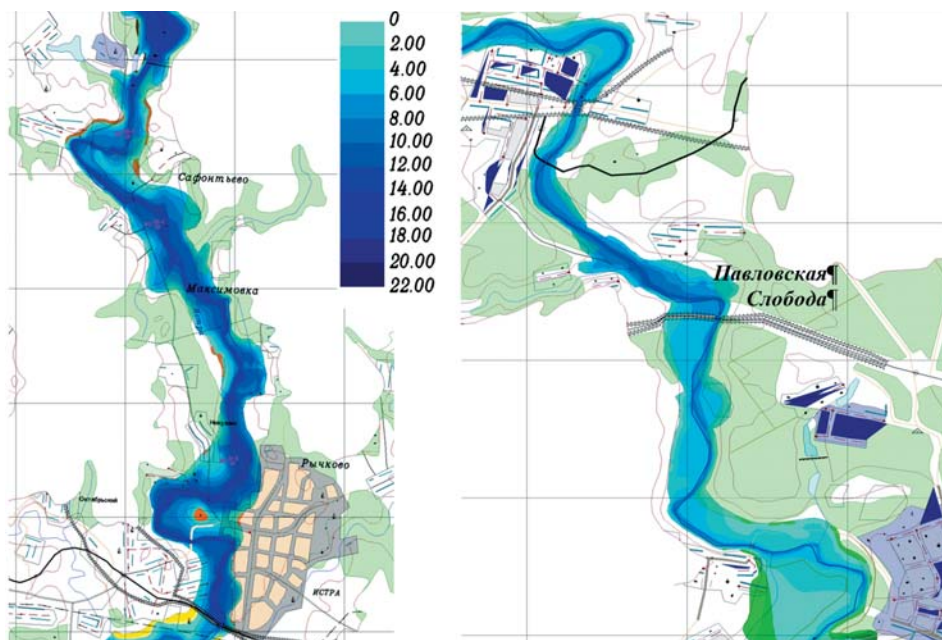


Рис. 7.3.9. Глубины затопления долины р. Истра. Шаг координатной сетки 2 км

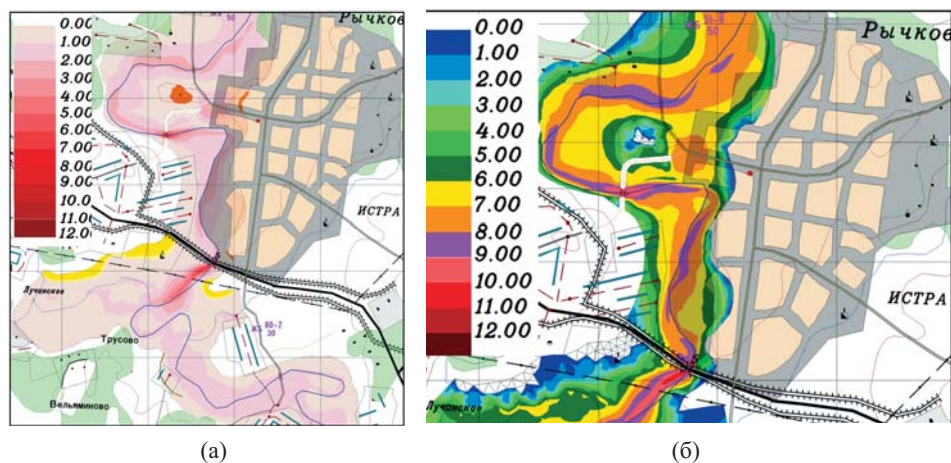


Рис. 7.3.10. Максимальные модули скоростей течения (а) и степень возможных разрушений в баллах (б). Фрагмент у г. Истра. Шаг координатной сетки 2 км

Выполненные расчеты показали, что при прорывном паводке максимальный расход воды в устье р. Истры при ее впадении в р. Москву составляет около $2100 \text{ м}^3/\text{с}$, что приблизительно равно паводковому расходу 0,1% обеспеченности р. Москвы на этом участке. Уменьшение расхода в устье (в 60 км от гидроузла) почти в 5 раз по сравнению с расходом излива через проран связано с аккумуляцией воды на пойме, чему способствуют и многочисленные мостовые переходы.

Выводы.

Урбанизированная территория долины р. Истры в ближнем Подмосковье представляет значительный интерес для исследования различных факторов, влияющих на зоны и глубины затопления селитебных территорий при прохождении природных и техногенных паводков. В данной работе методами численного моделирования был выполнен анализ влияния дорожной инфраструктуры (мостовых переходов) на параметры волны прорыва Истринского гидроузла.

Установлено, что мостовые переходы, насыпи которых перегораживают пойму, оказывают существенное влияние на глубины и площади затопления. Так, например, железнодорожный мост в г. Истре при прохождении волны прорыва создает дополнительный подпор величиной до 2,5 м (пока не разрушится). На других реках, например, на Нижнем Дону [Беликов и др., 2020], выявлена аналогичная картина, причем даже для естественных половодий. Таким образом, для правильной оценки уровней высоких вод и границ зон затопления чрезвычайно важно в модели учитывать перегораживающие пойму дамбы и дорожные сооружения (на фактической основе, собирая материалы по отверстиям мостов, высотам насыпей и типам крепления).

7.4. Балльная система оценки степени возможных разрушений от наводнений и волн прорыва

7.4.1. Постановка задачи

В соответствии с Федеральным законом «О безопасности гидротехнических сооружений», принятым Государственной думой 21 июля 1997 г., обязательным является составление декларации безопасности гидротехнических сооружений (ГТС). В декларации должны быть рассмотрены нормативные случаи аварийного разрушения напорных фронтов плотин с определением вероятных зон затопления от волн прорыва и возникающих при этом ущербов.

Существующие в настоящее время методы расчета ущербов устарели, так как: а) не используют современные методы расчета параметров волны прорыва; б) не используют последние достижения в области подготовки данных и представления результатов. Поэтому могут возникнуть большие ошибки при расчете ущербов и, как следствие этого, может быть дан ложный экономический прогноз.

Задача исследования состоит в разработке методов оценки ущербов вследствие распространения волны прорыва с целью:

- страхования гражданской ответственности за последствия аварий ГТС;
- разработки противопаводковых мероприятий;
- составления декларации безопасности ГТС.

В страховании участвуют три стороны: владелец ГТС, страховая компания и район, терпящий ущерб. Оценка ущерба в стоимостном выражении может быть различной для различных районов. Поскольку для достаточно крупных гидроузлов в зону затопления может входить большое количество районов, то необходимо построить карту ущербов.

Карта ущербов – это географическая карта местности требуемого масштаба с выделенными на ней зонами ущербов, соответствующими выбранной шкале. При этом ущерб может быть выражен не только в форме стоимости, а и в некоторой балльной системе.

Для разработки противопаводковых мероприятий необходимость построения карт ущербов имеет еще большее значение. Действительно, если для каждого района затопления можно определить ущерб как в естественных условиях, так и ущерб после проведения мероприятий, то в каждом конкретном случае легко определить эффективность мероприятий и целесообразность их проведения.

В настоящее время большое развитие получили геоинформационные системы (ГИС), в которых имеются обширные сведения о различных характеристиках местности и объектах, расположенных в исследуемых районах. ГИС – это совокупность программного и аппаратного обеспечения, которое делает возможным разработку, моделирование и вывод многослойной пространственной информации. Поэтому разработку методики построения карт ущербов целесообразнее всего проводить с использованием ГИС, в среду которой внедрены методы расчета параметров волны прорыва и связи этих параметров с оценкой ущербов.

В работах [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2003; Беликов и др., 2003 а, б] построена математическая модель связи ущербов с локальными параметрами волны прорыва: скоростью, глубиной и временем затопления. В модели выделяются два вида ущербов:

- ущербы от разрушения зданий и сооружений;
- ущербы от затопления зданий, сооружений и сельхозугодий.

Для каждого из этих видов построена балльная шкала ущербов (наподобие шкалы интенсивности землетрясений), в которой степень ущерба в баллах связана с параметрами паводковой волны. Установлено, что первый вид ущербов связан со скоростью и глубиной потока, а именно со скоростным напором (или, что то же, с удельной кинетической энергией потока). Второй вид ущербов связан с глубиной потока и временем затопления.

С использованием полученных зависимостей и результатов расчета волны прорыва каждой точке зоны затопления в плане ставится в соответствие возможный ущерб в баллах, причем из двух видов ущерба принимается максимальный. После этого строится карта возможных ущербов. Карта реальных ущербов в балльном и стоимостном выражении получается в результате пересечения карты возможных ущербов с объектами на местности, которое строится автоматически с использованием цифровых топографических карт и ГИС-технологий. Ниже приводится пример построения карты ущербов для конкретного объекта.

7.4.2. Алгоритм расчета ущербов в балльной системе

Исходные данные для расчетов. Для расчета ущербов в балльной системе необходимо найти математическую связь локальных параметров волны прорыва или естественного паводка со степенью ущербов (разрушений). Для нахождения этой связи использовались данные работ [Методические указания..., 1980; Рекомендации..., 1993], пример которых приведен в табл.7.4.1.

Шкалы балльности разрушений и затоплений. Шкалы предназначены для оценки потенциальной опасности воздействия водного потока на окружающую среду на любом выбранном небольшом участке плана рассматриваемой местности. Шкала разрушений связана со степенью разрушения объектов и хорошо коррелирует со значением удельной (на единицу ширины) энергии потока, которая зависит от глубины и скорости течения. Шкала затоплений связана с глубиной затопления, поскольку затопление сельхозугодий, зданий и сооружений без их разрушения также приводит к значительным ущербам, и с продолжительностью стояния уровня воды.

Табл. 7.4.1. Параметры потока, вызывающие разрушения зданий различных типов

Тип здания	Разрушение					
	Полное		Среднее		Слабое	
	Н, м	V, м/с	Н, м	V, м/с	Н, м	V, м/с
Сборные жилые деревянные дома	3	2	2,5	1,5	1	1
Деревянные дома (одно-, двухэтажные)	3,5	2	2,5	1,5	1	1
Легкие бескаркасные здания	5	2,5	3,5	2	2	1,5
Кирпичные малоэтажные здания	4	2,5	3	2	2	1
Кирпичные дома средней этажности	6	3	4	2,5	2	1,5
Промышленные здания	7,5	4	6	3	3	1,5
Здания антисейсмической конструкции	12	5	9	3	4	1,5

Обозначим H – глубина потока; V – скорость течения; ρ – плотность жидкости, $P = 0,5\rho HV^2$ – удельная (на единицу ширины) энергия потока. Рассмотрим ниже возможные шкалы балльности. Приведенные в скобках числовые значения критериальных параметров – граничные (сверху) значения диапазона для соответствующего балла.

Шкала балльности затоплений:

1) Незначительное кратковременное поднятие уровней воды, не приводящее к каким-либо ущербам ($H \leq 0,1$ м).

2) Заметное повышение уровней воды на срок до нескольких часов. Возможно подтопление подвалов зданий, затопление огородов ($H = 0,5$ м).

3) Существенное повышение уровней воды. Подтопление цоколей и первых этажей зданий, затопление сельхозугодий. Затруднение передвижения без плавсредств, остановка транспорта. При большой продолжительности (несколько суток) сложности со снабжением продовольствием ($H = 1$ м).

4) Значительные глубины затопления. Частичное затопление первых этажей зданий, порча мебели, бой стекол. Жители покидают первые этажи домов. Невозможность передвижения без плавсредств. Массовые короткие замыкания электропроводки, травмы электротоком. Затопление автотранспорта ($H = 2$ м).

5) Затопление вторых этажей зданий, трансформаторных подстанций. Разрушение (всплытие) деревянных строений ($H = 4$ м).

6) Полное затопление малоэтажных зданий. Возможна гибель людей ($H = 8$ м).

Табл. 7.4.2. Шкала балльности разрушений

Баллы	Разрушения
1	Не приводит к каким-либо разрушениям ($P \leq 4$).
2	Возможен размыв пашни, сложенной легкими грунтами ($P \leq 14$).
3	Размыв пашни, сложенной легкими грунтами ($P \leq 40$).
4	Незначительные разрушения особо плохо построенных и ветхих зданий. Размыв пашни, сложенной средними грунтами ($P \leq 130$).
5	Перемещение слабо закрепленных предметов, разрушение легких объектов большой парусности (копен сена, палаток, разрушения плохо построенных и ветхих зданий и т.п.). Размыв пашни на значительную глубину. Подмыв корневой системы кустарников со слабой корневой системой ($P = 400$).
6	Разрушение сплошных деревянных изгородей, ветхих деревянных зданий. Подмыв корневой системы кустарников ($P = 1300$).
7	Достигаются критические параметры потока, могущие повлечь гибель незащищенных людей. Жители покидают дома или спасаются на верхних этажах. Разрушение легких деревянных строений, затопление и перемещение потоком легковых автомашин. В руслах разрушение деревянных мостов, паромных переправ, средние повреждения находящихся на незащищенных стоянках плавсредств (нанос на берег) ($P = 4000$).
8	Полное разрушение деревянных домов, ветхих кирпичных и глинобитных строений, средние разрушения кирпичных и блочных домов малой этажности. Разрушение железобетонных и металлических мостов, дорожных насыпей, защитных дамб обвалования, подвижного железнодорожного состава. В руслах средние повреждения находящихся в плавании, на якорной стоянке и вовремя не отведенных в затоны судов ($P = 13500$).
9	Разрушаются кирпичные и панельные дома средней этажности, водокачки, ЛЭП. Поток несет вырванные с корнем деревья. В руслах сильные повреждения (оверкили и затопление) незащищенных среднетоннажных и малотоннажных судов, средние разрушения стенок, набережных и пирсов, разрушение ступеней судоремонтных мастерских ($P = 40000$).
10	Разрушаются промышленные здания с тяжелым металлическим и железобетонным каркасом, порталные краны. Поток сильной мутности несет много различных предметов. Массовая гибель неэвакуированных людей. В руслах разрушение стенок, набережных, молов, выполненных из кладки массивов ($P = 125000$).
11	Разрушаются бетонные и железобетонные здания антисейсмической и особо прочной конструкции, мостовые перегружатели. Почти полное разрушение всех строений. Поток несет строительные материалы, ворукает бетонные и каменные глыбы. Поголовная гибель неэвакуированных людей ($P = 400000$).
12	Тотальные разрушения ($P > 1300000$).

Построение карт возможных разрушений в балльной системе. Для математического описания ущербов по предложенной выше шкале балльности разрушений была подобрана функция логарифмического вида, связывающая значение баллов с удельной энергией потока:

$$B = 2Lg(P), P = 0,5\rho HV^2. \quad (7.4.1)$$

Значение баллов, полученное по этой формуле, практически совпадает со значениями шкалы табл. 7.4.2.

С использованием формулы (7.4.1) были построены зоны возможных ущербов в балльном эквиваленте для участка долины крупной реки после прохождения волны прорыва, вызванной гипотетическим разрушением высокой бетонной плотины. Методика построения заключалась в том, что с использованием разработанной программы «Ущерб от паводков» [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2003] выполнялось моделирование распространения волны прорыва и одновременно в каждой ячейке расчетной сетки (рис. 7.4.1) вычислялись баллы по формуле (7.4.1). Результаты расчета отображались совместно со слоями топографической электронной карты (рис. 7.4.2). Видно, что практически полному затоплению и сильным разрушениям подвергается правобережная часть большого города. Карта разрушений в баллах несет основную информационную нагрузку о возможных последствиях наводнения. В дополнение к ней могут рассматриваться карты максимальных глубин затопления (рис. 7.4.3), карты максимальных скоростей, карты продолжительности стояния воды и другие. Разработанная балльная система применяется в [Методика ..., 2007].

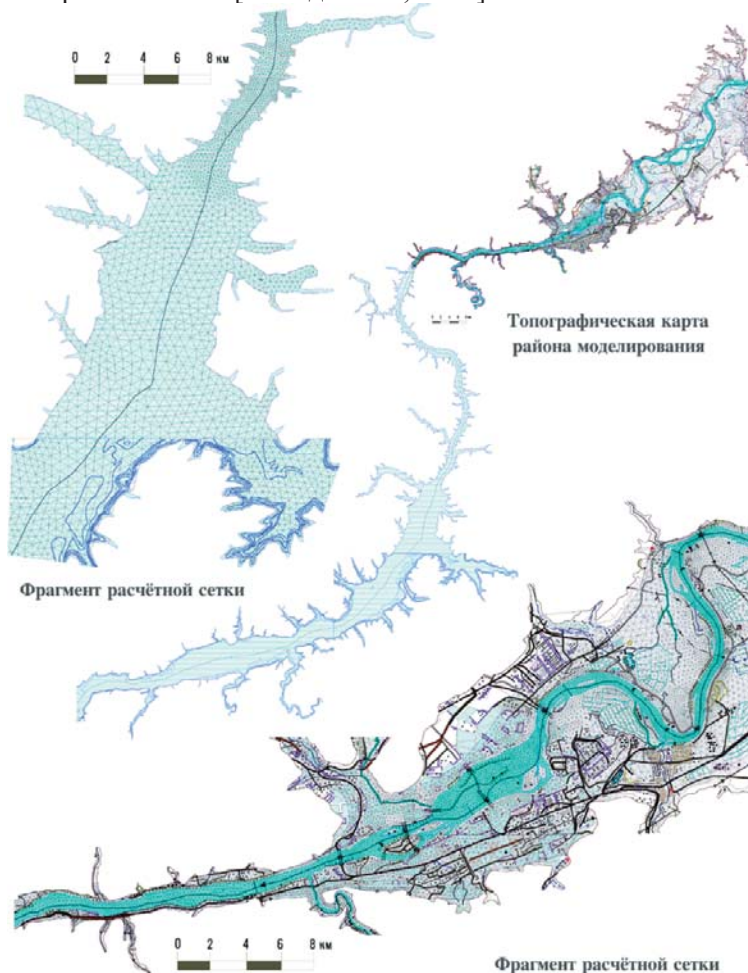


Рис. 7.4.1. Расчётная область и фрагменты треугольной сетки при моделировании прорывного паводка на крупной реке

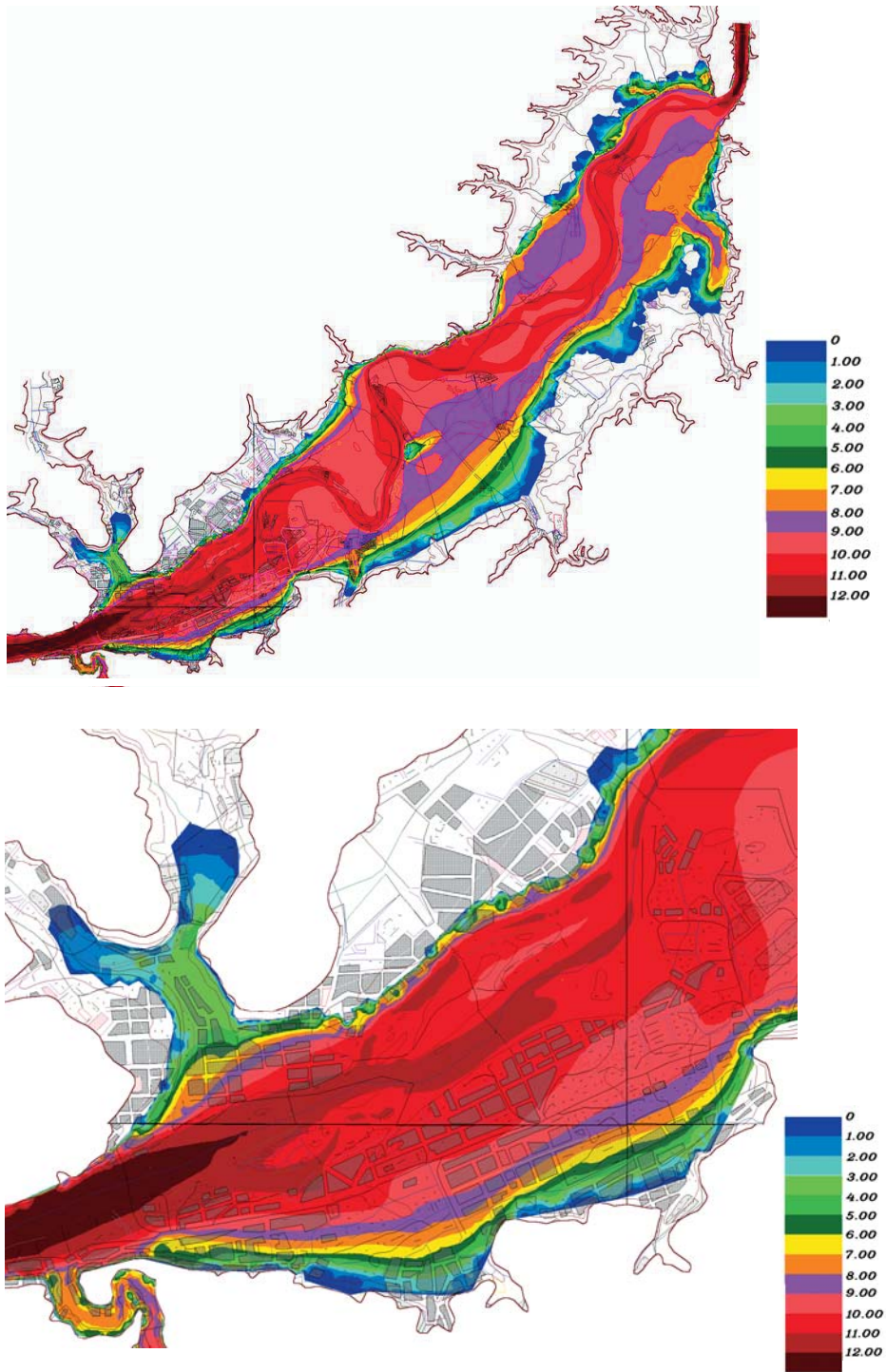
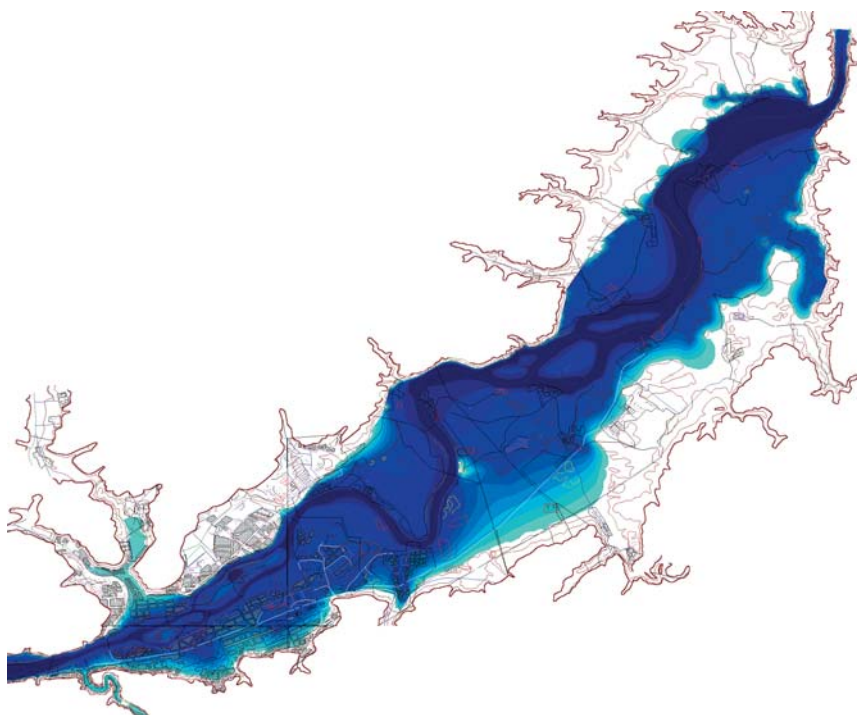
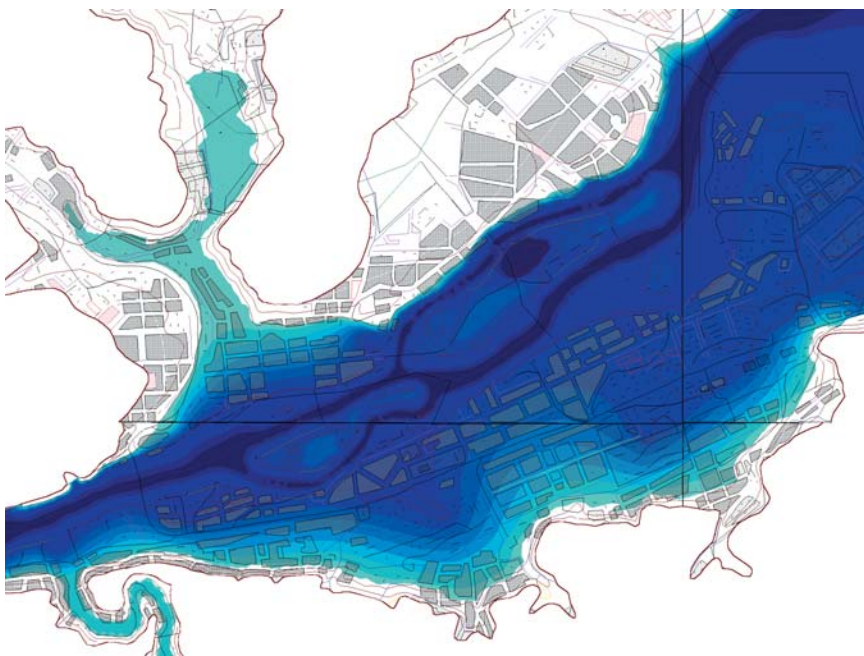


Рис. 7.4.2. Карты возможных разрушений в баллах (на всю котловину и фрагмент)



(a)



(б)

Рис. 7.4.3. Карты глубин затопления в метрах (на всю котловину и фрагмент)

8. Моделирование распространения прорывных волн по селитебным территориям

В данной главе рассмотрены приложения методов и технологий численного моделирования волн прорыва, изложенных в главах 1–6, к решению практических задач их распространения по селитебным территориям. Построены и исследованы гидродинамические модели территории г. Ярославль на р. Волге при затоплении волной прорыва Рыбинского гидроузла (не основано на реальной угрозе); а также модель плотины Химкинского водохранилища и участка нижнего бьефа, расположенных на территории г. Москвы.

8.1. Обоснование условий гидрологической безопасности селитебных территорий с применением численного гидродинамического моделирования (на примере г. Ярославля)

Городские и сельские поселения, расположенные в долинах рек в нижних бьефах гидроузлов, подвергаются риску затопления в результате гидродинамической аварии с прорывом напорного фронта. В этом разделе будет рассмотрен г. Ярославль, расположенный на берегу Горьковского водохранилища (р. Волга) в нижнем бьефе Рыбинского гидроузла. Соответствующие расчеты зон и глубин возможного (гипотетического) затопления волной прорыва для всего города в целом были выполнены в 2018 году [Belikov, 2018]. Применялась современная технология численного моделирования затопления селитебных территорий природными и техногенными паводками с использованием двумерных уравнений Сен-Венана и детальной трехмерной цифровой модели рельефа (ЦМР). Применение адаптивного генератора сеток и эффективных алгоритмов распараллеливания вычислений на графическом процессоре NVIDIA на основе технологии CUDA позволило выполнить расчеты зон и глубин затопления крупного города с учетом всех жилых, промышленных и дорожных сооружений, каждое из которых выделяется на сетке специальным образом. Это воспроизводит картину затопления, близкую к реальности.

8.1.1. Общие положения

Согласно действующим нормативным документам, территории поселений, расположенных на прибрежных участках, должны быть защищены от затопления паводковыми водами, ветровым нагоном воды и подтопления грунтовыми водами – подсыпкой (намывом) или обвалованием. Отметку бровки подсыпанной территории следует принимать не менее чем на 0,5 м выше расчетного горизонта высоких вод с учетом высоты волны при ветровом нагоне. Превышение гребня дамбы обвалования над расчетным уровнем следует устанавливать в зависимости от класса сооружений согласно СНиП 2.06.15 и СП 58.13330. Согласно [СП 42.13330.2011 Градостроительство..., 2011], за расчетный горизонт высоких вод следует принимать отметку наивысшего уровня воды повторяемостью: один раз в 100 лет – для территорий, застроенных или подлежащих застройке жилыми и общественными зданиями; один раз в 10 лет – для территорий парков и плоскостных спортивных сооружений. Размещение зданий, сооружений и коммуникаций инженерной и транспортной инфраструктур запрещается: в зонах возможного затопле-

ния (при глубине затопления 1,5 м и более), не имеющих соответствующих сооружений инженерной защиты.

В свою очередь, селитебные территории, расположенные в поймах рек, оказывают существенное влияние на уровни воды и зоны затопления при прохождении природных и техногенных паводков, создавая дополнительные гидравлические сопротивления движению водного потока, которые возникают из-за обтекания различных преград. Принципиальное значение имеет то, что эти сопротивления, которые необходимо учитывать в расчетах, являются сопротивлениями формы (а не трения) и не описываются простыми зависимостями типа формулы Маннинга. Особенно сильное влияние на уровни воды и зоны затопления оказывают жилая застройка высокой плотности и дорожные дамбы, перегораживающие пойму в поперечном направлении. Если территории защищаются дамбами или подсыпкой, то необходимо рассчитывать максимальные отметки затопления с учетом стеснения потока этими сооружениями. Встречаются случаи (в условиях исторически сложившейся застройки), когда населенные пункты не имеют инженерной защиты от наводнений. Это может привести к катастрофическим последствиям (например, для г. Крымска в наводнение 2012 года.), поэтому необходимо уметь прогнозировать максимальные параметры затопления и динамику развития наводнения, чтобы правильно разработать планы оповещения и эвакуации населения.

Имеющаяся гидрологическая информация по водомерным постам (число которых в России в последнее время существенно сокращено) не позволяет в полной мере решить поставленные задачи по ряду причин:

1. За период инструментальных наблюдений могут не проходить экстремальные половодья малой обеспеченности 1% и менее.

2. Если даже такие половодья и наблюдались когда-то давно, в силу антропогенного воздействия на пойму, из-за строительства водохранилищ, дноуглубительных работ в руслах рек, дорожного строительства на пойме и по другим причинам за прошедший период реальная связь уровней и расходов воды может существенно измениться (что и происходит в действительности), а имеющиеся наблюдения этого не покажут (в области расходов редкой повторяемости).

3. При выборе высотно-планировочных решений для новых участков застройки (если они охватывают большие пойменные территории) необходимо учитывать их влияние на изменение гидрологического режима, что затруднительно сделать только на основе ранее выполненных наблюдений.

4. На основе наблюдений на водомерных постах невозможно спрогнозировать параметры волны прорыва от вышележащих гидроузлов (не основано на реальной угрозе), на которые также должна быть рассчитана инженерная защита селитебных территорий.

С учётом вышеизложенного выявляется необходимость применения численного гидродинамического моделирования для решения поставленных задач. Модель должна адекватно отражать все особенности паводковых течений с учетом зданий, защитных сооружений, мостовых переходов и другой актуализированной инфраструктуры, расположенной в пойме реки, учитывать нестационарный характер течения, влияние русловых дефор-

маций (при необходимости) и прочие факторы. Модель должна быть откалибрована по фактическим данным, в том числе по возможности с учетом ретроспективного анализа. В настоящем разделе на примере реального объекта излагается современная технология и методология численного моделирования затопления селитебных территорий.

8.1.2. Объект исследования. Построение численной гидродинамической модели и её калибровка

Город Ярославль с населением более 700 тыс. жителей протянулся по берегам р. Волги (участок Горьковского водохранилища) на 30 км (рис. 8.1.1 а). В 100 км выше по течению расположен Рыбинский гидроузел, плотина которого образует одно из самых больших в европейской части России Рыбинское водохранилище многолетнего регулирования с объемом при НПУ 25,4 куб. км. После строительства водохранилища максимальные паводковые расходы в нижнем бьефе и, соответственно, уровни однопроцентного затопления существенно снизились, однако появилась гипотетическая угроза возникновения волны прорыва напорного фронта гидроузла. Учитывая интенсивную застройку территории города, нужно было определить участки, на которых возможно строительство без защитных мероприятий, и участки, где такие мероприятия необходимы, и в каком объеме.

Для моделирования волны прорыва и определения гидрографа прорывного паводка была разработана численная гидродинамическая модель участка долины р. Волги от верховьев Рыбинского водохранилища до устья р. Кубань ниже г. Костромы общей протяженностью более 300 км (рис. 8.1.1 б), включая сооружения Рыбинского гидроузла, жилую и промышленную застройку и дорожную инфраструктуру г. Ярославль. Учет в модели одновременно как верхнего бьефа (Рыбинского водохранилища), так и нижнего бьефа (Горьковского водохранилища) позволяет правильно рассчитывать расход излива через проран в плотине с учетом подтопления со стороны нижнего бьефа и является необходимым условием адекватного моделирования прохождения волны прорыва.

Расчеты выполнялись на основе двумерных уравнений Сен-Венана по оригинальному численному алгоритму, описанному в главе 2 монографии и реализованному в программном комплексе STREAM 2D CUDA [Алексюк, Беликов, 2017в].

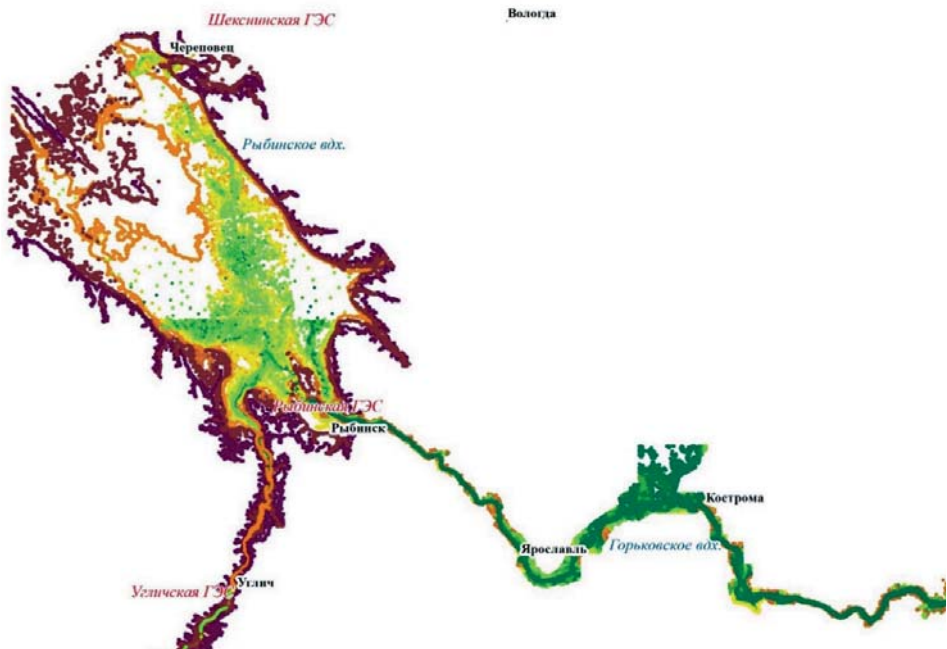
Построение цифровой модели рельефа местности. Построение компьютерной модели начиналось с формирования цифрового рельефа местности. Электронная топографическая карта М 1:200 000 совмещалась с векторизованными лоцманскими картами долины р. Волга и с электронными горизонталями рельефа, векторизованными с карт М 1:25 000. На город Ярославль топография задавалась векторизованными топопланами М 1:500 и М 1:2000. Сооружения Рыбинского гидроузла оцифровывались по чертежам. Затем формировалась трехмерная ЦМР в виде набора точек и горизонталей в декартовых координатах X , Y , Z .

Дополнительно были использованы следующие данные:

- Общая ЦМР вдоль течения р. Волга от створа Рыбинской ГЭС до впадения реки Кубань в масштабах 1:200 000 (пойма) и 1:25 000 (русло).



(a)



(б)

Рис. 8.1.1. Границы г. Ярославля (а) и ЦМР расчетной области (б)

- Уточненная ГИС морфометрия Горьковского водохранилища от створа Рыбинской ГЭС до впадения р. Кубань, с географически привязанными лотманскими картами, и результатами батиметрической съемки.

- Контуры дорог, водных объектов и зданий, полученных с сервиса Open Street Maps, на участок предполагаемого затопления в координатах WGS 1984.

Построение расчетной сетки. Далее, при помощи специально разработанной уникальной автоматизированной методики была построена гибридная треугольно-четырёхугольная сетка нерегулярной структуры, состоящая из более чем шестисот тысяч ячеек, максимально адаптированная к контуру и топографии расчетной области и учитывающая все здания и сооружения в границах возможного затопления г. Ярославль.

На участке вне границ г. Ярославля русло р. Волги описывалось сеткой с характерной длиной стороны ячейки 60 м, на пойменной части – от 100 м непосредственно у береговой линии до 1000 м на наиболее удалённых участках, в том числе на удаленной от Рыбинской ГЭС акватории Рыбинского водохранилища. В границах г. Ярославль в русле Волги сетка сгущалась до 40 м, а береговая область описывалась по специальной методике. Для этого была использована векторная карта города, с которой взяты дороги и строения. Дороги описаны адаптивной сеткой со стороной ячейки 10 м, вокруг строений выделена 50-метровая область, в которой характерный размер ячейки задан равным 15 м, а ребра сетки явным образом совмещены со стенами зданий. При этом области, попадающие внутрь контуров зданий, из расчётной сетки удалены. Таким образом, стены зданий являются границами непротекания расчётной области, напрямую влияющими на поле скоростей. Вся остальная часть города описана сеткой с характерным размером ячейки в 50 метров. Схематизация разбиения по размерам ячеек приведена на рис. 8.1.2, фрагменты расчетной сетки – на рис. 8.1.3, 8.1.4.

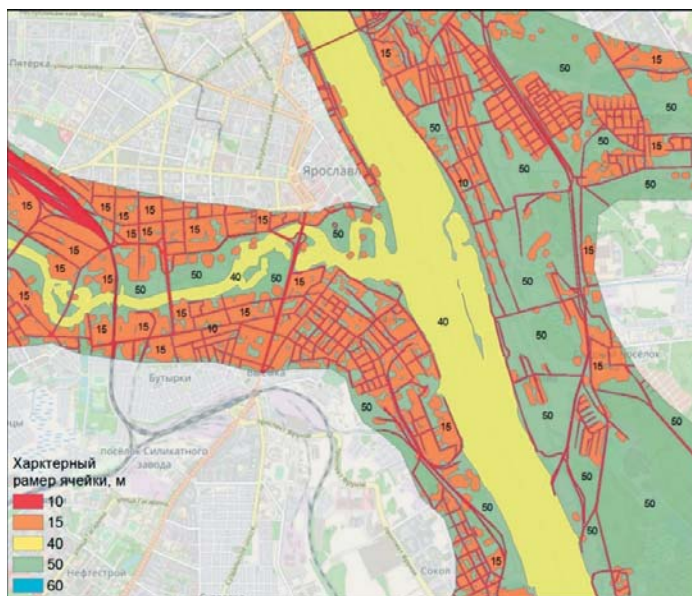


Рис. 8.1.2. Области расчётной сетки с указанием характерной длины стороны ячейки, м. Фрагмент в районе устья р. Которосль

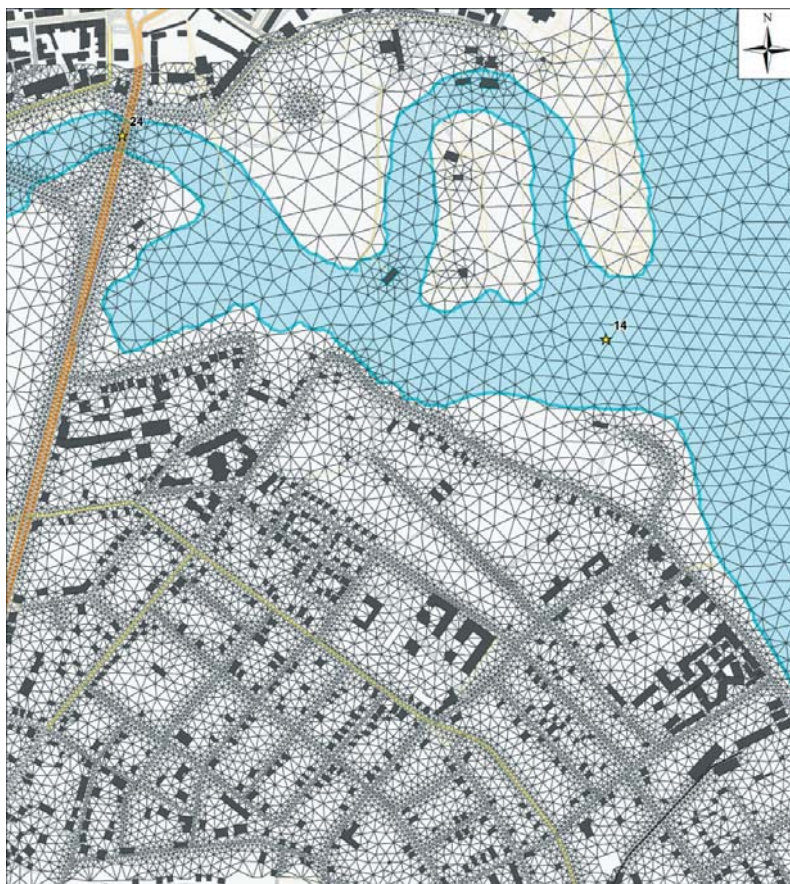


Рис. 8.1.3. Расчетная сетка на г. Ярославль с учетом зданий и сооружений. Фрагмент в районе устья р. Которосль



Рис. 8.1.4. Фрагмент расчетной сетки русла и поймы р. Волга в районе г. Рыбинска. 1 – Волжский створ; 2 – Шекснинский створ; 3 – Рыбинское водохранилище; 4 – Горьковское водохранилище (р. Волга)

Построение сетки проводилось в программном обеспечении BlueKenue, разработанном в Национальном Исследовательском Совете Канады для построения расчётных сеток в двумерных численных моделях [BlueKenue, 2016].

После построения сетки отметки рельефа интерполировались в центры ячеек сетки при помощи оригинального алгоритма [Belikov, Semenov, 2000].

Калибровка численной модели.

Важным этапом при построении компьютерной гидравлической модели объекта является ее калибровка, т.е. настройка на данный объект путем подбора входящих в модель параметров таким образом, чтобы получить согласование с имеющимися натурными данными. Для верхнего бьефа Рыбинского гидроузла было выполнено сопоставление проектной кривой связи объемов и уровней водохранилища с рассчитанной на математической модели. Соответствие получилось хорошим.

Для решения поставленных в данной работе задач расчета экстремальных затоплений в нижнем бьефе необходима калибровка на высокие паводковые расходы воды. Для калибровки было выбрано половодье 1966 г., максимальное за весь период одновременного существования Рыбинского и Горьковского водохранилищ. На основании данных измерений расходов воды весной 1966 г. был выбран период с 12 по 17 мая, соответствующий максимальному и примерно постоянному сбросу воды с Рыбинского гидроузла 5376 куб. м/с. Суммарный расход бокового притока с учетом стока р. Которосль на период с 12 по 17 мая составил 237 куб. м/с. Суммируя это значение с расходом воды, сбрасываемым в этот период с Рыбинского гидроузла, получаем расход по р. Волге ниже впадения р. Которосль, равный 5613 куб. м/с.

Максимальный уровень воды на гидрологическом посту Горьковское водохранилище (р. Волга) – г. Ярославль за период 1957–2014 гг. составил 87,19 м и наблюдался 14, 16, 17 мая 1966 года. Уровень воды на в.п. Ярославль, полученный в результате калибровочного расчета с расходом по реке 5613 куб. м/с, составляет 87,24 м, т.е. превышает наблюдаемый на 5 см. При таких расходах и уровнях воды эта погрешность является незначительной (тем более если учитывать некоторую неоднозначность в определении суммарного расхода бокового притока). Значения коэффициентов шероховатости в формуле Маннинга принимались в этих расчетах и в дальнейшем при расчете затопления волной прорыва для русла р. Волга ниже Рыбинского гидроузла $n=0,019$ и на пойменной территории $n=0,05$. На рис. 8.1.5 приведена полученная в результате численного моделирования кривая связи расходов и уровней воды на гидрологическом посту Ярославль в диапазоне расходов от 4 тыс. куб.м/с до 15 тыс. куб.м/с (при условии поддержания в верхнем бьефе Горьковского гидроузла отметки НПУ=84,0 м). Черным квадратом на этом графике обозначен максимальный уровень половодья 1966 года. Эта кривая не может быть получена эмпирическим путем, поскольку данные наблюдений в диапазоне больших расходов за период существования Горьковского водохранилища отсутствуют.

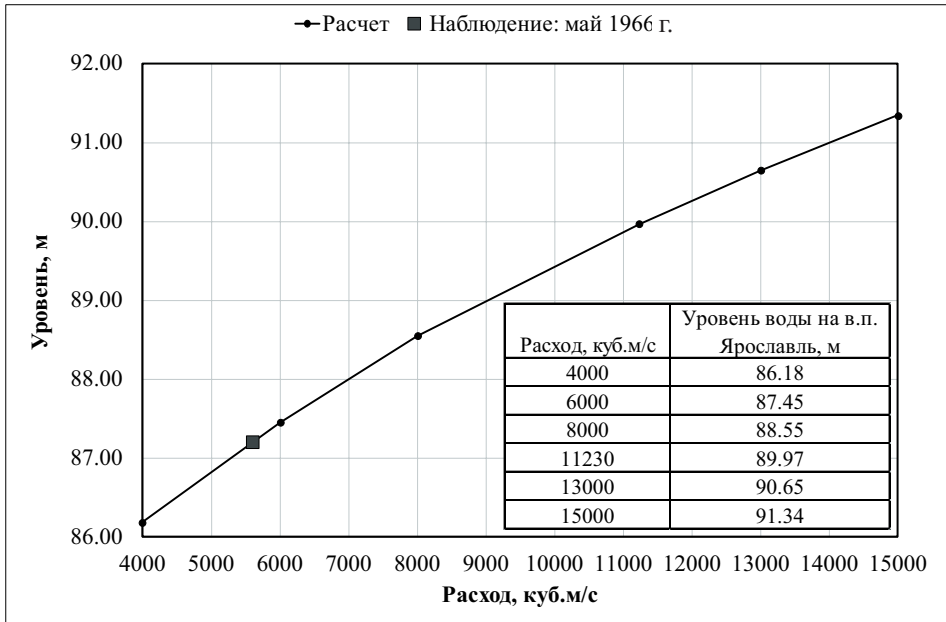


Рис. 8.1.5. Рассчитанная кривая связи расходов и уровней воды на водомерном посту Горьковское водохранилище – г. Ярославль

По данным Ярославского Центра по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды однопроцентный уровень затопления на водомерном посту Ярославль равен 87,22 м. Поскольку в калибровочном расчете получен уровень 87,24 м (отличается всего на 2 см в большую сторону), то результаты этого расчета можно принять за результаты затопления паводком обеспеченностью 1%.

По результатам расчетов был построен продольный профиль водной поверхности при паводке 1% обеспеченности в районе г. Ярославль. Общий перепад по величине 1% уровня в границах г. Ярославль (на р. Волга) составил около 0,75 м. Были также построены максимальные уровни и зоны затопления территории г. Ярославль однопроцентным паводком. В целом территория города затапливается незначительно.

8.1.3. Сценарии гидродинамической аварии

Параметры волны прорыва и последствия гидродинамической аварии наряду с топографией нижнего бьефа, батиметрией водохранилища и точностью расчетных методик в значительной степени определяются сценариями развития аварии на гидроузле и в нижнем бьефе. Сценарии зависят от конструктивных особенностей гидроузла, характеристик верхнего и нижнего бьефов (например, наличия каскада гидроузлов) и от других причин. Сценарии гидродинамической аварии и их вероятности представлены в декларации безопасности Рыбинского гидроузла [Декларация безопасности..., 2015].

Сценарий 1 – отказ дамбы № 46 (Шекснинский створ).

Авария происходит при отметке верхнего бьефа, равной НПУ.

1) Нарушения в работе дренажной сети с подъемом кривой депрессии и развитием интенсивной фильтрации в теле сооружений, обводнением низовой призмы.

2) Увеличение градиентов напора в основании и теле дамбы, прогрессирующее развитие суффозии грунта, образование суффозионных воронок.

3) Образование просадок грунта на гребне и низовом откосе, обрушение низового откоса с образованием сквозного хода сосредоточенной фильтрации.

4) Увеличение расхода воды, обрушение гребня, прорыв напорного фронта с возникновением волны прорыва.

Проведенная качественная и количественная оценка вероятности гидродинамических аварий для отдельных ГТС Рыбинской ГЭС [Декларация безопасности..., 2015] показала следующее:

- среднегодовая вероятность возникновения аварии дамбы № 46 на фоне среднемноголетнего расхода (сценарий 1) $3,47 \times 10^{-4}$ 1/год, что ниже допустимой величины для сооружений II класса, составляющей 5×10^{-4} 1/год;

- исходя из этого сценарий прорыва напорного фронта Шекснинского створа в русловой его части на фоне среднемноголетнего расхода и уровня верхнего бьефа, равном НПУ, рассматривался как наиболее вероятный.

Сценарий 2 – прорыв грунтовой плотины Волжского створа при уровне верхнего бьефа, равном форсированному подпорному уровню на фоне половодья обеспеченностью 0,01% (повторяемостью 1 раз в 10 тысяч лет).

Следует отметить, что сценарий 2 (прорыв Волжского створа), являясь наиболее тяжелым, согласно [Декларация безопасности..., 2015], имеет чрезвычайно низкую среднегодовую вероятность аварии $5,64 \times 10^{-8}$ 1/год, т.е. его повторяемость – один раз в 20 миллионов лет (для сравнения, все основные сооружения атомных электростанций рассчитываются на вероятность аварии 10^{-6} 1/год, или один раз в миллион лет). Совершенно очевидно, что подчинять застройку города требованию незатопления при аварии такой редкой повторяемости нерационально и практически совершенно нереально. Однако в настоящей работе расчет для наиболее тяжелого сценария тоже был выполнен с целью построения кривой связи уровней воды с вероятностями достижения этих уровней (см. ниже).

8.1.4. Расчеты параметров волны прорыва от гидродинамической аварии

Для моделирования прорыва Шекснинского створа в качестве начальных условий принимался уровень Рыбинского водохранилища, равный НПУ 102,0 м и среднемноголетний расход р. Волги в створе Рыбинского гидроузла $431 \text{ м}^3/\text{с}$. На выходной границе расчетной области модели ниже г. Кострома задавалась связь расходов и уровней воды $Q(H)$, полученная из ранее выполненных расчетов по одномерной гидродинамической модели всего Горьковского водохранилища [Крыленко, 2007]. Время начала раскрытия прорана смещено от времени начала расчета на 24 часа.

Развитие прорана в грунтовой плотине во времени рассчитывалось по методике [Прудовский, 1998] с учетом переменной высоты плотины над поверхностью земли. Максимальная ширина прорана по расчету получилась равной 675 м. Максимальный расход через проран достигается примерно через 15 часов после начала аварии и составляет $13162 \text{ м}^3/\text{с}$. Поле скоростей течения в районе Шекснинского створа на момент времени 15 часов после начала аварии приведено на рис. 8.1.6.

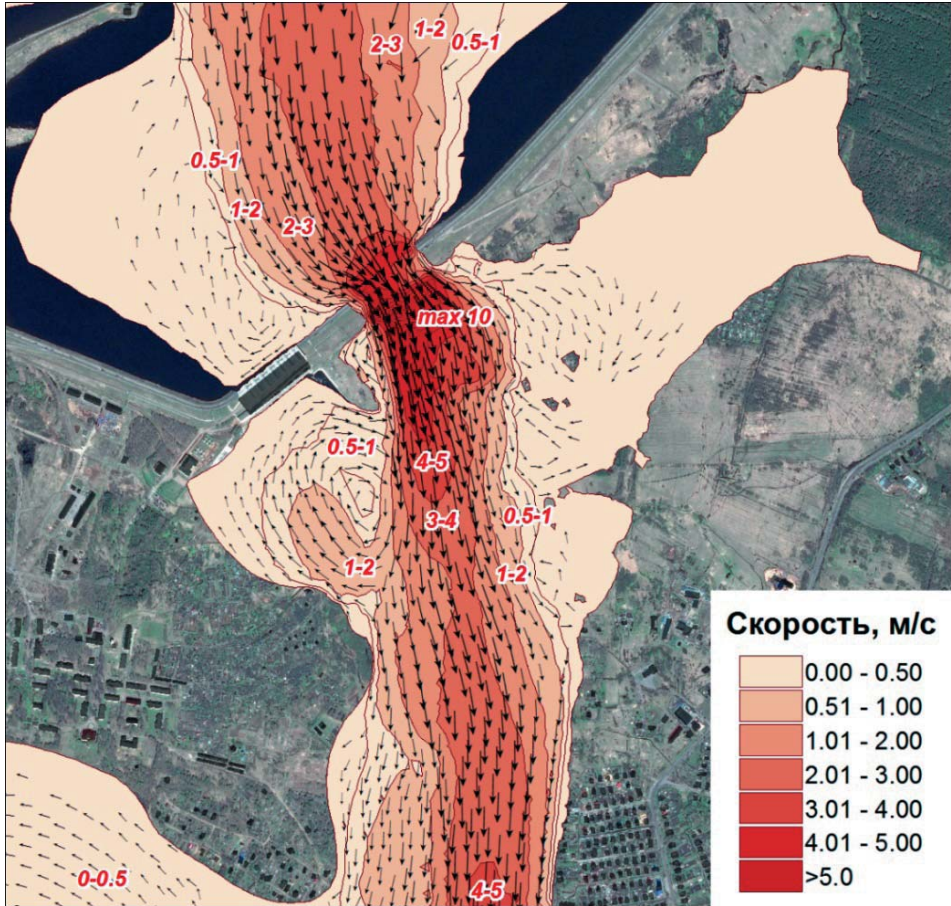


Рис. 8.1.6. Поле скоростей течения через 15 часов от начала аварии при образовании прорана в Шекснинском створе Рыбинского гидроузла

В створе гидропоста г. Ярославль (центр города) подъем уровней воды начнется через 6,2 часа (время добегания фронта волны прорыва) после начала аварии, максимальная отметка затопления 89,87 м будет достигнута через 71 час (время добегания гребня волны трое суток), что исключает фактор внезапности. Расчетами установлено, что разница максимальных уровней затопления северной и южной частей города составляет более 1 м. Это следует учитывать при разработке мероприятий инженерной защиты. Нельзя принимать постоянную отметку затопления для всего города в целом.

На момент максимального затопления 71 час были построены крупномасштабные планы (М 1:25 000) границ, уровней и глубин затопления на всю территорию г. Ярославль в формате А1. На картах показаны границы затопления от аварии, от паводка 1% обеспеченности, а также выделены красным цветом линии глубин до 1,5 м и синим цветом – линии глубин 3,0 м. Фрагмент такого плана представлен на рис. 8.1.7.



Рис. 8.1.7. Глубины затопления г. Ярославль волной прорыва. Фрагмент в районе устья р. Которосль. 1 – линия НПУ = 84,0 м; 2 – линии глубин 1,5 м; 3 – линия глубин 3,0 м; 4 – зона затопления

На застроенной части г. Ярославль максимальные глубины затопления меняются от 0 до 3 м. Глубинами более 3,0 м затоплены понижения рельефа в основном вдоль берегов Горьковского водохранилища, максимально возможные глубины затопления здесь локально могут составлять до 6 м. По расчетам общая площадь затопления г. Ярославль составила 33,25 км², в том числе глубиной 3 м и более – 5,89 км², глубиной 1,5 м и более – 15,35 км².

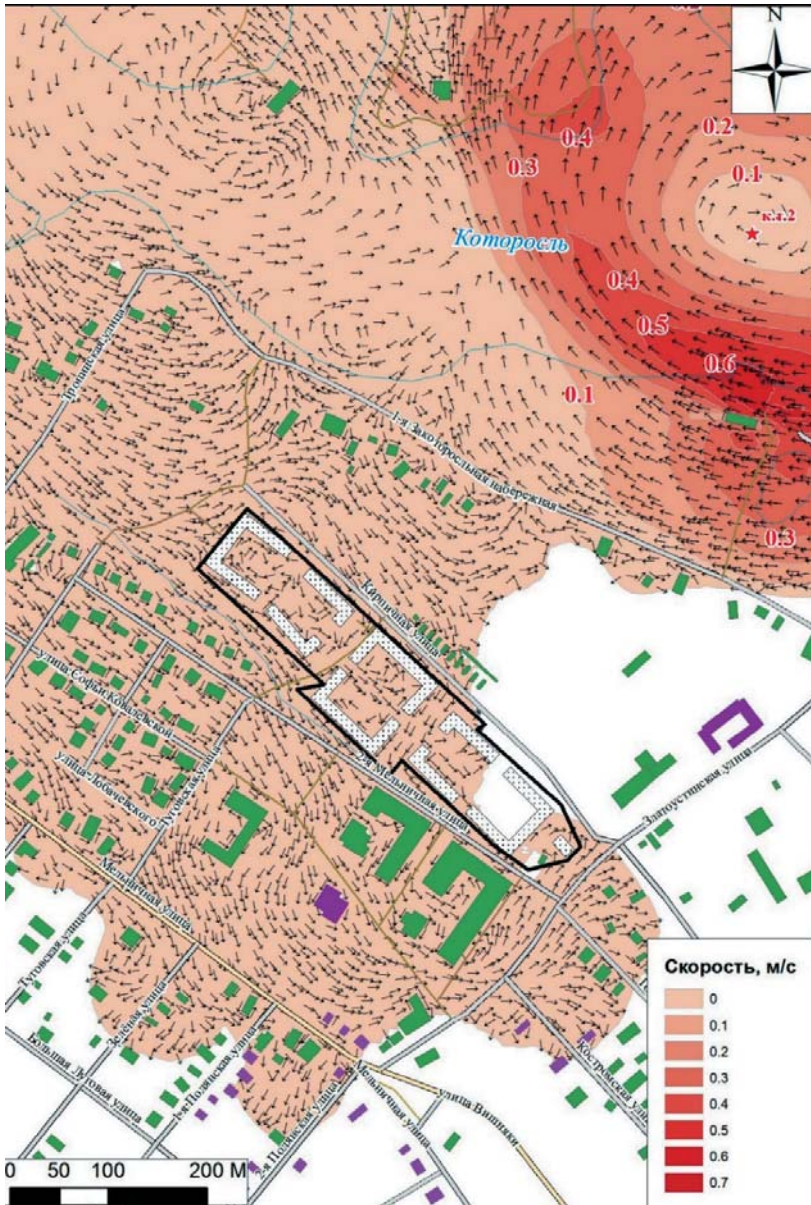


Рис. 8.1.8. Поле скоростей течения воды в устье р. Которосль (с учетом перспективной застройки) при развитии прорыва в Шекснинском створе Рыбинского гидроузла через двое суток после начала аварии

Общая продолжительность затопления составит более 5 суток. Анализ полей скоростей течения при максимальном затоплении от аварии показал, что скорости на пойме незначительные и находятся в пределах от 0 до 0,2 м/с (что, согласно [СП 42.13330.2011 Градостроительство..., 2011], позволяет производить жилую застройку на территориях с глубиной затопле-

ния до 1,5 м), в русле р. Волга скорости меняются от 1 до 1,5 м/с, локально до 2,0 м/с, в русле и на пойме р. Которосль скорости до 0,2 м/с (рис. 8.1.8). По результатам расчетов максимальных уровней воды на гидропосту Ярославль для различных сценариев (паводки обеспеченностью 1% и 0,01%, наиболее вероятный и наиболее тяжелый сценарий прорыва напорного фронта Рыбинского гидроузла) был построен график связи уровней воды с повторяемостью достижения этих уровней (рис. 8.1.9). С использованием этого графика можно построить кривую рисков затопления города и на её основе дать рекомендации по необходимым мероприятиям инженерной защиты.

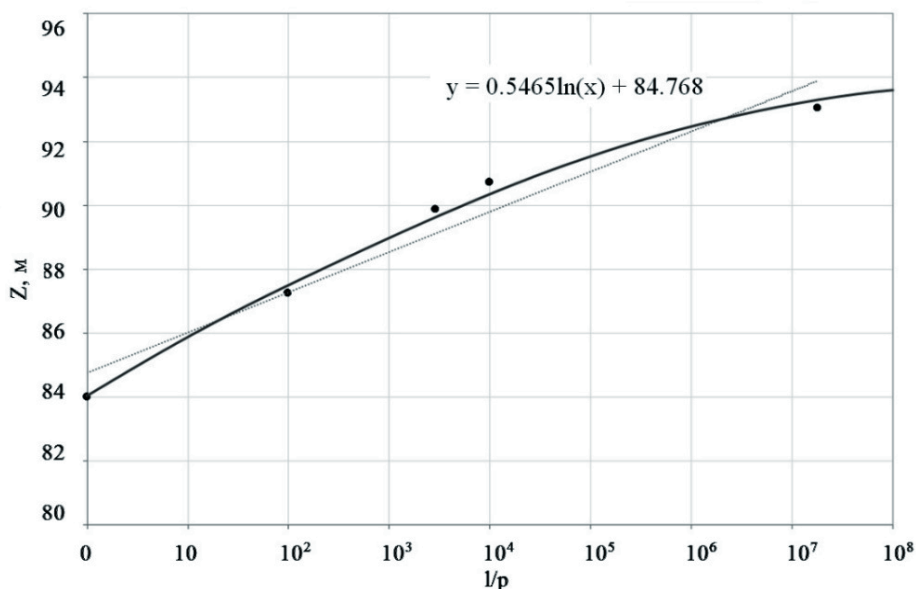


Рис. 8.1.9. Кривая связи уровней затопления г. Ярославль с повторяемостью их достижения 10.9.7.

Выводы по разделу

Предложен новый подход к численному моделированию затопления сельских территорий, обладающий неоспоримыми преимуществами перед применяемыми ранее. Построение близкой к реальной схеме паводкового течения с учетом всех объектов городской инфраструктуры позволяет более обоснованно оценивать возможные ущербы от затопления, разрабатывать оптимальные пути эвакуации населения и эффективные защитные мероприятия.

Разработанный метод рекомендуется применять при составлении Декларации безопасности ГТС для оценки вероятного вреда от прохождения волны прорыва; при разработке систем оповещения и схем эвакуации населения при гидродинамической аварии; при проектировании и строительстве новых жилых районов на территориях, подверженных затоплению, при страховании жилья.

8.2. Моделирование волн прорыва напорных фронтов гидроузла № 7 Канала им. Москвы

Гидроузел № 7 относится к гидроузлам южного (Москворецкого) склона канала им. Москвы. Верхний бьеф гидроузла № 7 огражден земляными плотинами: Икшинской – с севера, Химкинской № 29 – с юга, Пестовской, Пяловской и Пироговской – с востока. Таким образом, создана цепь водохранилищ, объединяемая соединительными каналами; она создает единое водохранилище водораздельного бьефа площадью 60,7 км² и объемом 348,7 млн м³, по которому осуществляется судоходство (рис. 8.2.1). Основной производственной задачей гидроузла № 7 (космический снимок представлен на рис. 8.2.2) является осуществление бесперебойного судопропуска и поддержание его сооружениями нормального подпорного уровня воды в водораздельном бьефе Канала им. Москвы.

Учитывая отмеченные особенности водохранилищ водораздельного бьефа, была создана единая компьютерная двумерная (в плане) гидродинамическая модель водохранилищ водораздельного бьефа, шлюзов №№ 7,8, канала № 294, Химкинской плотины № 29, участка долины р. Химки от плотины до устья и участка долины р. Москвы от Тушинской поймы до Карамышевской плотины (рис. 8.2.3). На этой модели были рассчитаны 2 сценария гидродинамической аварии с прорывом напорного фронта. Сценарий № 1 (наиболее тяжелый) – образование прорана в грунтовой плотине гидроузла № 7 (Химкинской) при УВБ = НПУ = 162,11 м, прорыв напорного фронта, распространение волны прорыва в нижнем бьефе вплоть до Перервинского гидроузла, при условии своевременного полного раскрытия Карамышевской плотины. Сценарий № 2 (наиболее вероятный) – разрушение сегментного затвора верхней головы шлюза № 7 при открытых воротах средней головы и закрытых нижних воротах и/или разрушение ворот средней головы при открытом сегментном затворе и закрытых воротах нижней головы.

Сценарий № 1. В качестве начальных условий в водохранилищах задавался уровень воды 162,11 м, равный НПУ, в шлюзе № 7 и в канале № 294 – 143,00 м, в шлюзе № 8 и в р. Москва – 126,00 м. В дамбе плотины № 29 было выполнено небольшое углубление (начальный проран), через который начинался излив в нижний бьеф с последующим развитием прорана и разрушением Химкинской плотины. На выходе из модели (в створе Карамышевской плотины) задавалось граничное условие – уровень воды 126,00 м. Расчеты производились с применением модели развития прорана в грунтовой плотине [Васильева, 2009; Беликов, Васильева, 2010], сложенной однородным грунтом. Динамика развития прорана в Химкинской плотине представлена на рис. 8.2.4.

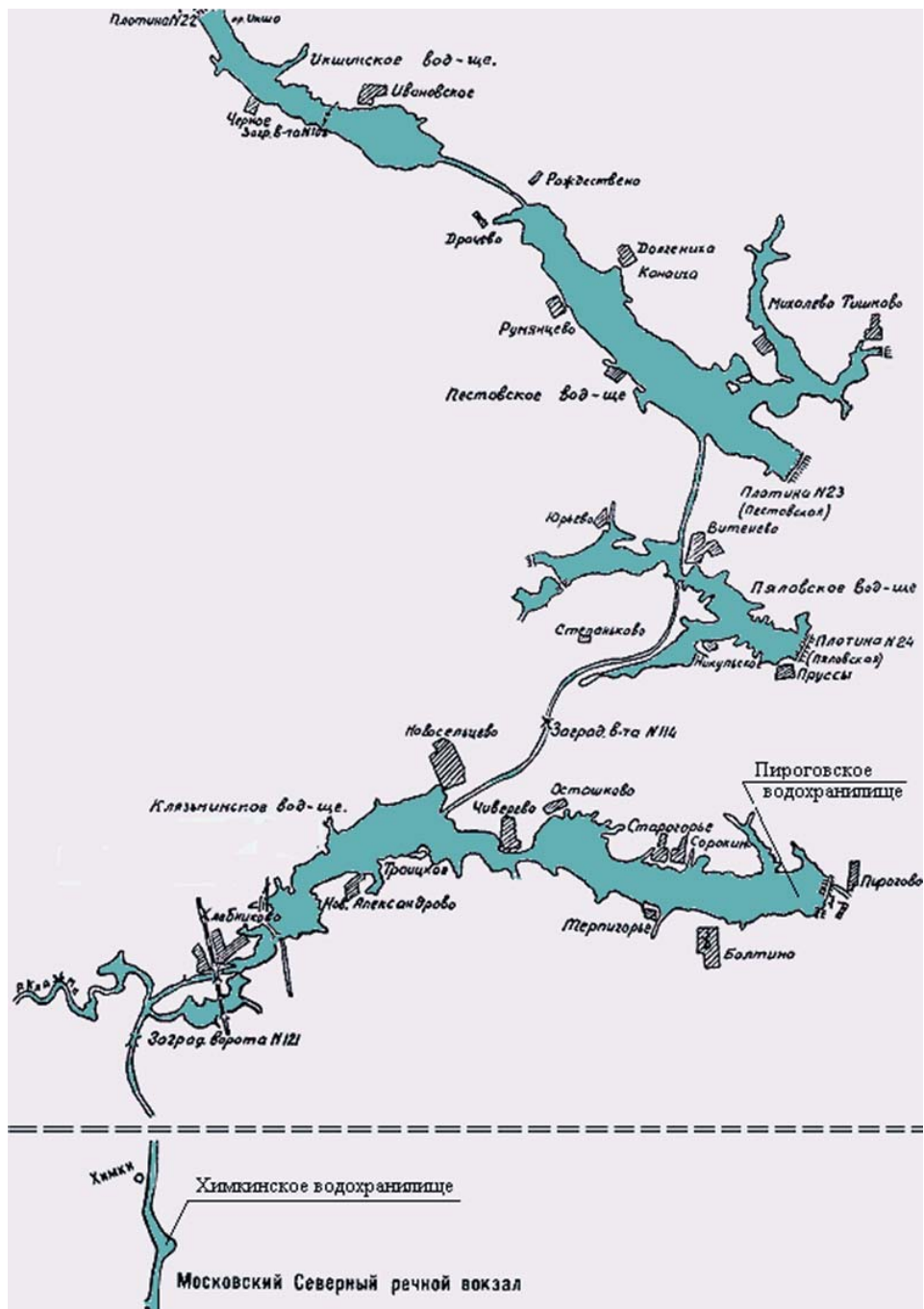


Рис. 8.2.1. Схематический план водохранилищ южного (Москворецкого) склона Канала им. Москвы

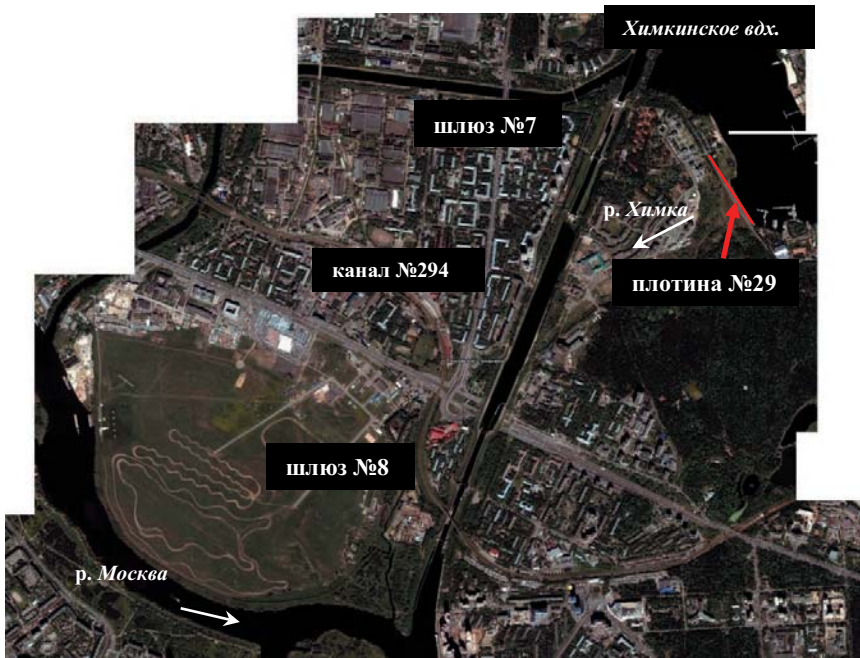


Рис. 8.2.2. Космический снимок г/у № 7

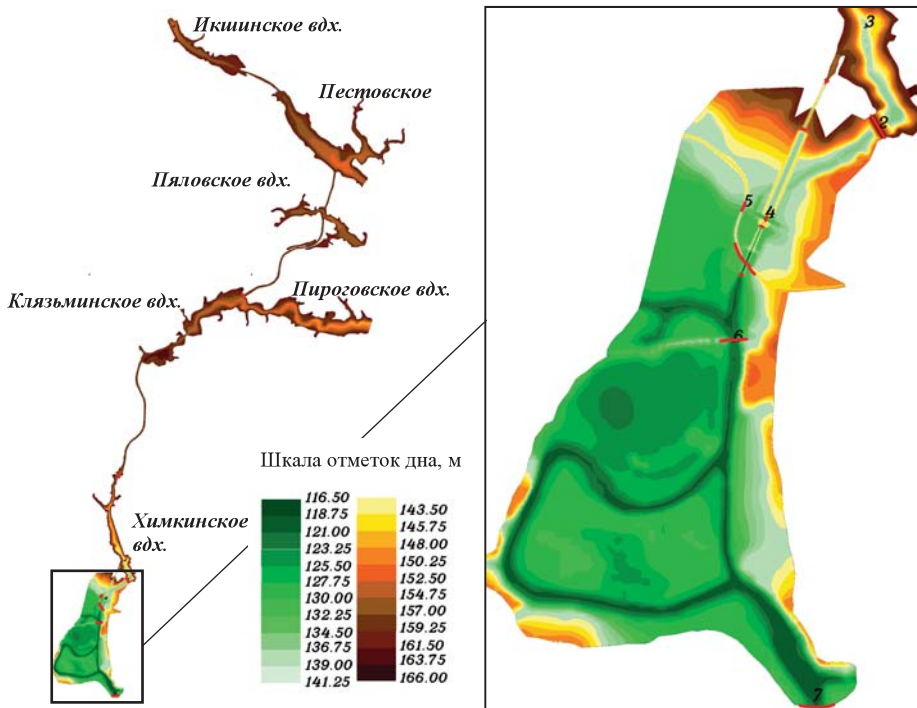


Рис. 8.2.3. ЦМР единой гидродинамической модели водохранилищ водораздельного бьефа, исследуемых сооружений Канала им. Москвы, участков долин р. Химка и Москва

канала № 294 с незначительным перехлестом в канал (через дамбу противоположного берега канала вода не переливается), далее попадает в систему автодорожных тоннелей под каналом на Волоколамском шоссе (рис. 8.2.6) и раздваивается. По тоннелям около половины расхода уходит на правую сторону канала, заливая полностью улицу Водников, частично прорывается еще дальше по Волоколамскому шоссе под ж/д мостом в сторону Тушинского аэродрома. Основной расход (на пике около 4200 м³/с) проходит с двух сторон от шлюза № 8 и непосредственно над ним в отверстие ж/д моста над нижней камерой шлюза № 8. При этом конуса моста, которые, как показали натурные обследования, практически не имеют крепления, будут разрушены, и мост рухнет.

Далее волна растечется по Троице-Лыковской пойме, пройдет по излучине Серебряного Бора с частичным подтоплением жилого поселка. К Карамышевской плотине пик прорывного паводка подойдет через 3 часа после начала аварии с максимальным расходом около 2200 м³/с (рис. 8.2.5).

В расчетах по сценарию № 1 было получено, что максимальный расход перетока по участку Канала им. Москвы между Пяловским и Клязьминским водохранилищами составил всего около 50 м³/с, а максимальные скорости в канале всего около 0,15 м/с (рис. 8.2.7). По-видимому, при таких скоростях возможно закрытие заградворот № 114, но даже если этого и не произойдет, наиболее удаленные от Химкинского водохранилища водораздельного бьефа (Икшинское, Пестовское, Пяловское) оказывают очень слабое влияние на параметры прорывной волны.

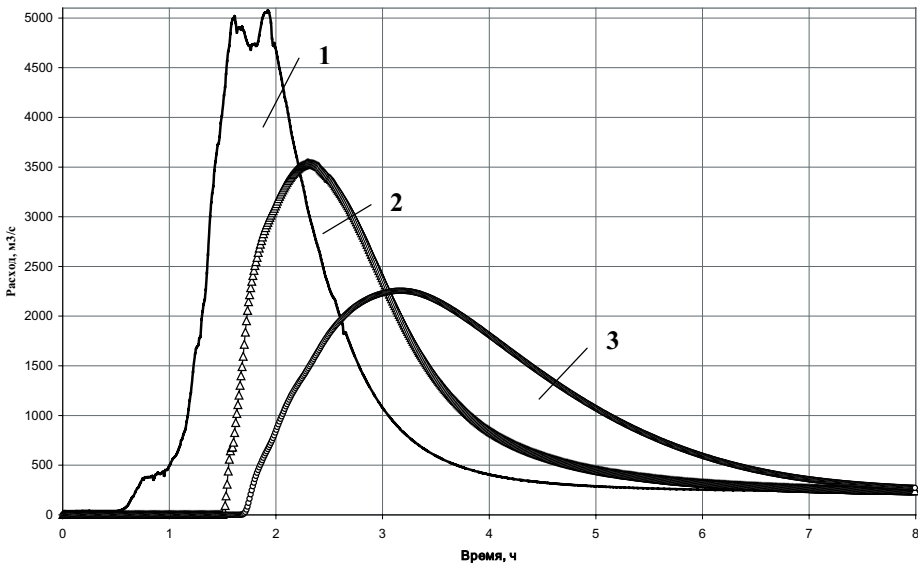


Рис. 8.2.5. Гидрографы расходов воды в контрольных створах при прорыве Химкинской плотины. 1 – гребень Химкинской плотины, 2 – р. Москва Строгинский мост, 3 – р. Москва Карамышевская плотина

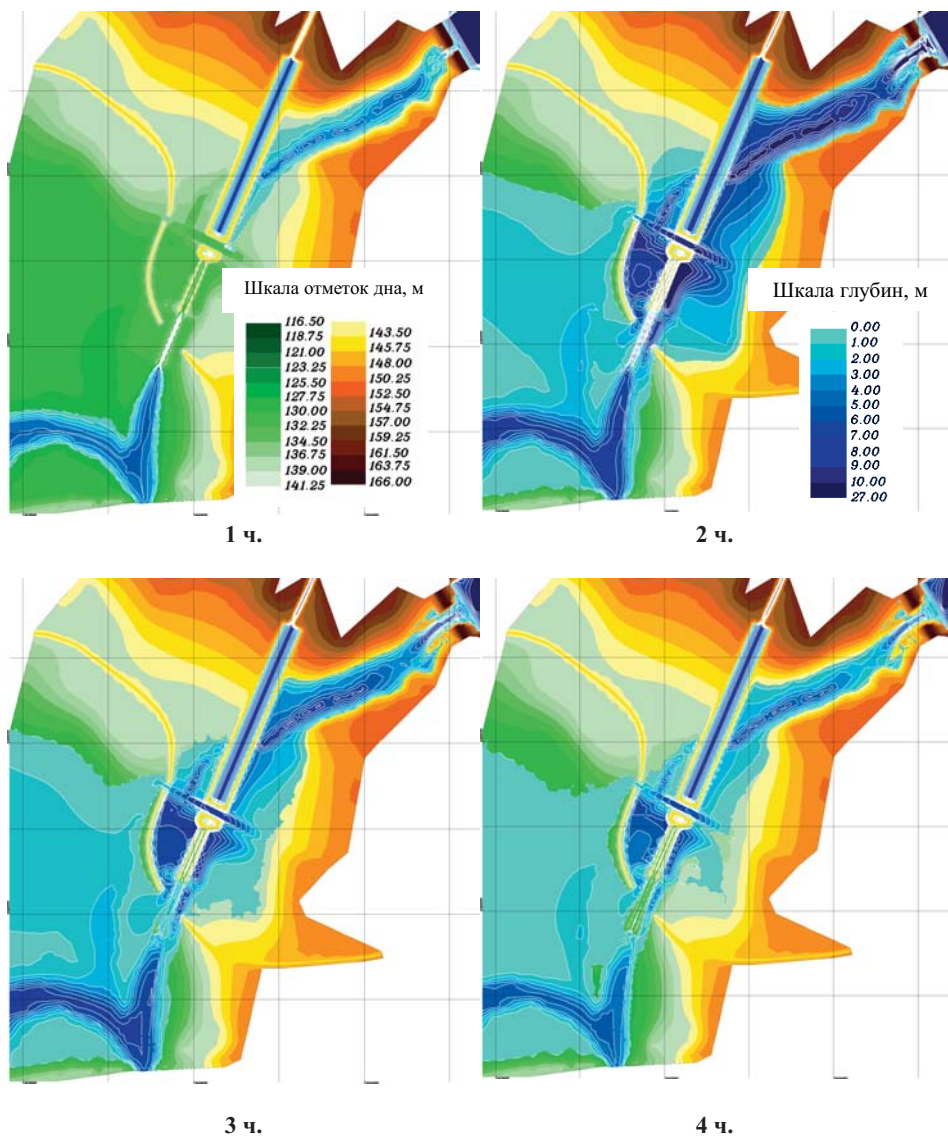


Рис. 8.2.6. Динамика распространения волны прорыва (в глубинах) при образовании прорана в Химкинской плотине по сценарию 1

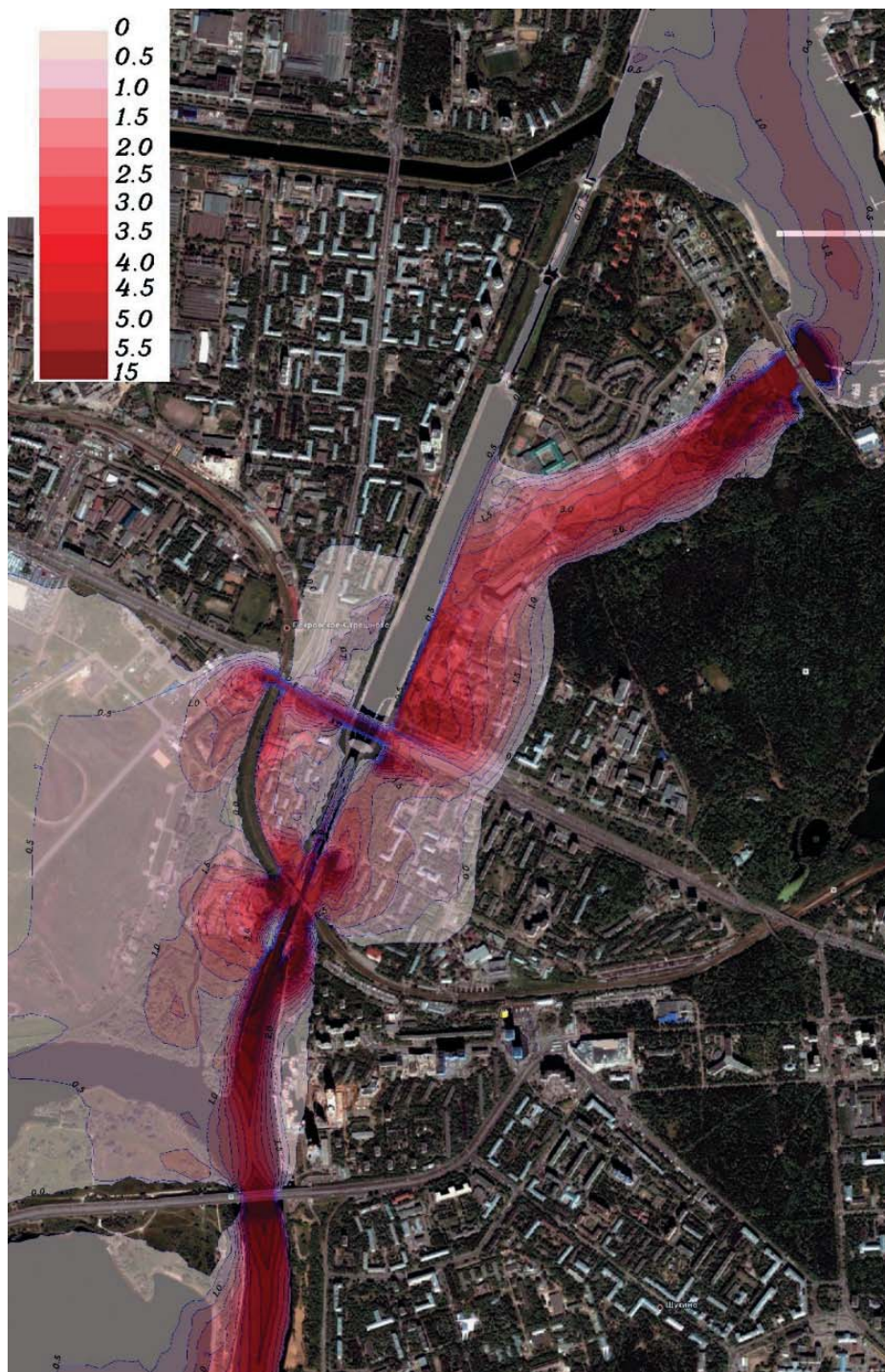


Рис. 8.2.7. Максимальные скорости течения на участке между Химкинским водохранилищем и Стругинским мостом при разрушении Химкинской плотины

Сценарий № 2. Начальные условия те же, что и в сценарии № 1.

Динамика прохождения волны прорыва по этому сценарию такова. Максимальный расход перелива через нижние ворота шлюза № 7 и прилегающую территорию в начальный момент времени составит $520 \text{ м}^3/\text{с}$, в дальнейшем он будет плавно уменьшаться. Этот расход в основном попадает в канал № 294 и будет вытекать через его дамбы в обе стороны, с дальнейшим стеканием в тоннель Волоколамского шоссе и далее по направлению к Москве-реке (рис. 8.2.8). Зоны затопления и вероятные ущербы будут в этом случае значительно меньше, чем в сценарии № 1. На рис. 8.2.9 на космическом снимке изображены максимальные скорости течения при такой аварии.

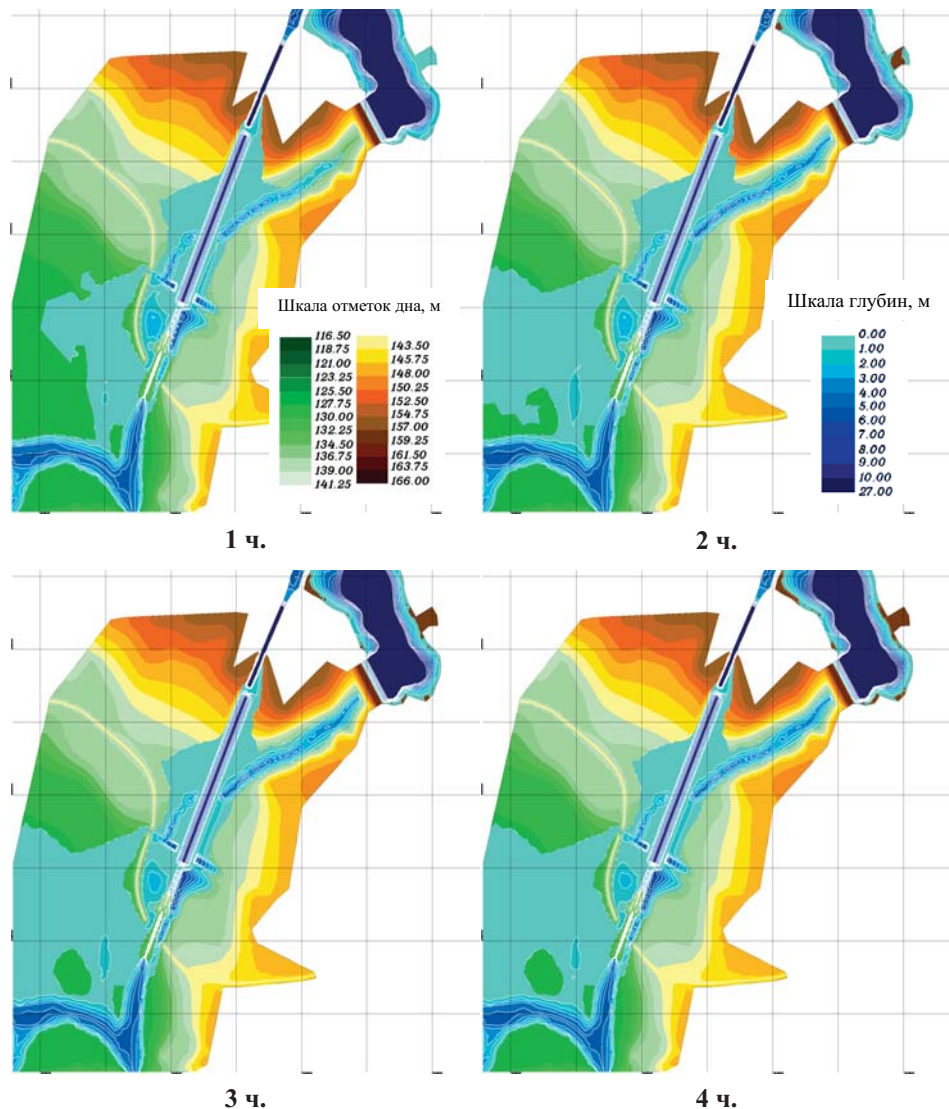


Рис. 8.2.8. Динамика распространения волны прорыва (в глубинах) при аварии на шлюзе № 7 по сценарию 2

Проведенные в выполненной работе дополнительные исследования, не представленные в настоящем разделе, показали невозможность возникновения каскадной аварии на р. Москве из-за прорыва г/у № 7, т.е. прорывов напорных фронтов Карамышевского и Перервинского гидроузлов, при условии своевременного раскрытия последних. Практически не подвергнется затоплению прорывным паводком и территория садоводческого товарищества «Речник», приобретшего определенную известность. В целом же ущербы от возможного прорыва Химкинской плотины будут весьма существенными.

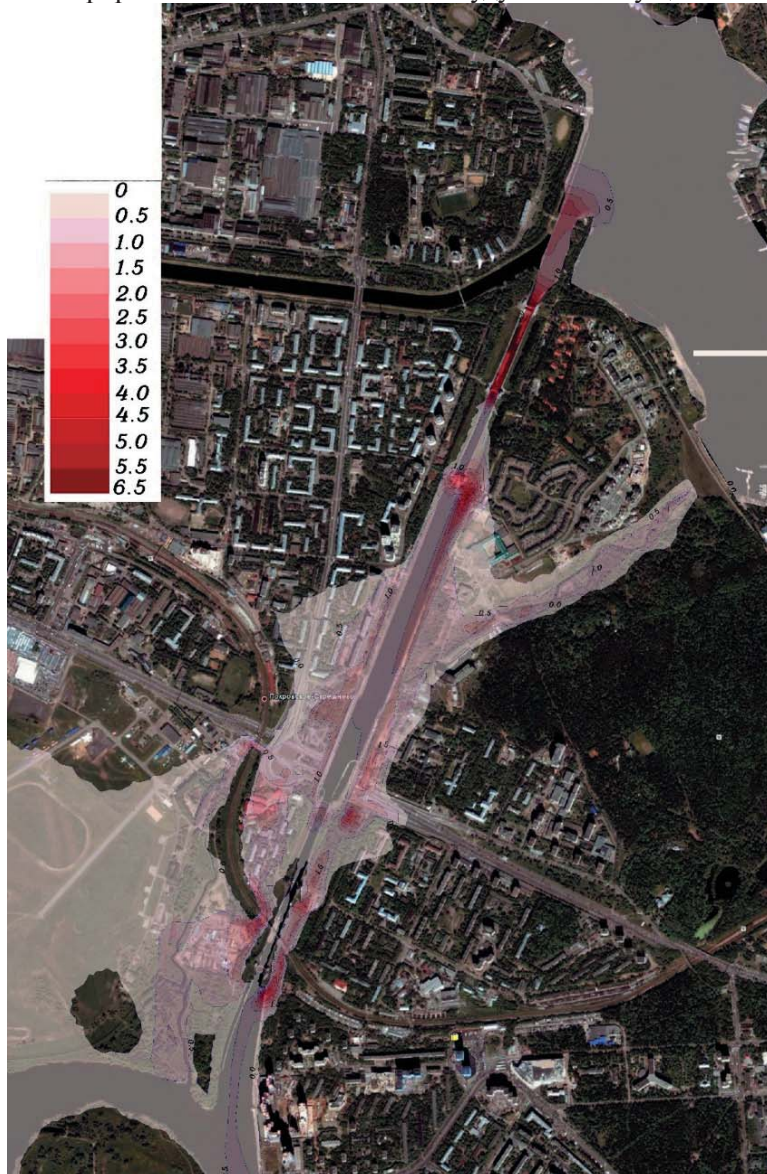


Рис. 8.2.9. Максимальные скорости течения при аварии на шлюзе № 7

9. Каскадные гидродинамические аварии

9.1. Упреждающее моделирование каскадной гидродинамической аварии на примере Краснодарского гидроузла

В данном разделе будет рассмотрена задача образования двух последовательных проранов в земляной плотине и железнодорожной насыпи, перегораживающей пойму в нижнем бьефе Краснодарского гидроузла (не основано на реальной угрозе).

На практике ситуации с несколькими последовательно возникающими проранами могут встречаться довольно часто. При наличии в нижнем бьефе автомобильных и железнодорожных мостов и насыпей, являющимися препятствием на пути прорывного паводка, может произойти их разрушение. В предлагаемой физико-математической модели развития прорана пользователь не ограничен количеством прорываемых сооружений. Примерами объектов со сложными ситуационными условиями в нижнем бьефе можно назвать Истринский гидроузел с десятью мостами в нижнем бьефе (см. п.7.3 монографии); Пироговский гидроузел, в непосредственной близости от которого расположено 11 автодорожных мостов, 2 железнодорожных и акведук; Краснодарский гидроузел, в нижнем бьефе которого расположена перегораживающая пойму железнодорожная насыпь с двумя пойменными и одним русловым мостами.

В качестве примера продемонстрируем применение модели STREAM 2D CUDA к расчету волны прорыва левобережной земляной плотины Краснодарского гидроузла. Следует отметить, что впервые такой расчет с применением модифицированной версии программы «БОР» [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2001] был выполнен в 2008–2009 годах и опубликован в [Беликов, Васильева, Прудовский, 2010]. В излагаемом ниже материале все расчеты выполнены заново на основе программного комплекса STREAM 2D CUDA [Алексюк, Беликов, 2017а].

9.1.1. Объект исследования

Краснодарский гидроузел расположен в среднем течении р. Кубань в 248 км от ее устья в пределах Теучежского района Республики Адыгея, на восточной окраине г. Краснодара, Краснодарского края. В состав гидроузла входит водосбросное сооружение и рыбоподъемник, судоходный шлюз, земляная плотина (рис. 9.1.1).

Краснодарское водохранилище существует с 1973 года. Нормальный подпорный уровень воды в водохранилище соответствует отметке 32,75 м, форсированный уровень обеспеченностью 0,1% – 35,23 м, уровень мертвого объема – 25,85 м. При НПУ площадь зеркала воды равна 400·млн м², а объем – 2396·млн м³. Длина водохранилища составляет 46 км, средняя ширина – 8,7 км. Расчетный форсированный уровень обеспеченностью 0,01% с гарантированной поправкой равен 36,5 м.

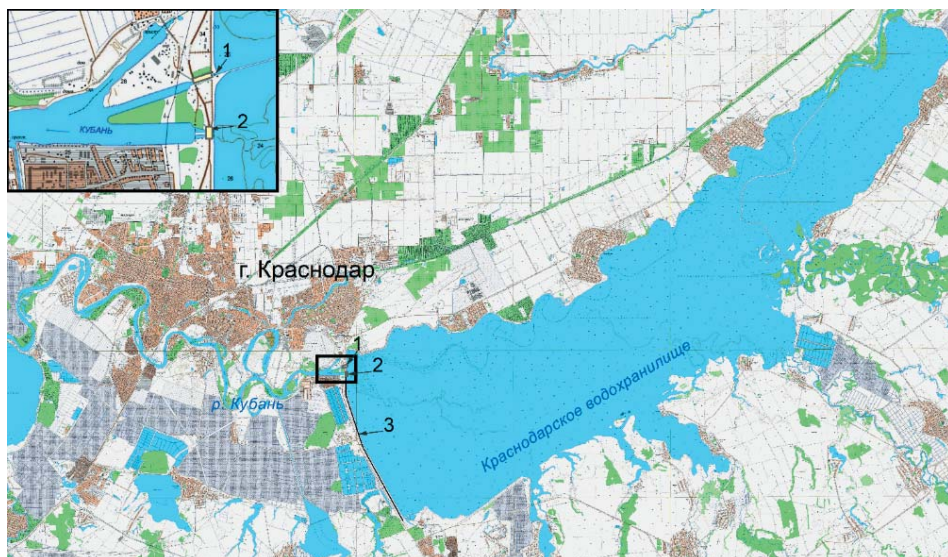


Рис. 9.1.1. Схема Краснодарского гидроузла: 1 – судоходный шлюз, 2 – водосбросное сооружение, 3 – земляная плотина

Земляная плотина общей протяженностью 11,4 км расположена в пределах поймы р. Кубань. Высота плотины в районе поймы 14–16 м, в районе русла – до 21 м. Отметка гребня плотины по проекту на длине 10,4 км составляет 37,70 м (фактическая 37,35 м), в пределах аванпорта на длине 1,0 км – 36,80 м. Проектная ширина плотины по гребню – 8 м. Гребень плотины на большей своей части имеет гравийное покрытие, а на остальной части длины – бетонное. Верховой откос закреплен монолитными железобетонными плитами. Низовой откос плотины по всей длине плотины засеян многолетними травами по слою растительного грунта (рис. 9.1.2).

Земляная плотина делится на три участка, различаемые по способу возведения и составу грунта. Первый участок протяженностью 4,4 км возведен сухойروشными механизмами из суглинков и легких глин; второй участок – переходный длиной 0,35 км отсыпан частично из связных, частично из песчаных грунтов; третий участок длиной 6,7 км – намыт способом гидромеханизации из мелко- и среднезернистых песков. Створ прорана выбран на переходном участке, как потенциально опасном.

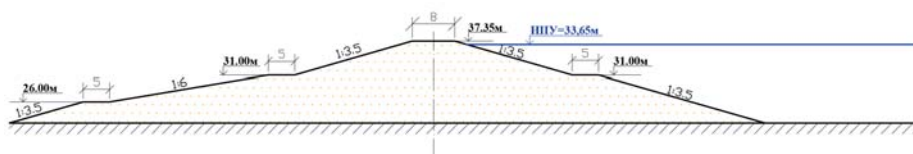


Рис. 9.1.2. Схематичный поперечный разрез по земляной плотине Краснодарского г/у

9.1.2. Исходные данные и сценарий аварии

Исходными данными для построения численной модели Краснодарского гидроузла являлось:

- растровые и электронные топографические карты местности;
- лоцманские карты участка р. Кубань;
- космические снимки высокого разрешения Google Map и Yandex Map (получены из открытого доступа сети Internet);
- геометрические и технические параметры сооружений Краснодарского гидроузла;
- гидрологические данные.

Рассмотрим гипотетический сценарий аварии на Краснодарском гидроузле. На фоне среднемноголетнего паводка происходит наполнение водохранилища до высокого уровня, равного ФПУ, на некотором удалении от основных бетонных сооружений на гребне земляной плотины возникает брешь (начальный проран). При постепенном раскрытии прорана в нижнем бьефе начинает формироваться техногенный паводок, волна которого спустя некоторое время достигает железнодорожной насыпи. В месте понижения отметок гребня насыпи начинается перелив, который приводит к образованию второго прорана.

В численной модели начальный проран на плотине реализуется на трех ячейках расчетной сетки (в направлении поперек потока), отметка его дна заглубляется на 0,5 м ниже уровня воды в верхнем бьефе. На железнодорожной насыпи начального прорана не задаем.

9.1.3. Схематизация численной модели Краснодарского гидроузла

Численная модель общей протяженностью 81 км включала в себя Краснодарское водохранилище длиной 45 км, земляную плотину протяженностью 11,4 км, участок нижнего бьефа длиной около 36 км, включая русло р. Кубань.

Формирование ЦМР модели производилось на основе поверхности TIN. На начальном этапе выполнялась оцифровка лоцманских и растровых карт. По космическим снимкам проводилась актуализация рельефа и объектов инфраструктуры в соответствии с современным состоянием. Объем водохранилища при заданном уровне воды на численной модели проверялся по фактической кривой зависимости объема от уровня воды. Конструкция плотины воспроизводилась на поверхности рельефа, согласно описанию ее конструктивных особенностей. Для наилучшего согласования с расчетной сеткой ширина гребня оградительных дамб, оросительных каналов, автодорожных и железнодорожных насыпей была условно увеличена до 30 м. Левобережная пойма, по которой и пройдет основная часть волны техногенного паводка, представляет собой широкую (около 8,5 км) и практически плоскую поверхность. На ней расположены в основном рисовые поля, оросительные каналы и дороги между ними. Населенные пункты расположены на некотором возвышении. Наиболее существенным на пути волны прорыва будет железнодорожная насыпь, пересекающая пойму поперек. Кроме руслового железнодорожного моста, на левом берегу в насыпи есть два пойменных моста. Ширина пролета

руслового ж/д моста – 290 м, пойменных 89 и 35 м. Имеется автодорожная насыпь, идущая вдоль поймы от плотины до железной дороги, а далее идущей вдоль нее. В автодорожной насыпи имеется несколько мостовых переходов. Среди других объектов, пересекающих пойму, оросительный канал, который ограждают две дамбы. Все перечисленные объекты были учтены в модели рельефа.

Построение расчетной сетки численной модели, адаптированной к особенностям объекта исследований, выполнялось с дополнительным сгущением в месте расположения прорана в земляной плотине и предполагаемом месте размыва ж/д насыпи. В нижнем бьефе полигонами выделялось русло р. Кубань, здесь строилась криволинейная четырехугольная сетка в количестве 7 ячеек поперек русла, размер ячеек варьировался от 30 до 120 м по течению реки и от 17 до 50 м поперек. Выделялись береговые дамбы, автодорожные и железнодорожные насыпи по три ячейки поперек (одна на гребне и еще по одной на откосы), размер четырехугольных ячеек по длине объекта составил от 30 до 60 м, по ширине – 30 м. В месте предполагаемого размыва ж/д насыпи размер четырехугольной сетки составил 30×30 м. На земляной плотине длина ячейки сетки составила 8 м поперек плотины и от 8 до 50 м вдоль сооружения. В месте предполагаемого прорана на участке земляной плотины протяженностью 1,2 км размер четырехугольной сетки равнялся 8×8 м. На всей остальной расчетной области строилась неравномерная треугольная сетка с длинами сторон от 8 до 150 м. Общее количество ячеек расчетной сетки составило 113 129.

Грунт тела плотины и ж/д насыпи, среднезернистый песок, задается на модели в виде одной фракции с $D_{50} = 0,3$ мм; $D_{90} = 0,7$ мм. Тангенс угла естественного откоса под водой равен 0,6 (30°), над водой – 1,2 (50°).

На модели задавалось 7 расчетных границ: 1) входная – верхняя часть Краснодарского водохранилища – условие «расход»; 2) водосбросное сооружение со стороны верхнего бьефа – условие «уровень»; 3) водосбросное сооружение со стороны нижнего бьефа – условие «расход»; 4) выходная – условие Q-Z; 5) железнодорожный мост через р. Кубань – условие «контроль»; 6) створ прорана на земляной плотине – условие «контроль»; 7) створ прорана на железной дороге – условие «контроль».

Задавалось 37 контрольных точек, их перечень указан в табл. 9.1.1. Расчетная схема с указанием местоположения контрольных точек и границ, фрагменты ЦМР и расчетной сетки приведены на рис. 9.1.3.

Табл. 9.1.1. Контрольные точки численной модели Краснодарского гидроузла

№ КТ	Наименование	Местоположение относительно Краснодарского гидроузла
1	Краснодарское водохранилище, верхняя часть	ВБ
2	Краснодарское водохранилище	ВБ
3	Краснодарское водохранилище перед водосбросным сооружением	ВБ
4	Краснодарское водохранилище перед прораном	ВБ
5	р. Кубань за водосбросным сооружением	НБ, русло
6	р. Кубань напротив выхода из Чибийского канала	НБ, русло
7	р. Кубань ж/д мост	НБ, русло
8	р. Кубань а/д мост	НБ, русло
9	р. Кубань напротив Шапсугского водохранилища	НБ, русло
10	р. Кубань вблизи выходной границы	НБ, русло
11	н.п. Тлюстенхабль	НБ, пойма, левый берег
12	г. Краснодар	НБ, пойма, правый берег
13	н.п. Козет	НБ, пойма, левый берег
14	н.п. Яблоневский	НБ, пойма, левый берег
15	г. Краснодар за ж/д	НБ, пойма, правый берег
16	СНТ выше Шапсугского водохранилища	НБ, пойма, левый берег
17	н.п. Новобжегокай	НБ, пойма, левый берег
18	н.п. Афисип	НБ, пойма, левый берег
19	СНТ	НБ, пойма, правый берег
20	н.п. Панахес	НБ, пойма, левый берег
21	н.п. Елизаветинская	НБ, пойма, правый берег
22	н.п. Белозерный	НБ, пойма, правый берег
23	створ прорана	гребень плотины
24	верховой откос плотины	ВБ, берма
25	низовой откос плотины	НБ, берма
26	основание плотины	НБ, пойма за прораном
27	автодорога, идущая вдоль основания плотины	НБ, пойма за прораном
28	а/д мост (№ 1) на А-146	НБ, пойма, левый берег
29	а/д мост (№ 2) на А-146, Чибийский канал	НБ, пойма, левый берег
30	а/д мост (№ 3) на А-146, Е-115	НБ, пойма, левый берег
31	автодорога, идущая поперек поймы	НБ, пойма, левый берег
32	ж/д насыпь, место понижения	НБ, пойма, левый берег
33	пойма выше ж/д насыпи	НБ, пойма, левый берег
34	пойма ниже ж/д насыпи	НБ, пойма, левый берег
35	ж/д мост (№ 1) над Чибийским каналом	НБ, пойма, левый берег
36	ж/д мост (№ 2) над а/д (ул. Ленина)	НБ, пойма, левый берег
37	Шапсугское водохранилище	НБ, пойма, левый берег

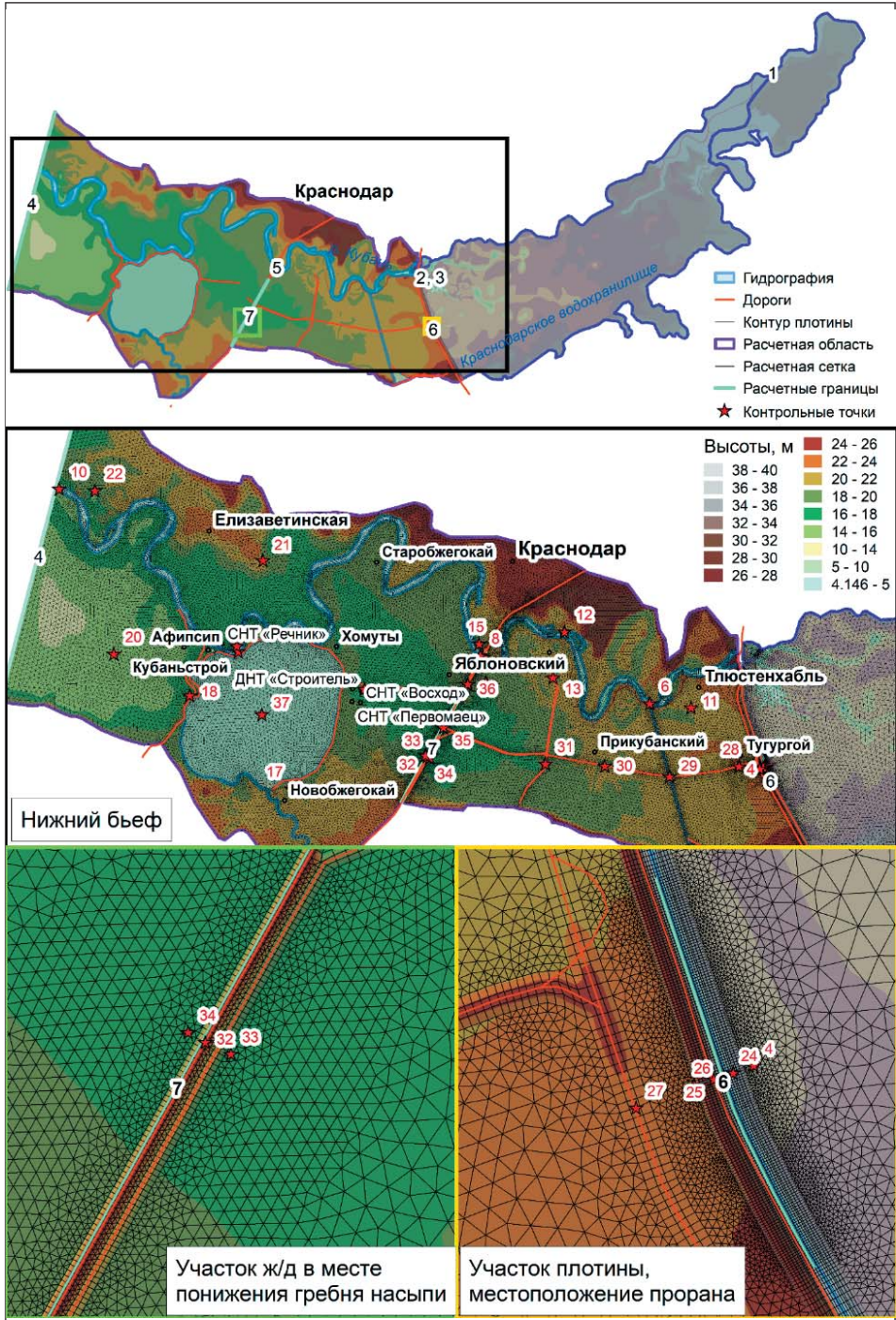


Рис. 9.1.3. Расчетная схема, фрагменты ЦМР и расчетной сетки численной модели Краснодарского гидроузла

9.1.4. Результаты расчета каскадной гидродинамической аварии на Краснодарском гидроузле

Расчет установления течений в верхнем и нижнем бьефах Краснодарского гидроузла, предшествующий расчету аварии, производился при заданном среднемесячном расходе притока к водохранилищу равном $364 \text{ м}^3/\text{с}$. Продолжительность расчета аварии составляет 48 часов, за этот промежуток времени будут достигнуты и пройдены максимальные параметры прорывного паводка.

По результатам расчетов строим графики гидрографов расхода излива для выбранных створов: проран в земляной плотине, проран в железнодорожной насыпи, русловой железнодорожный мост через р. Кубань и выходная граница модели – рис. 9.1.4. Для анализа скорости размыва плотины и ж/д насыпи строим профили по оси сооружения – рис. 9.1.5.

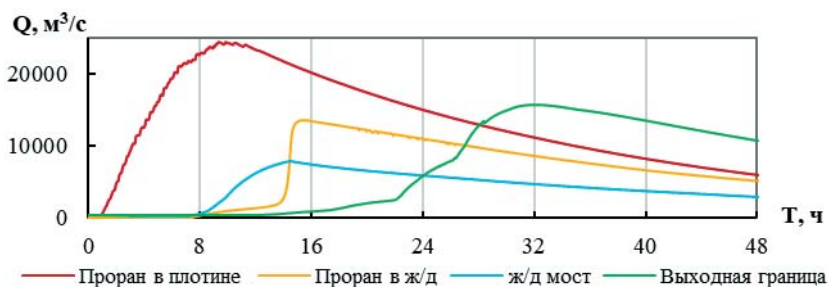


Рис. 9.1.4. Гидрографы расхода излива через некоторые створы при прорыве

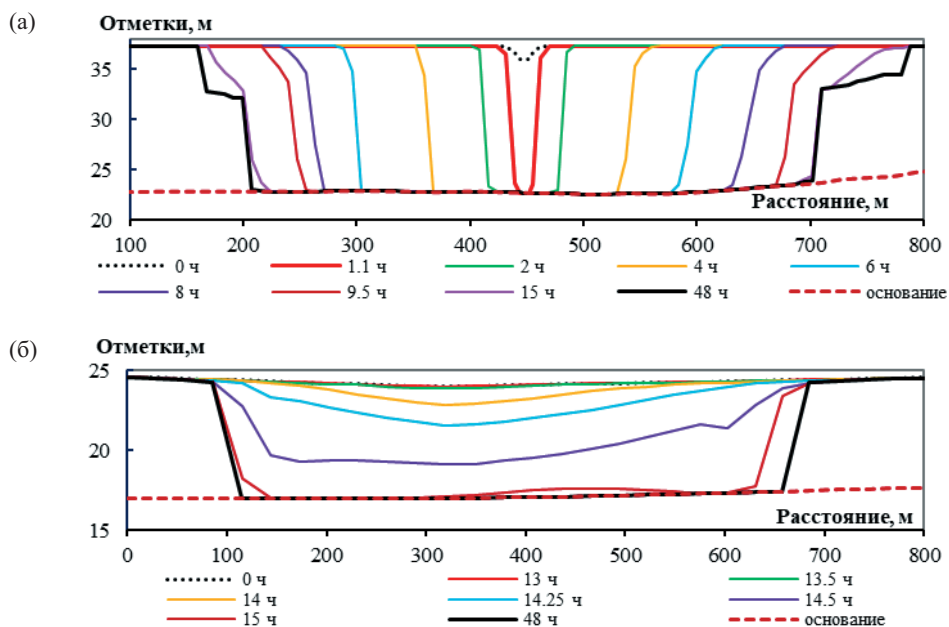


Рис. 9.1.5. Профили проранов в земляной плотине (а) и железнодорожной насыпи (б) на некоторые моменты времени, вид со стороны нижнего бьефа

Трансформация максимальных расходов излива выглядит так: в створе прорана его значение составляет $24\,365\text{ м}^3/\text{с}$, в створе руслового железнодорожного моста через р. Кубань – $7\,857\text{ м}^3/\text{с}$, в проране железнодорожной насыпи – $13\,568\text{ м}^3/\text{с}$, на выходной границе модели – $15\,682\text{ м}^3/\text{с}$.

В проране на земляной плотине в течение первого часа аварии начальная прорезь размывается в глубину до основания плотины (см. рис. 9.1.5 а, 9.1.6). Затем проран начинает интенсивно расширяться, при достижении максимального расхода излива ширина раскрытия прорана по гребню плотины равна 513 м. Такое интенсивное расширение происходит до 15 часов с момента начала расчета. В 20 часов достигается максимальная ширина раскрытия 625 м, которая практически не меняется.

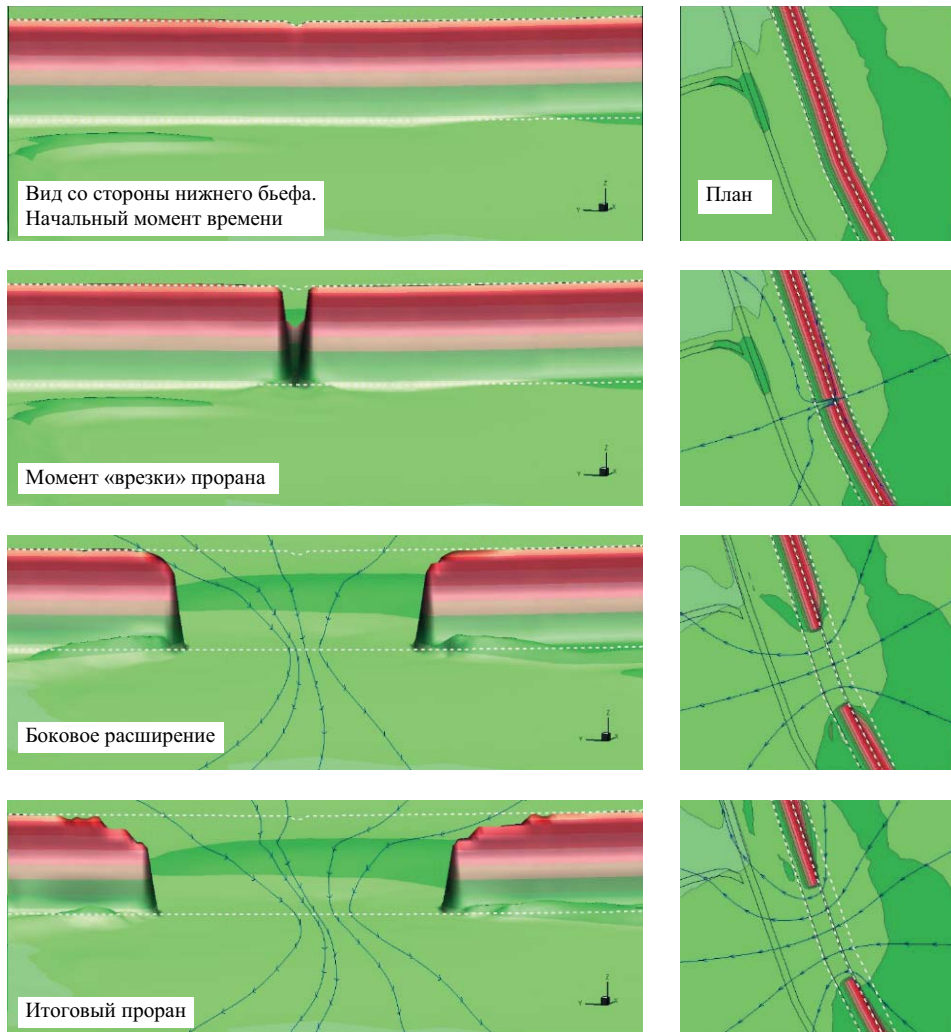


Рис. 9.1.6. Этапы развития прорана в теле земляной плотины Краснодарского гидроузла (вертикальный масштаб увеличен в 10 раз)

В проране на железнодорожной насыпи идет резкое увеличение расхода излива до максимального значения, что может говорить о достаточно быстром размыве (см. рис. 9.1.5 б, 9.1.7), за 2 часа (с 13 до 15 часов) проран достигает основания насыпи и раскрыт на максимальную ширину 649 м. Размыв тела насыпи происходит по всему переливаемому фронту.

Подводя итог, можно описать всю динамику прохождения аварии. Водохранилище наполнено до высокого уровня, равного ФПУ, через водосбросное сооружение в нижний бьеф поступает заданный расчетный расход. В теле земляной плотины на некотором удалении от водосброса образуется начальный проран глубиной 0,5 м ниже УВБ и шириной по верху 24 м.

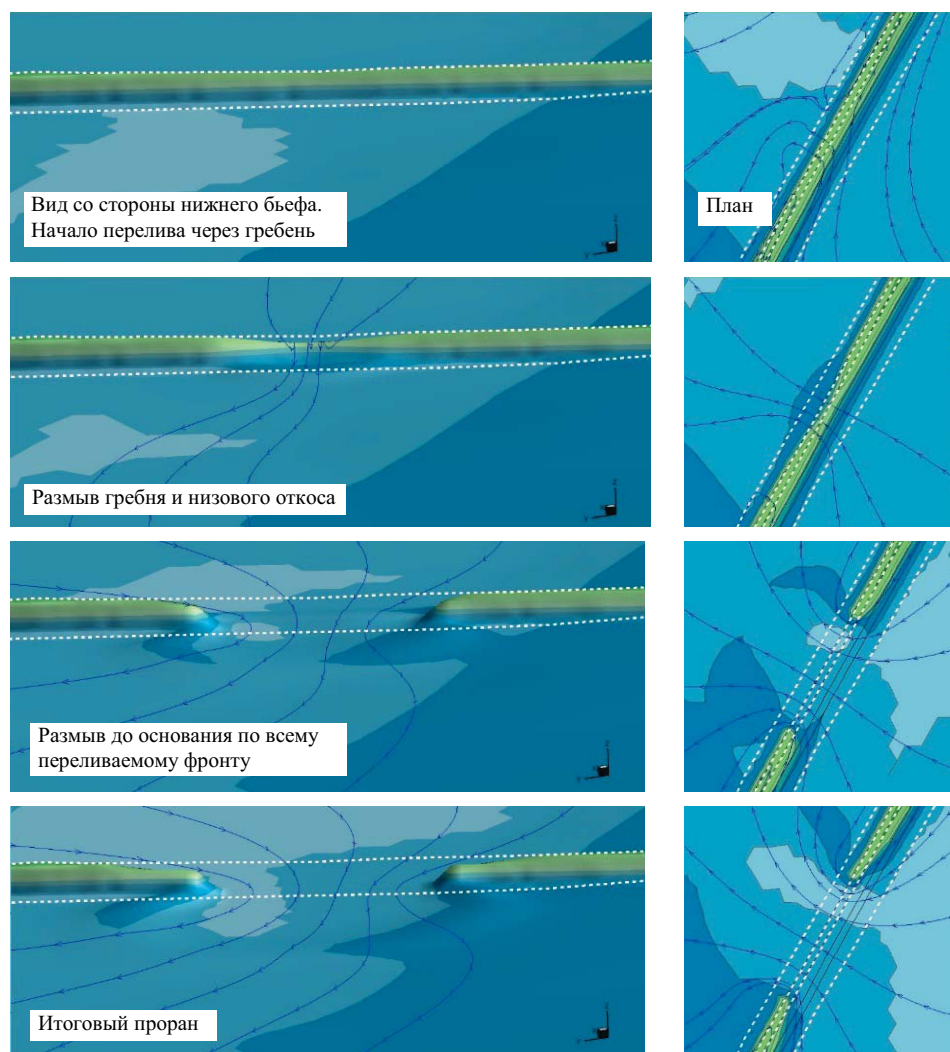


Рис. 9.1.7. Этапы развития прорана в теле железнодорожной насыпи при прорыве плотины Краснодарского гидроузла (вертикальный масштаб увеличен в 10 раз)

В течение 1,1 часа прорезь достигает основания плотины, начинается излив воды из водохранилища в нижний бьеф. Формируется волна прорыва, которая распространяется по левобережной пойме, и первыми объектами, попавшими под ее воздействие, оказываются автомобильная дорога, идущая вдоль основания плотины, автомобильные мосты на трассе А-146, оросительный канал, перегораживающий пойму. Волна прорыва достигает русла р. Кубань, частично за счет ее продвижения по пойме, частично по оросительному каналу. На левобережной пойме, миновав канал, волна прорыва достигает следующего серьезного препятствия на своем пути – железнодорожной насыпи. Это происходит примерно через 7 часов от начала аварии, ширина раскрытия прорана в плотине на этот момент равна 390 м, расход излива – 21 336 м³/с. Железнодорожная насыпь, а также идущая параллельно ей автомобильная, начинают выполнять функцию плотины, т. е. создают подпор. Одновременно с этим часть расхода поступает ниже по течению ж/д насыпи через два пойменных моста. Через 8 часов от начала аварии в створе руслового ж/д моста начинает расти уровень воды (рис. 9.1.8).

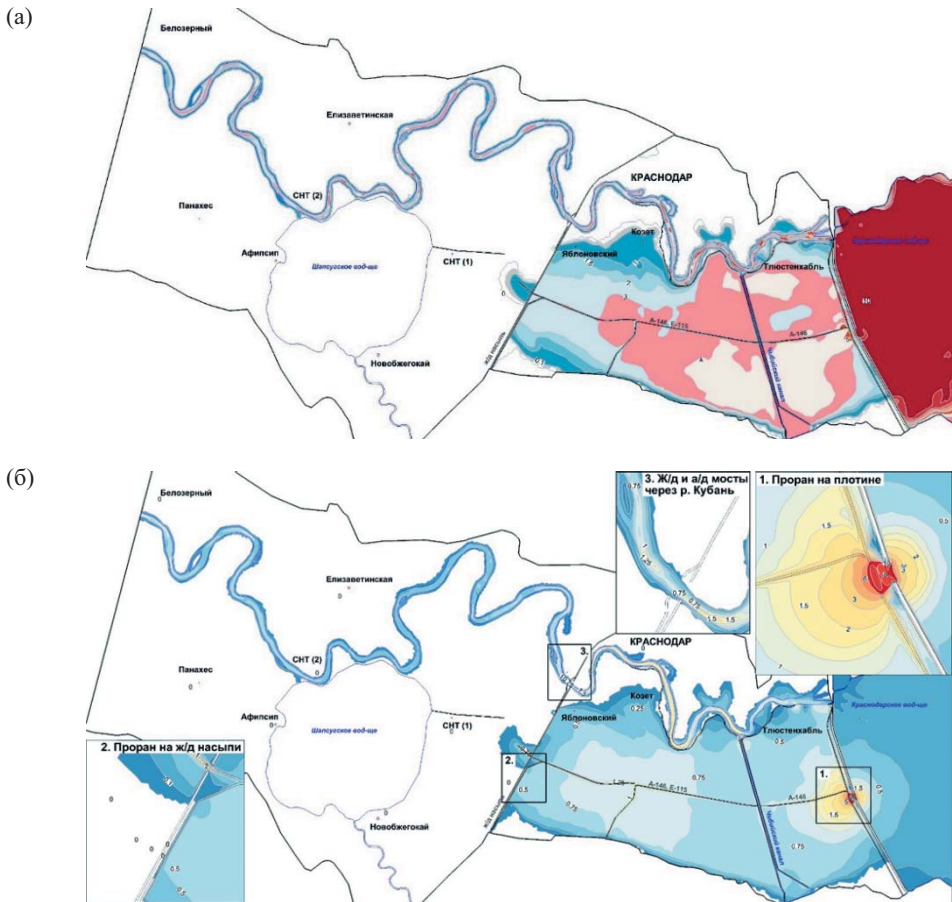


Рис. 9.1.8. Глубины затопления (а) и скорости течения (б) при распространении волны прорыва земляной плотины Краснодарского гидроузла. Момент начала подтопления ж/д насыпи

В 12 часов расчетного времени (или через 5 часов от начала подпора насыпи) уровень воды перед железнодорожной насыпью достигает ее гребня в месте понижения отметок и происходит перелив воды через гребень. Далее на протяжении около часа идет размыв низового откоса, а затем в течение еще двух часов происходит ее разрушение и образуется проран шириной 649 м. В 20 часов от начала аварии прораны в теле плотины и ж/д насыпи практически стабилизировались, идут незначительные переформирования со стороны верховых откосов и продвижение отложений вынесенного грунта ниже по течению. Расход излива снижается за счет большой потери емкости водохранилища. Расход на выходной границе модели почти в два раза превышает расход излива через створ прорана на плотине, в водохранилище еще присутствует некоторый объем воды, уровень еще не достиг уровня мертвого объема. На конец расчетного времени (48 часов) продолжается свободный излив воды через створы проранов, но уровни воды на пойме в нижнем бьефе существенно понизились (рис. 9.1.9). Процесс может продолжаться достаточно долго, пока уровень воды в водохранилище не достигнет отметок низа прорана на плотине. Однако, в рамках рассматриваемой задачи продолжать расчет до полного окончания аварии не имеет смысла.

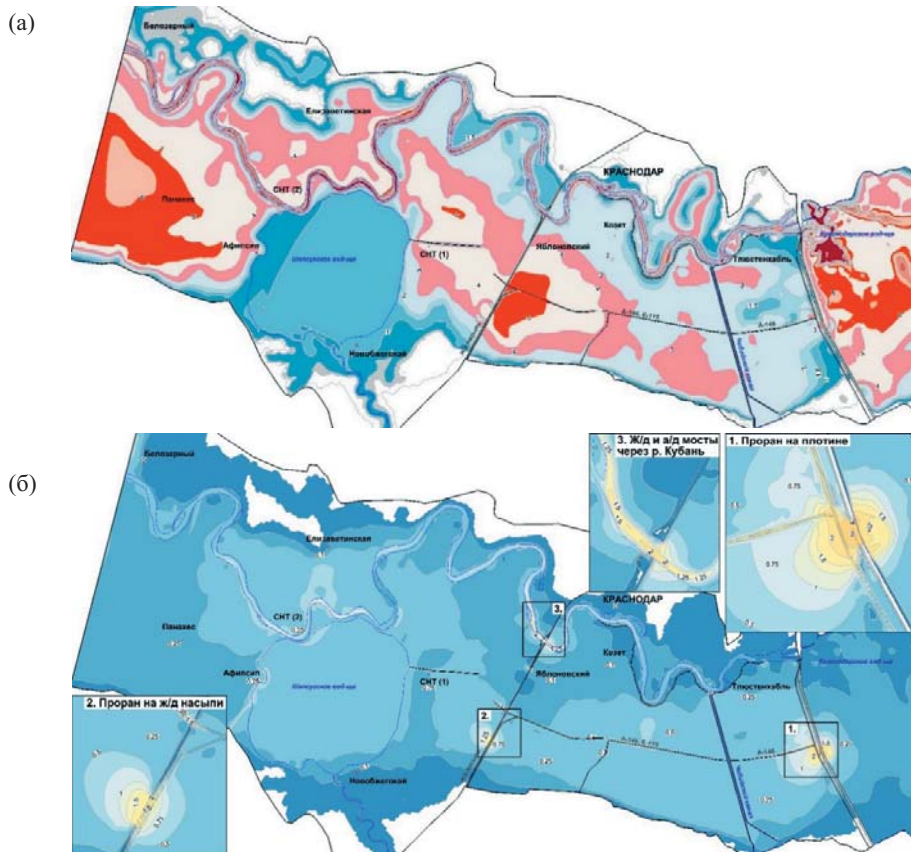


Рис. 9.1.9. Глубины затопления (а) и скорости течения (б) при распространении волны прорыва земляной плотины Краснодарского гидроузла. Момент окончания расчета

9.2. Моделирование чрезвычайных ситуаций при каскадных гидродинамических авариях на примере Урало-Кушумской ООС

Расчет каскадных гидродинамических аварий имеет ряд специфических особенностей. В данном разделе представим пример моделирования каскадной аварии для Урало-Кушумской оросительно-обводнительной системы (Республика Казахстан, Западно-Казахстанская область). Урало-Кушумская ООС включает в себя Кушумский канал (рукав р. Урал) и каскад расположенных на нем четырех водохранилищ (Кировское, Битикское, Донгелекское, Пятимарское) с объемом более 50 млн куб. м каждое (рис. 9.2.1). Общая протяженность рассматриваемого участка более 300 км.

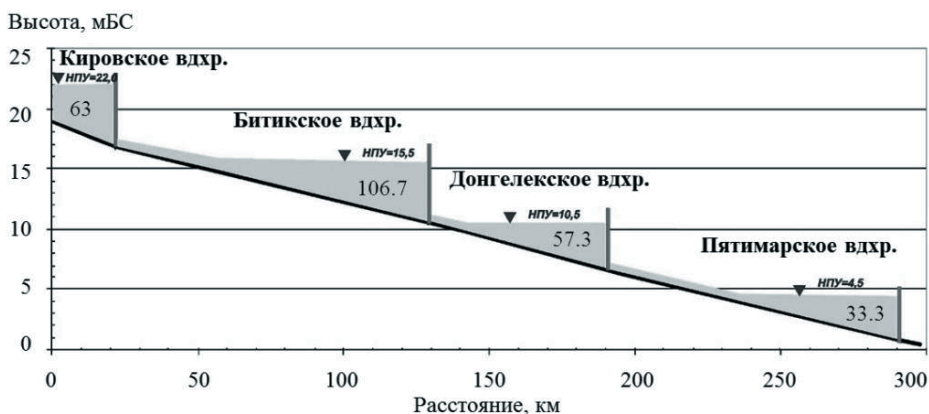


Рис. 9.2.1. Продольный профиль каскада водохранилищ Урало-Кушумской оросительно-обводнительной системы (ООС) с указанием объема водохранилищ W , млн м³

Для определения зон возможного риска был проведен расчет волн прорыва и зон затопления при разрушении напорного фронта каждого из водохранилищ системы с учетом каскадной аварии, т.к. разрушение расположенного выше по течению гидроузла может привести к прорыву нижележащего. Расчеты проводились по программе «БОР» [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2001] методом численного моделирования на основе двумерных уравнений Сен-Венана. Развитие прорана в грунтовой плотине во времени рассчитывалось по методике [Прудовский, 1998] с учетом переменной высоты плотин над поверхностью земли.

Исходными данными для построения цифровой модели рельефа явились крупномасштабные топографические карты и морфометрические характеристики р. Кушум в отдельных створах. Информация об инфраструктуре территории и населенных пунктах ввиду отсутствия свежих картографических данных уточнялась на основе космических снимков IRS LISS и IRS PAN с пространственным разрешением 23 м и 5,8 м соответственно. После этого отметки рельефа интерполировались в центры ячеек расчетной сетки при помощи специальной программы по оригинальной методике (см. п. 4.4). Для расчетов применялись гибридные треугольно-четыреугольные

сетки нерегулярной структуры. Такие сетки хорошо адаптируются под плановые очертания расчетной области и особенности течения. Русло р. Кушум и плотины водохранилищ покрывались четырехугольной сеткой, а остальная область – треугольной. Таким образом, была построена расчетная сетка с длинами сторон от 50 до 70 м вдоль русла и 20–30 м поперек, на пойме и в водохранилищах длины сторон треугольных ячеек составили от 50 м до 150 м. Фрагмент расчетной сетки приведен на рис. 9.2.2.

Также исходными данными для расчетов являлись кривые площадей и объемов водохранилищ, чертежи и гидравлические характеристики гидроузлов.

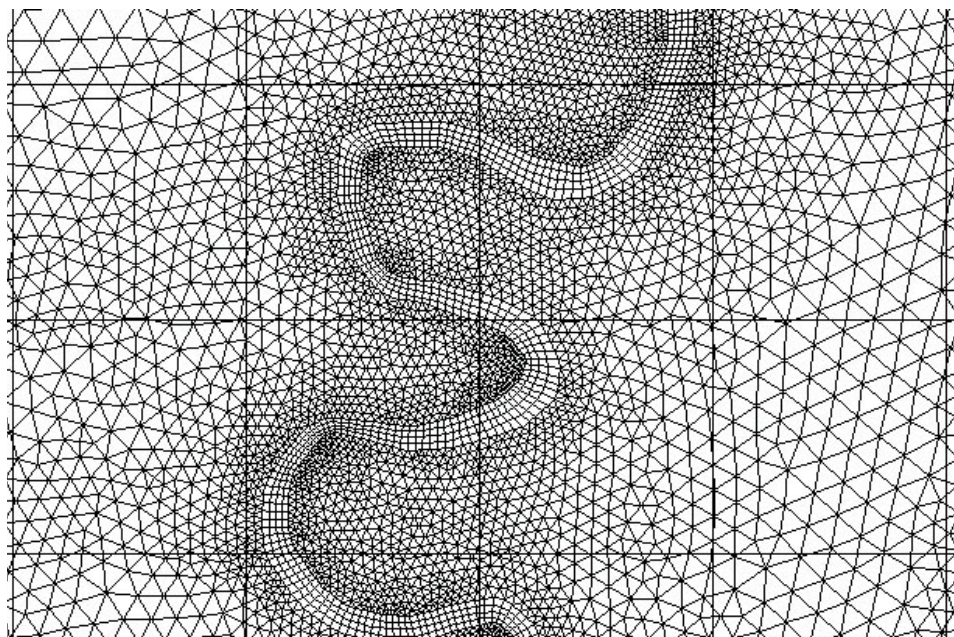


Рис. 9.2.2. Фрагмент расчетной сетки

Для каждого из водохранилищ в отдельности были рассмотрены различные сценарии аварии – мгновенное разрушение плотины, постепенное развитие прорана в теле плотины, перелив через гребень плотины при переполнении водохранилища с дальнейшим развитием прорана. Наиболее неблагоприятным сценарием аварии для каскада водохранилищ является случай, когда разрушение плотины вышележащего гидроузла приводит к аварии на нижележащем (так называемая каскадная авария).

Именно этот сценарий мы и рассмотрим более детально для каскада водохранилищ Урало-Кушумской ООС, начиная от прорыва плотины верхнего Кировского водохранилища к нижележащим. Моделирование показало, что самым неблагоприятным вариантом аварии на Кировском гидроузле является мгновенное разрушение плотины с дополнительным притоком воды к Кировскому водохранилищу $150 \text{ м}^3/\text{с}$ и разрушение плотины при переполнении водохранилища при дополнительном притоке воды $150 \text{ м}^3/\text{с}$. Максимальный расход через проран составляет $3600 \text{ м}^3/\text{с}$ при мгновенном раз-

рушении и $2540 \text{ м}^3/\text{с}$ при условии перелива через гребень с последующим размывом грунтовой плотины (достигается примерно через 6 часов после начала аварии). Общая протяженность участка от плотины Кировского водохранилища до Битикского гидроузла по руслу реки около 100 км, поэтому процесс затопления долины происходит в течение более 3 суток. Зона затопления в основном лежит в пределах ширины пояса меандрирования р. Кушум. Глубины затопления поймы составляют до нескольких метров, скорости течения на пойме не превышают $0,7\text{--}0,9 \text{ м/с}$, время добегания фронта прорывной волны до Битикского гидроузла около 20 часов, а время добегания максимума расхода – около 60 часов (2,5 суток).

Для дальнейшего моделирования каскадной аварии был выбран сценарий развития прорана и разрушения плотины в случае переполнения Кировского водохранилища, т.к. мгновенное разрушение плотины является менее вероятным.

В этом случае к плотине нижележащего Битикского водохранилища подойдет прорывной паводок с максимальным расходом $350 \text{ м}^3/\text{с}$, сформировавшийся при прорыве плотины Кировского водохранилища из-за его переполнения. Расчеты показали, что при этом даже непрерывный сброс через водопропускные сооружения Битикского гидроузла расхода $100 \text{ м}^3/\text{с}$ (что соответствует их максимальной пропускной способности при полностью открытых затворах) не позволит аккумулировать в Битикском водохранилище поступающие сверху объемы воды. Переполнение водохранилища произойдет на 5-е сутки с начала аварии, а поступающие сверху расходы все еще будут значительными (более $200 \text{ м}^3/\text{с}$) (рис. 9.2.3), поэтому последствия развития каскадной аварии по такому сценарию будут катастрофическими.

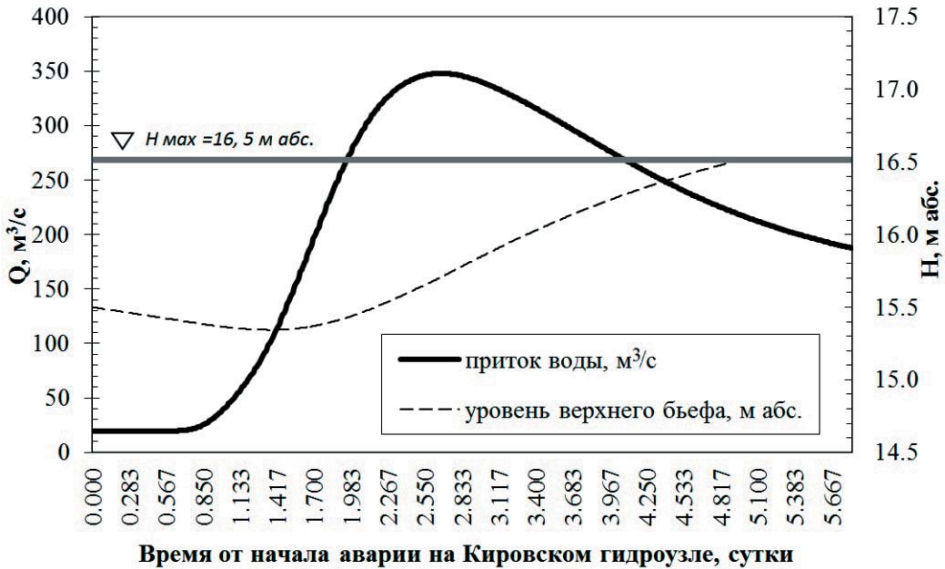


Рис. 9.2.3. Приток воды в Битикское водохранилище в случае аварии из-за перелива на плотине Кировского водохранилища и уровень верхнего бьефа Битикского водохранилища при сбросном расходе через водопропускные сооружения Битикского гидроузла $100 \text{ м}^3/\text{с}$.

Возможным вариантом ослабить последствия аварии в этом случае будет заблаговременная сработка Битикского водохранилища не с момента прорыва плотины Кировского гидроузла, а уже при возникновении предположений о возможном переполнении Кировского водохранилища, но еще до начала перелива.

При каскадной аварии максимальный расход через проран в плотине Битикского гидроузла будет наблюдаться через 2 часа после начала аварии и составит $7700 \text{ м}^3/\text{с}$. Процесс затопления территории развивается достаточно быстро. Через 6 часов после начала аварии волна прорыва высотой более 3,5 м достигает п. Первомайское и автодорожного моста ниже поселка, при этом затопливая обширные территории по обоим берегам р. Кушум. До п. Джамбул паводок доходит через 12 часов, но там высота волны составляет уже менее 1 м, поэтому затопление территории невелико. Максимальная высота волны при каскадной аварии на 1 м выше, чем при аварии только на Битикском гидроузле, и это обуславливает затопление значительно больших территорий. В этом случае в верхней части долины до автодороги у пос. Первомайское затопливается вся территория между р. Кушум и протокой Грачи – 2-е по левому берегу и между р. Кушум и балкой Коздыкара по правому берегу. Протока Грачи – 2-е при поступлении воды начинает работать как самостоятельный водоток, что способствует уменьшению высоты затопления прилегающих территорий. Ниже автодороги сплошного затопления уже не происходит, вода поступает только на пониженные участки. На основной части затопленной территории глубины воды не превышают 2 м, скорости течения – $0,4 \text{ м/с}$. Исключение составляют участки долины, прилегающие к руслу р. Кушум, там глубины могут достигать 3–4 м, скорости течения – $0,8 - 1 \text{ м/с}$. Нижележащего Донгелекского гидроузла фронт прорывной волны достигнет через 6 часов после начала аварии на Битикском гидроузле, время добегающего максимума расхода – около 1 суток. Максимальный расход, поступающий к плотине Донгелекского водохранилища, составит $670 \text{ м}^3/\text{с}$.

Переполнение Донгелекского водохранилища из-за его относительно небольшой емкости произойдет через 1 сутки с начала аварии на Битикской плотине. С момента аварии на Кировской плотине к этому времени пройдет более 5 суток. Поступающие сверху расходы воды при начале перелива будут значительными (более $600 \text{ м}^3/\text{с}$). Возможным вариантом ослабить последствия аварии в этом случае будет заблаговременная сработка Донгелекского водохранилища не с момента прорыва плотины Битикского гидроузла, а уже при прорыве плотины Кировского водохранилища.

Максимальный расход через проран в плотине Донгелекского гидроузла будет наблюдаться через 1,2 часа после начала аварии и составит $3800 \text{ м}^3/\text{с}$. Первые 8 часов после начала аварии происходит продвижение волны прорывного паводка на участке длиной 20 км от плотины Донгелекского гидроузла до места впадения балки Донгелексай в Кушум. Волна паводка на указанном участке расплывается с высоты 7 м у плотины до 4,5 м у места впадения балки Донгелексай. При этом территория между р. Кушум и балками Донгелексай и Карасай затопливается с глубинами 1 – 1,5 м по правому берегу р. Кушум и 0,5 – 1 м – по левому. Балки в целом ограничивают

распространение паводка за их пределы, и лишь в случае каскадной аварии заливается территория по правому берегу балки Донгелексай, но глубины затопления там уже незначительны – до 0,5 м. Растеканию воды также препятствуют дамбы обвалования каналов. Ниже впадения балки Донгелексай происходит постепенное распластывание волны прорывного паводка, и у пос. Красногорский (50 км от Донгелекской плотины) высота волны прорыва составляет уже менее 2,5 м.

На основной части затопленной территории глубины воды не превышают 1,5 м, скорости течения – 0,2 м/с. Исключение составляют участки долины, прилегающие к руслу р. Кушум, там глубины могут достигать 3–4 м, скорости течения – 0,8–1 м/с, в самом русле р. Кушум на первых 10 км от плотины скорости течения превышают 3 м/с, что ставит под угрозу разрушения опоры автодорожного моста, расположенного в 1 км ниже плотины. Несмотря на то, что наиболее крупные населенные пункты находятся выше уровня возможного затопления, вся инфраструктура территории в этом случае будет надолго нарушена. Нижележащего Пятимарского гидроузла фронт прорывной волны достигнет через 15 часов после начала аварии на Донгелекском гидроузле, время добегающего максимума расходов 2,6 суток для случая аварии на плотине Донгелекского водохранилища и 4 суток при каскадной аварии. Максимальный расход, поступающий к плотине Пятимарского водохранилища, составит 166 м³/с для случая аварии на плотине Донгелекского водохранилища, и 545 м³/с в случае каскадной аварии. Указанные расходы, особенно при каскадной аварии, значительно превышают пропускную способность Пятимарского гидроузла, поэтому при любых сценариях аварии на Донгелекском гидроузле возможно дальнейшее развитие каскадной гидродинамической аварии с разрушением плотины Пятимарского водохранилища.

Полученные в результате моделирования гидродинамической аварии на каскаде водохранилищ зоны, уровни и глубины затопления, максимальные скорости течения, а также времена добегающего прорывной волны могут использоваться для составления планов оперативных действий МЧС и других ведомств Республики Казахстан в случае возникновения чрезвычайной ситуации (не основано на реальной угрозе).

9.3. Схемы экстренного опорожнения водохранилищ Волжско-Камского каскада гидроузлов в случае возникновения чрезвычайных ситуаций

Для эффективного использования энергии падающей воды во всем мире применяется каскадный принцип размещения гидроузлов, когда на одной реке (и, возможно, ее притоках) последовательно расположено несколько гидроэлектрических станций. В России наиболее крупным (по числу гидростанций и протяженности) является Волжско-Камский каскад (сокращенно ВКК), состоящий из 11 гидроузлов и водохранилищ на реках Волге и Каме.

Наряду со многими преимуществами каскадное расположение гидроузлов имеет и недостаток, заключающийся в возможности возникновения так

называемой каскадной гидродинамической аварии, когда прорыв напорного фронта одного из гидроузлов приводит к переполнению нижележащего водохранилища, переливу через гребень нижележащей плотины с последующим ее разрушением, и т.д. Для недопущения каскадной аварии должна быть точно рассчитана и четко регламентирована последовательность действий персонала на каждом гидроузле каскада в зависимости от конкретной аварийной ситуации.

По заказу Федерального Агентства Водных Ресурсов в 2006 году силами ОАО «НИИ Энергетических сооружений» и «Ассоциации «Гидропроект» была выполнена работа по выбору схем экстренного опорожнения Волжско-Камского каскада гидроузлов в случае возникновения чрезвычайных ситуаций. Такое масштабное исследование в России было выполнено впервые.

Этой работе предшествовал многолетний период сбора исходных данных по гидроузлам и водохранилищам каскада и разработки численных гидравлических моделей отдельных звеньев каскада, включающих два-три смежных водохранилища. При разработке модели широко применялись ГИС-технологии, электронные топографические и лоцманские карты, результаты промеров русла с применением систем спутникового позиционирования, космические снимки и другая информация. Использовались современные технологии численного моделирования на основе одномерных и двумерных уравнений Сен-Венана с применением неструктурированных адаптивных сеток.

Необходимость экстренного опорожнения водохранилищ на Волге и Каме может возникнуть при различных обстоятельствах природного характера (подготовка свободных объемов для приема экстремально высокого половодья) и техногенного происхождения (угроза террористического акта, приводящего к прорыву напорного фронта с образованием волны излива; повреждение сооружений напорного фронта, требующее выполнения срочных ремонтно-восстановительных работ; аварийный сброс загрязнений в один из бьефов каскада и необходимость замены воды на свежую, и т.д.).

До настоящего времени не имелось полных схем экстренного опорожнения водохранилищ Волжско-Камского каскада гидроузлов. Выполненные ранее Ассоциацией «Гидропроект» работы в данной области были разрозненны и не учитывали всех влияющих факторов, в том числе изменений, произошедших за истекший период. Со времени выполнения этих работ существенно усовершенствована методология расчетов и оценок по различным вопросам, входящим в проблему. В наибольшей степени это относится к расчетам гидродинамических аварий.

Вместе с тем значимость проблемы, несомненно, повысилась как вследствие увеличения вероятности техногенных аварий из-за старения сооружений гидроузлов, так и вследствие повышения опасности намеренных акций. Значимость проблемы повысилась также в связи с хозяйственным и бытовым освоением районов, прилегающих к каскаду гидроузлов.

Для организации процесса экстренного опорожнения водохранилищ с минимальными экономическими потерями и безопасно для сооружений,

населения и хозяйства в бьефах гидроузлов каскада должен быть разработан рациональный методический подход к сработке каждого водохранилища каскада с учетом индивидуальных особенностей сооружений и ограничений по допустимым расходам и уровням воды. Оценка гидравлических условий экстренного опорожнения водохранилищ требует знания соответствующих водохозяйственных, гидравлических, гидрологических условий работы гидроузлов и параметров их сооружений. В процессе выполнения работы был собран, обработан и обобщен огромный объем информации по всем необходимым вопросам.

9.3.1. Общая характеристика Волжско-Камского каскада гидроузлов

Схема расположения 11 крупных гидроузлов Волжско-Камского каскада (ВКК) приведена на рис. 9.3.1.

Характеристика современных основных параметров 11 крупных гидроузлов ВКК, водохозяйственных и водно-энергетических показателей, а также среднего многолетнего объема естественного годового стока Волги и Камы в створах гидроузлов, приведена в табл. 9.3.1. Суммарный полезный объем 11 крупных водохранилищ составляет около 80 км^3 , всех больших и малых водохранилищ в бассейне Волги – около 88 км^3 .

9.3.2. Сценарии и критерии экстренного опорожнения водохранилищ

Возможные причины экстренного опорожнения с гидравлической точки зрения приводят к трем принципиально различным сценариям развития ситуации (каждый из которых определяет свои критерии сработки):

- 1) экстренное опорожнение водохранилищ при фактическом разрушении напорного фронта одного из гидроузлов;
- 2) экстренное опорожнение при угрозе разрушения напорного фронта одного из гидроузлов;
- 3) экстренное опорожнение в условиях чрезвычайного положения, когда может потребоваться сработка всех или большинства водохранилищ каскада до безопасных отметок.

Поясним основные особенности каждого варианта развития событий и соответствующие критерии сработки. В варианте 1, который может возникнуть при неожиданном (непредвиденном) разрушении части напорного фронта одного из гидроузлов, в общем случае необходимо принимать экстренные меры по сработке нижележащих водохранилищ каскада. Основным критерием сработки в этом случае будет недопущение разрушения нижележащих гидроузлов, т.е. недопущение каскадной аварии. Фактически этот критерий эквивалентен недопущению переполнения нижележащих водохранилищ, которое приведет к переливу воды через гребень плотины и, как следствие, к ее разрушению (по крайней мере, это справедливо для грунтовых частей плотин, которые входят в сооружения каждого гидроузла ВКК). Если же угрозы переполнения нет, то основным критерием будет являться минимизация максимального сбросного расхода в нижний бьеф при условии непревышения (или незначительного превышения) форсированного подпорного уровня (ФПУ) водохранилища.

Табл. 9.3.1. Основные параметры, водохозяйственные и водно-энергетические показатели крупных гидроузлов Волжско-Камского каскада

Гидроузел	Река	Естественный средний годовой сток в створе гидроузла за 1914/15–2003/04 гг., км ³	Отметки уровней воды в водохранилище ¹ , м			Объем водохранилища, км ³		Максимальный объем форсировки (между ФПУ и НПУ и НПУ), км ³	Характер регулирования	Современная установленная мощность ГЭС, МВт	Расчетная средняя многолетняя выработка электроэнергии ГЭС, ТВт·ч
			ФПУ	НПУ	УМО	полный (до НПУ)	полезный (между НПУ и УМО)				
Иваньковский	Волга	8,7	124,3	124,0	119,5	1,12	0,81	0,07	30	0,1	
Угличский	Волга	12,6	113,4	113,0	109,0	1,25	0,67	0,11	110	0,2	
Рыбинский	Волга	33,1	104,0	102,0	97,1	25,42	16,67	10,00	346	0,9	
Нижегородский (Горьковское водохранилище)	Волга	52,2	85,5	84,0	81,0	8,82	3,90	2,60	520	1,6	
Чебоксарский	Волга	111,8	68,0 ²⁾	63,0	63,0	4,60	–	8,05	1370	2,1	
Камский	Кама	53,8	110,2	108,5	100,0	12,21	9,83	3,58	492	1,8	
Воткинский	Кама	57,2	90,0	89,0	85,0	9,36	3,70	1,10	1020	2,5	
Нижнекамский	Кама	93,6	68,0 ²⁾	63,3	63,3	4,20	–	9,60	1205	1,6	
Куйбышевский (Жигулевская ГЭС)	Волга	246,9	55,3	53,0	45,5	57,26	33,90	15,34	2300	9,5	
Саратовский	Волга	254,1	31,4	28,0	27,0	12,87	1,75	7,82	1360	5,1 ³⁾	
Волгоградский (Волжская ГЭС)	Волга	257,1	16,3	15,0	12,0	31,45	8,25	4,33	2541	10,8 ³⁾	
Итого: по 11 гидроузлам						168,56	79,48	62,42	11,3 ГВт	36,2	

¹ Уровни воды даны в БС, кроме Иваньковского, Угличского и Рыбинского гидроузлов. Для Иваньковского, Угличского и Рыбинского гидроузлов использована система Волжестрой. Для перехода в БС уровни воды помножаются соответственно на 11, 11 и 19 см.

В варианте 2 рассматривается ситуация с гипотетическим (прогнозируемым с некоторой вероятностью) прорывом напорного фронта одного из гидроузлов. В этом случае должно срабатывать как водохранилище в верхнем бьефе проблемного гидроузла, так и нижележащие водохранилища каскада. Однако опорожнение этих водохранилищ, осуществляемое с целью снижения ущербов при возникновении волны прорыва, должно носить достаточно медленный (падающий) характер, для того чтобы не причинить большого ущерба нижележащим территориям. Наиболее рациональным критерием здесь, на наш взгляд, является не превышение в процессе сработки уровней воды 5% обеспеченности, однако в силу специфики отдельных гидроузлов могут быть и отклонения от этого требования.

Наконец, в варианте 3 рассматривается ситуация, когда под угрозой разрушения может оказаться несколько гидроузлов, причем заранее неизвестно каких. В этом случае в первую очередь должны срабатывать наиболее уязвимые водохранилища каскада (Куйбышевское, Камское, Волгоградское и Рыбинское), а уже затем (при сохранении угрозы нападения), возможно, и остальные водохранилища до безопасных отметок.

В рамках данной работы были созданы три независимые компьютерные модели для следующих звеньев каскада:

1 модель – Камское, Воткинское и Нижне-Камское водохранилища;

2 модель – Рыбинское, Горьковское и Чебоксарское водохранилища;

3 модель – Куйбышевское, Саратовское и Волгоградское водохранилища.

По этим моделям были проведены систематические вариантные расчеты волн прорыва при различных сценариях опорожнения водохранилищ и выяснены условия сработки, при которых не возникает переполнения водохранилищ и каскадной гидродинамической аварии. Расчеты выполнены на основе решения одномерных уравнений Сен-Венана с использованием детальных цифровых моделей рельефа местности. При этом сценарии разрушения и гидрографы изливов вышележащих гидроузлов задавались с использованием результатов ранее выполненных исследований. По результатам расчетов были разработаны оптимальные регламенты сработки водохранилищ ВКК, кратко излагаемые ниже.

9.3.3. Сработка нижележащих водохранилищ при фактическом разрушении напорного фронта одного из гидроузлов

Особенности сработки в период половодья

При гидродинамической аварии в паводки редкой обеспеченности (менее 5–10%) сработка нижележащих водохранилищ производится максимально возможными расходами, но с учетом максимальной пропускной способности нижележащего гидроузла и величины боковой приточности в нижнем бьефе. В исключительных случаях при нормальном техническом состоянии напорного фронта допускается форсировка уровней до 1 м ниже гребня плотины. С переливом через гребень следует бороться всеми возможными способами, т.к. это приведет к разрушению гидроузла и резкому увеличению вероятности каскадной аварии. Все дальнейшие рекомендации относятся к сработке в меженный период при наполненных до НПУ водохранилищах.

Разрушение Ивановского г/у

Угличское водохранилище в максимально короткие сроки начинает срабатываться 5% расходом $8600 \text{ м}^3/\text{с}$, при понижении уровня до УМО = 109,0 м происходит сработка через турбины, затем при подходе к гидроузлу волны прорыва поддерживаются НПУ путем маневрирования затворами. Возможна форсировка уровней до ФПУ. Переполнение водохранилища маловероятно (при неправильном либо вредительском действии персонала, при отказе оборудования либо при экстремальном паводке).

Разрушение Угличского г/у

В Рыбинском водохранилище поддерживается НПУ = 102,0 м (в системе Волгостроя) путем маневрирования затворами. Переполнение водохранилища невозможно.

Разрушение Рыбинского г/у

Горьковское водохранилище можно не срабатывать. Максимальный сбросной расход при НПУ на Нижегородском г/у будет $12\,700 \text{ м}^3/\text{с} < 13\,800 \text{ м}^3/\text{с} = 10\%$. Для уменьшения зон затопления следует сразу дать максимальный сброс через турбины $5\,200 \text{ м}^3/\text{с}$, а далее дожидаться подъема уровня до НПУ и поддерживать его. Тогда максимальный сбросной расход с Нижегородского г/у будет $< 12\,000 \text{ м}^3/\text{с}$. Ниже по каскаду поддерживаются НПУ. Переполнение Горьковского водохранилища маловероятно (при неправильном действии персонала, при отказе оборудования либо при экстремальном паводке).

Разрушение Нижегородского г/у

В Чебоксарском водохранилище поддерживается ПУ = 63 м. Сработки не требуется. Переполнение невозможно.

Разрушение Чебоксарского г/у

В Куйбышевском поддерживается НПУ. Переполнение невозможно.

Разрушение Камского г/у

Через Воткинский г/у за максимально короткий срок (не более 12 часов) должен быть реализован сброс 0,1% расхода $19\,300 \text{ м}^3/\text{с}$. При таком расходе наступают катастрофические затопления в нижнем бьефе. При этом максимальный уровень в Воткинском водохранилище превысит ФПУ на 0,4 м. Более щадящий режим сброса в нижний бьеф достигается еще большей форсировкой уровня Воткинского водохранилища. Если сразу (в течение нескольких часов после начала аварии на Камской ГЭС) начать сработку Воткинского водохранилища 5% расходом $14\,100 \text{ м}^3/\text{с}$, то максимальный уровень в водохранилище достигнет 92,1 м, что на 2 м выше ФПУ, но еще на 1,5 м ниже гребня плотины, т.е. переполнения водохранилища не произойдет, но при этом возникнут большие затопления в прибрежной зоне Воткинского водохранилища. Нижне-Камское водохранилище при этом должно начать срабатываться максимальным расходом $13\,400 \text{ м}^3/\text{с}$ (при ПУ = 62 м), а далее по фактическому притоку. Ниже по Каскаду поддерживаются НПУ. Переполнение Воткинского водохранилища весьма вероятно при неправильном либо вредительском действии персонала, при отказе оборудования либо при сочетании гидродинамической аварии и экстремального паводка.

Разрушение Воткинского г/у

Нижне-Камское водохранилище должно начать срабатываться максимальным расходом 134 00 м³/с (при НПУ=62 м), а далее по фактическому притоку. Ниже по Каскаду поддерживаются НПУ. Переполнение Нижне-Камского водохранилища невозможно.

Разрушение Нижне-Камского г/у

В Куйбышевском поддерживается НПУ. Переполнение невозможно.

Разрушение Жигулевского г/у

Разрушение напорного фронта при НПУ=53 м с очень большой вероятностью приводит к разрушению Саратовского г/у и угрозе разрушения Волгоградского г/у. Необходима экстренная сработка Саратовского водохранилища с максимально возможным расходом и экстренная сработка Волгоградского водохранилищ с 0,1% расходом 64 000 м³/с, что приведет к катастрофическим затоплениям Волго-Ахтубинской поймы и г. Астрахань. Только при этом условии уровень в Волгоградском водохранилище не превзойдет ФПУ. Если допустить форсировку УВБ до отметки 19,0 м (на 1 м ниже гребня плотины), то можно обойтись сработкой 1% расходом 54 900 м³/с, который все равно является большим для нижнего бьефа. Единственным эффективным средством уменьшения этих расходов является предварительная сработка Куйбышевского водохранилища (в случае ожидаемой аварии) на 4–5 м ниже НПУ.

Разрушение Саратовского г/у

Волгоградский г/у пропускает волну прорыва при НПУ=15 м, но для снижения ущербов следует сразу начать сработку 10% расходом 43 100 м³/с либо допустимым расходом 28 000 м³/с – 30 000 м³/с.

9.3.4. Экстренная сработка водохранилищ каскада в условиях чрезвычайного положения

В условиях угрозы военного или террористического нападения сразу на несколько гидроузлов каскада, в общем случае заранее определенно неизвестных, должна быть произведена одновременная сработка нескольких наиболее уязвимых водохранилищ каскада с целью превентивной минимизации ущерба и недопущения каскадной аварии, реализующей «принцип домино». Балансовые расчеты показывают, что в зависимости от интенсивности сработки этот процесс может занять от нескольких недель до нескольких месяцев. Поэтому в первую очередь необходимо срабатывать наиболее уязвимые водохранилища, коими являются Куйбышевское, Волгоградское и Камское. Учитывая большие времена добегания расхода (около недели) от Камского до Жигулевского гидроузлов и от Жигулевского до Волгоградского, следует одновременно начать сработку трех соответствующих водохранилищ по схеме, описанной в предыдущем пункте. При этом все остальные промежуточные гидроузлы пропускают подходящие расходы транзитом при НПУ (ВПУ), а Ивановское, Угличское и Рыбинское водохранилища не срабатываются, оставаясь резервом всего каскада.

В результате такой сработки (за время около 2 недель) каскадная авария практически исключается (кроме случая высокого половодья), остается зна-

чительный резерв объемов воды, и далее можно действовать в соответствии с реальной ситуацией, которую в общем случае предсказать невозможно. Таким образом, в условиях чрезвычайного положения можно рекомендовать только первоначальные основные действия по экстренной сработке водохранилищ. Необходимость продолжения сработки будет диктоваться конкретными условиями. При этом следует учитывать все результаты, полученные при выполнении данной работы.

9.3.5. Выводы по разделу

Выполнен большой объем исследований, касающихся сценариев и оптимальных режимов экстренной сработки Волжско-Камского каскада гидроузлов. Рассмотрены три принципиально различных сценария развития ситуации (каждый из которых определяет свои критерии сработки):

- экстренное опорожнение водохранилищ при фактическом разрушении напорного фронта одного из гидроузлов;
- экстренное опорожнение при угрозе разрушения напорного фронта одного из гидроузлов;
- экстренное опорожнение в условиях чрезвычайного положения, когда может потребоваться сработка всех или большинства водохранилищ каскада до безопасных отметок.

С использованием имеющихся у разработчиков материалов по пропуску половодий и расчету волн прорыва в бьефах гидроузлов каскада, а также в результате вновь проведенных многовариантных расчетов, выявлены наиболее уязвимые и опасные для развития каскадной аварии водохранилища – Куйбышевское, Камское и Волгоградское. Для этих водохранилищ впервые построены графики связи сбросных расходов сработки и максимальных уровней верхних бьефов при прохождении волны прорыва, по которым можно выбрать варианты сработки в некотором диапазоне расходов. Рекомендованы наилучшие, исходя из интересов всего каскада, режимы сработки.

Показано, что прорыв плотины Рыбинского водохранилища, имеющего большой общий и полезный объем, не может в силу специфических условий самого гидроузла и нижнего бьефа привести к каскадной гидродинамической аварии или к большим экономическим ущербам. Напротив, прорыв Жигулевской плотины с большой долей вероятности приводит и к разрушению Саратовского гидроузла, а при недостаточных и несвоевременных сбросах – и к аварии на Волгоградском гидроузле. В напряженных условиях при прорыве напорного фронта Камской ГЭС работает и Воткинский гидроузел, что в период высокого половодья также может привести к каскадной аварии.

В результате исследований выявлено, что предварительная сработка наиболее уязвимых водохранилищ каскада (Куйбышевского, Камского и Волгоградского) ликвидирует опасность каскадной аварии, а также существенно уменьшает величину ущербов от прохождения волны прорыва. В то же время суммарные для ВКК потери годовой выработки электроэнергии при этом незначительны (около 3%). Следовательно, при возникновении угрозы гидродинамической аварии на одном из этих гидроузлов или в

период чрезвычайного положения такая сработка должна быть обязательно выполнена.

На наш взгляд, разработанные схемы экстренного опорожнения водохранилищ Волжско-Камского каскада гидроузлов после согласований со всеми заинтересованными сторонами и возможных доработок и уточнений должны быть включены в «Правила использования водных ресурсов водохранилищ Волжско-Камского каскада».

9.4 Выводы по главе 9

1. На практике ситуации с несколькими последовательно возникающими проранами могут встречаться довольно часто. При наличии в нижнем бьефе автомобильных и железнодорожных мостов и насыпей, являющихся препятствием на пути прорывного паводка, может произойти их разрушение. В предлагаемой физико-математической модели развития прорана, реализованной в составе программного комплекса STREAM 2D CUDA, пользователь не ограничен количеством прорываемых сооружений. Можно задавать размываемыми опасные участки сооружений в нижнем бьефе прорываемой плотины, указав для них физико-механические свойства грунта, отличные от свойств материала плотины.

2. Рассмотренная в данной главе задача образования двух последовательных проранов в земляной плотине Краснодарского гидроузла и железнодорожной насыпи показывает два варианта расчета проранов в разработанной физико-математической модели. Первый из них реализуется в модели в теле земляной плотины путем задания начального прорана, заглубленного под уровень воды верхнего бьефа на 0,5 м. Второй проран в железнодорожной насыпи реализуется в модели за счет перелива через ее гребень в месте понижения отметок гребня насыпи без задания начального прорана.

3. Полученные результаты подтверждают применимость разработанной физико-математической модели развития прорана в грунтовой плотине и реализующего её программного комплекса STREAM 2D CUDA к расчету распространения волн прорыва в сложных ситуационных условиях в нижнем бьефе, а также к «сквозному» моделированию каскадных гидродинамических аварий на последовательности гидроузлов.

10. О прорывах дамб польдеров

В разделе описаны особенности расчета параметров волн прорыва дамб, ограждающих польдерные территории, в том числе моделирование развития прорана в дамбе канала с учетом продольной составляющей течения в канале. Рассматривается специфика определения вероятного вреда при затоплении польдеров с дачными поселками в результате гидродинамической аварии.

10.1. Общие положения

По определению энциклопедии [Большая советская энциклопедия, 1969–1978] «Дамба – гидротехническое сооружение, аналогичное по устройству

земляной плотине. Различают дамбы напорные и безнапорные. Напорные дамбы сооружают для защиты речных и морских прибрежных низменностей от затопления, обвалования каналов (оградительные дамбы) и для сопряжения напорных гидротехнических сооружений гидроузлов с берегами (сопрягающие дамбы)». По существу, дамбы и земляные плотины – это одно и то же. Основное терминологическое различие состоит в том, что плотинами обычно называют сооружения, расположенные поперек русел и долин рек для обеспечения подпора воды и создания водохранилищ, а дамбами – сооружения, расположенные вдоль русел, каналов и речных долин, а также морской береговой линии, и, как правило, имеющие значительную протяженность. Дамбы защищают от затопления участки земной поверхности, называемые польдерами.

В соответствии с требованиями Градостроительного кодекса [Градостроительный кодекс РФ..., 2004] «территории поселений, расположенных на прибрежных участках, должны быть защищены от затопления паводковыми водами, ветровым нагоном воды и подтопления грунтовыми водами подсыпкой (намывом) или обвалованием», с требованиями СНиП 2.07.01-89 [СП 42.13330.2011 Градостроительство..., 2011] «за расчетный горизонт высоких вод следует принимать отметку наивысшего уровня воды повторяемостью: один раз в 100 лет – для территорий, настроенных или подлежащих застройке жилыми и общественными зданиями; один раз в 10 лет – для территорий парков и плоскостных спортивных сооружений».

При прохождении по руслам высоких паводков (в том числе прорывных), возникновении ветровых нагонов, волн цунами, барических поднятий уровня воды в водоемах и т.д. безнапорные защитные дамбы работают так же, как и напорные.

В состав средств инженерной защиты территорий от затопления кроме дамб обвалования могут входить: береговые укрепления, набережные, дренажи, дренажные и водосбросные сети, нагорные водосбросные каналы, быстротоки и перепады, трубопроводы и насосные станции [СП 104.13330.2016 Инженерная защита..., 2016; Правила..., 1995].

Дамбы для защиты пойм рек от высоких паводков строились в Китае, Индии, Египте еще в глубокой древности. Дамбу длиной около 130 км для защиты морского побережья от затопления при ветровых нагонах соорудили в Нидерландах в конце XIII века. Первым крупным гидротехническим проектом по осушению водоемов с использованием ветряных мельниц стало осушение в 1612 г. озера Бемстер в Северной Голландии, площадь которого составляет 7020 га. С помощью 42 ветряков озеро было осушено за четыре года. В настоящее время четвертая часть территории Нидерландов имеет отметки ниже уровня моря; эти территории были осушены с использованием насосов.

В России имеется большое количество напорных дамб, расположенных на берегах водохранилищ, под защитой которых находятся населенные пункты, нефтепромыслы, сельхозугодья. В качестве примера приведем Колочьский гидроузел, расположенный в верхнем бьефе Можайского водохранилища. Без этого гидроузла Можайское водохранилище затопило бы пойму р. Колочь, протекающей по заповеднику Бородинское поле, иска-

жив его исторический облик. Насосная станция обеспечивает перекачку стока р. Колочь в водохранилище. При исключительно высоких весенних половодьях допускается затопление защищаемой территории; в состав гидротехнических сооружений гидроузла входит водосбросное сооружение, которое обеспечит сброс воды из затопленной поймы р. Колочь в Можайское водохранилище в случае, если отметка воды над поймой окажется выше, чем в водохранилище (исторические и архитектурные достопримечательности Бородинского поля расположены на отметках выше ФПУ Можайского водохранилища).

По-видимому, крупнейшим комплексом сооружений инженерной защиты в России является дамба в Невской губе, обеспечивающая защиту г. Санкт-Петербурга от наводнений. Наводнения в Санкт-Петербурге могут быть связаны с совместным воздействием ветрового нагона, сейшевых колебаний, подъемами воды при различном атмосферном давлении на поверхности различных частей Балтийского моря. Представляющая опасность для города длинная волна формируется на достаточно больших участках акватории Балтийского моря и Финского залива. Во время катастрофических наводнений может быть подвергнуто затоплению до трети современной городской территории, включающей центральную часть города с исторической застройкой [Оф. сайт ФКП «ДКЗ ...», 2023]. Площадь водного зеркала Невской губы, огражденной дамбой, составляет $\approx 380 \text{ км}^2$. Дамба в Невской губе имеет два судопропускных сооружения и шесть водопропускных сооружений. В обычных условиях эксплуатации эти сооружения раскрыты и обеспечивают водообмен акватории Невской губы и Финского залива, близкий к естественному. При возникновении в Балтийском море длинной волны эти сооружения закрываются, предохраняя город от затопления.

Прорывы дамб инженерной защиты, как и прорывы плотин, являются гидродинамическими авариями, они вызывают затопление местности, сопровождающееся большими ущербами и, в наиболее тяжелых случаях, гибелью людей. Гидродинамические аварии дамб принципиально не отличаются от гидродинамических аварий плотин, но все-таки имеются некоторые особенности, которые будут обсуждены в настоящем разделе.

Как правило, территории, инженерная защита от затопления которых осуществляется с помощью дамб, ограничены по площади и окружены участками местности с более высокими отметками. Для территорий, защищаемых напорными дамбами, длительность затопления определяется проведением ремонтных работ и работ по откачке воды из зоны затопления; без откачки воды эта зона не осушится вообще. Для территорий, защищаемых безнапорными дамбами, затопление которых связано с временным катастрофическим повышением уровня воды в водоеме, продолжительность затопления определяется ходом уровня воды в водоеме, причем время осушения затопленной территории может значительно отставать от времени установления в водоеме нормального уровня воды.

В гидротехнической практике известно большое количество аварий дамб инженерной защиты, в том числе одна из крупнейших в истории гидротехники техногенная авария на р. Хуанхэ в Китае в период Японо-Китайской

войны в первой половине 20 века. Русло р. Хуанхэ в нижнем течении ограждено мощными дамбами (рис. 10.1.1) от прилегающей пойменной территории (польдера), т.к. уровень воды в реке (особенно в паводок) существенно превышает отметки земли на густозаселенной пойме (рис. 10.1.2). Такой рельеф дна сформировался под влиянием осаждения огромного объема наносов, которые несет река, насыщаясь ими при пересечении самого большого в мире лессового плато. Для того чтобы приостановить продвижение батальона японских танков в глубь китайской территории, было принято решение взрывом образовать проран в дамбе и затопить часть поймы. Первая попытка оказалась неудачной, вода по какой-то причине не пошла в проран. Тогда выбрали новое место, и от образовавшейся волны прорыва погибло более 600 тыс. человек. Сейчас на месте прорана стоит памятник (рис. 10.1.3).



Рис. 10.1.1.
Берегозащитные
сооружения
на р. Хуанхэ –
самые мощные
в мире

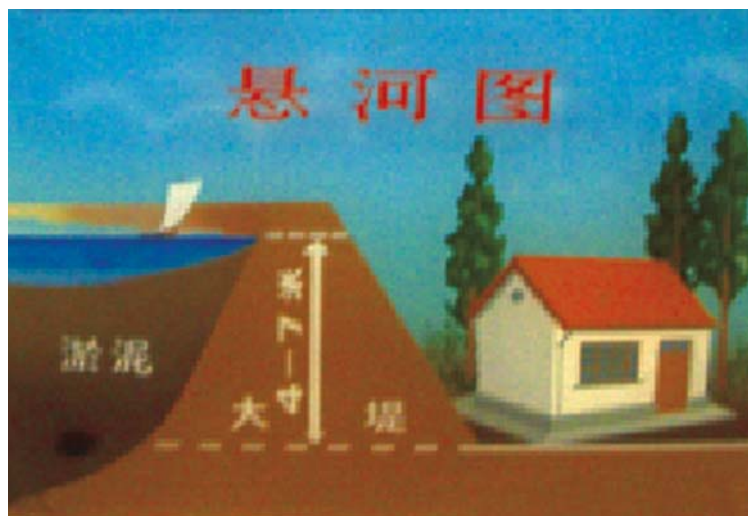


Рис. 10.1.2.
Расположение
строений
на пойме
р. Хуанхэ
относительно
уровня воды



Рис. 10.1.3. Мемориал на месте образования искусственного прорана в защитной дамбе, приведшего к гибели более 600 тыс. человек

В Нидерландах многократно происходили катастрофические наводнения с прорывом дамб инженерной защиты [Список наводнений ..., 2023].

Чрезвычайно тяжелая авария дамбы инженерной защиты произошла в Нидерландах 1 февраля 1953 года [Трагедия и горе ..., 1953] в провинции Зеландия. Штормовой ветер с северо-запада несколько дней нагонял воду в эту часть Северного моря. При очень высоком уровне прилива вода прорвалась через дамбы в более чем 200 местах. Погибло 1835 человек. Были эвакуированы 72 000 человек, полностью разрушено 3 тыс. домов и 40 тыс. домов получили значительные повреждения. Остров Схоувен-Дейвеланд полностью ушел под воду. Приливо-отливные течения размыли место прорыва до ширины 520 м и глубины более 37 м! Окончательно перекрыть место прорыва удалось лишь к сентябрю того же года. Чрезвычайно тяжелые гидрометеорологические условия привели к затоплениям и гибели людей также в других странах Северного моря: Великобритании, ФРГ, Дании, Бельгии и Норвегии [Наводнение в Северном море..., 1953].

Широко известна гидродинамическая авария в г. Новом Орлеане в США в 2005 году, когда дамбы инженерной защиты города не выдержали подъема уровня воды, вызванного сильнейшим ураганом. В результате было затоплено до 80% территории города. Ущерб от урагана, нанесенный Новому Орлеану, составил 125 млрд долларов [Ураган Катрина ..., 2023], оценку части вреда, связанную именно с затоплением, а не с негативным воздействием ветра, провести трудно. Одной из причин разрушения дамб явилось повреждение деревянных свай термитами [Ураган Катрина ..., 2023].

В России известна авария дамбы инженерной защиты с. Хатукай (напорной) в верхнем бьефе Краснодарского водохранилища 23.06.2002 г., при которой территория села была полностью затоплена. К сожалению, описание произошедшей аварии в специальной гидротехнической литературе отсутствует, так же, как и описание произошедшего 21.06.2002 г. наводнения в расположенной на 200 км выше по течению р. Кубань ст. Барсуковская, при котором погибло 17 чел. Ст. Барсуковская имела дамбу (безнапорную), которая должна была защитить ее от высоких паводков р. Кубани.

Аналогичная ситуация с прорывом безнапорных дамб, защищающих города Ленск и Олекминск, произошла в период катастрофического заторного наводнения на р. Лене в 2001 г.

Хорошо известны героические усилия армии и МЧС по экстренному наращиванию и укреплению Мылkinsкой защитной дамбы в г. Комсомольск-на-Амуре и других сооружений, защищающих селитебные территории, в период экстремального наводнения 2013 г. в бассейне р. Амур (рис. 10.1.4).



Рис. 10.1.4. Укрепление Мылkinsкой защитной дамбы мешками с песком (г. Комсомольск-на-Амуре, сентябрь 2013 г.)

10.2. Особенности моделирования гидродинамической аварии при прорыве дамб

В соответствии с рекомендациями действующих в настоящее время в России нормативных документов по оценке вреда от гидродинамических аварий [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022], общий реальный ущерб от возможной аварии (без учета социального вреда) определяется тремя поражающими факторами: максимальными за все время аварии глубинами и скоростями течения, а также продолжительностью затопления. Отметим, что при прорыве плотин, перегораживающих речные русла, фактор скорости на размер вреда практически не влияет. Большие значения скорости возникают в прибрежной зоне, где затопления достаточно велики. Если же подъем уровня воды при аварии относительно невелик, то и скорость воды даже в прибрежной зоне будет невелика. В тех случаях, когда сооружение попадает в зону сильных разрушений по фактору скорости, оно практически всегда попадает в нее и по фактору глубины затопления.

По-другому обстоит дело при оценке вероятного вреда от прорыва защитных дамб. При образовании в теле дамбы прорана в нем устанавливается критический режим течения. При расширении потока ниже прорана поток существенно ускоряется. Ниже по течению из-за трения о дно возникает обращенный бор, за которым поток становится спокойным. На начальном этапе раскрытия прорана при быстром нарастании расхода излива обращенный бор может не существовать вообще и скорость во всей зоне течения ниже прорана будет увеличиваться. При аварии дамбы польдера по мере заполнения его чаши зона бурного потока будет уменьшаться до тех пор, пока

уровень воды в нем не приведет к подтоплению прорана. При этом в зоне бурного течения определяющим поражающим фактором может оказаться фактор скорости.

Рассмотрим для примера ситуацию, когда вблизи от прорана расположены деревянные жилые дома. По рекомендациям [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022], при превышении скоростью течения значения 2 м/с застройка получает сильные разрушения. Разрушения такой же степени по фактору глубины затопления H наступают при $H > 3$ м фактору продолжительности затопления T при $T > 48$ час. Пусть расход воды через проран описывается формулой водослива с широким порогом (считаем, что борта прорана достаточно крутые и в первом приближении не возникнет большой ошибки при использовании формулы водослива с прямоугольным отверстием):

$$Q = mB\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (10.2.1)$$

где: B – ширина прорана, H_0 – напор, $g=9,8$ м/с², m – коэффициент расхода. Так как в критическом сечении число Фруда равно 1, расход воды может быть представлен в виде:

$$Q = Bh_*\sqrt{gh_*} \quad (10.2.2)$$

где h_* – глубина, $\sqrt{gh_*}$ – скорость течения в критическом сечении. Из (10.2.1) и (10.2.2) следует, что глубина потока в критическом сечении

$$h_* = (m\sqrt{2})^{2/3} H_0 \quad (10.2.3)$$

Пусть в критическом сечении скорость $v_* = \sqrt{gh_*} = 2$ м/с; тогда глубина потока $h_* \approx 0,41$ м. Если коэффициент расхода отверстия прорана $m = 0,33$, напор

$$H_0 = \frac{h_*}{(m\sqrt{2})^{2/3}} \approx 0.69 \text{ м.}$$

Отметка затопления ниже прорана не может превзойти отметку в верхнем бьефе, а в случае плоского рельефа местности, небольшого или обратного уклона дна глубина вблизи прорана будет меньше этого значения. Такая глубина затопления по данным [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022] не ведет к возникновению ущербов жилым домам, скорость же течения превысит скорость в критическом сечении. В конкретных ситуациях возможно возникновение сильных повреждений для такой застройки и по фактору времени, но могут быть ситуации, при которых определяющим фактором явится именно фактор скорости.

Приведенный выше пример является наипростейшим расчетным случаем в условных максимально схематизированных обстоятельствах. При моделировании реальных сценариев необходимо учитывать динамику развития прорана в грунтовой дамбе во времени, топографию нижнего бьефа, влияние откладывающегося в нижнем бьефе грунта на характер течения, влияние подтопления со стороны нижнего бьефа, условия подхода потока к прорану в верхнем бьефе, включая гидрограф расхода. Достаточно сложными и не поддающимися расчету по стандартным методикам являются весьма часто встречающиеся случаи, когда прорывается оградительная дамба канала или русла реки, по которому течет вода с достаточно большими скоростями.

При выполнении одной из работ авторам пришлось столкнуться с расчетом волны прорыва грунтовой дамбы деривационного канала ГЭС R. Подводящий канал соединяет водохранилище с гидроагрегатами ГЭС и водосбросом в расположенное в нижнем бьефе озеро (рис. 10.2.1). Пропускная способность подводящего канала и водопропускных сооружений гидроузла R при НПУ верхнего бьефа составляет $192 \text{ м}^3/\text{с}$, в том числе: через ГЭС – $120 \text{ м}^3/\text{с}$; через холостой водосброс – $72 \text{ м}^3/\text{с}$. Расчетный расход вероятностью превышения 3 % равен $190 \text{ м}^3/\text{с}$.

В качестве основной причины ЧС может быть принято возникновение и развитие интенсивной фильтрации в левобережной дамбе канала на участке, расположенном в насыпи, с нарушением фильтрационной прочности грунтов тела или основания сооружения. В соответствии с одним из рассмотренных сценариев гидродинамической аварии при начале образования прорана в теле дамбы в случае фильтрационного разрушения ее тела или основания работа ГЭС приостанавливается, а водосброс работает на максимальный расход с целью понизить уровни воды в канале для минимизации расхода излива через проран.

Моделирование производилось по программе STREAM 2D [Беликов, Кочетков, 2014; Алексюк, Беликов, 2017 б, в] с применением алгоритма прямого численного моделирования раскрытия прорана в грунтовой плотине, описанного в работах [Беликов, Васильева, 2010; Беликов, Васильева, Прудовский, 2010] и учитывающего вынос материала со дна и бортов прорана в зависимости от гидравлических условий в проране и свойств грунта. Особенностью данного расчета является то, что скорость раскрытия прорана и объем излива через него находятся в зависимости от уровня водохранилища и скорости течения в канале, изменяющихся во времени, которые, в свою очередь, зависят от величины расхода через проран. Расчет будет правильным, если в численной модели адекватно учтены все перечисленные факторы в их взаимодействии.

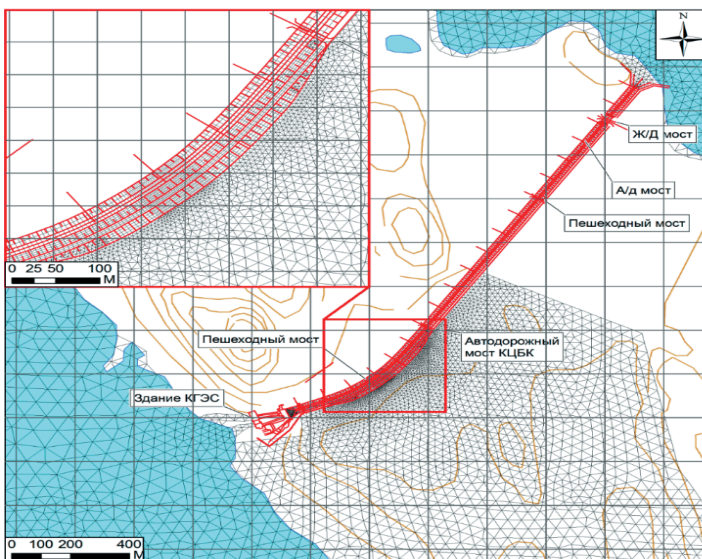


Рис. 10.2.1. Схема расположения деривационного канала и фрагмент сетки для моделирования гидродинамической аварии

На рис. 10.2.1 представлен фрагмент гибридной расчетной сетки, адаптированной к сооружениям гидроузла и рельефу местности и сгущающейся в месте предполагаемого расположения прорана. На рис. 10.2.2 представлены стадии развития прорана во времени (различными цветами обозначены условные уровни земной поверхности). Проран развивается достаточно медленно. Видно, что первоначально принятая в расчетах ортогональной оси канала продольная ось прорана со временем образует острый угол (около 45 градусов) с направлением оси канала, что определяется условиями в верхнем бьефе прорана, а именно, продольным течением в канале. Этот случай не описывается известными методиками расчета прорана в грунтовой плотине (А.М. Прудовского [Прудовский, 1998], MIKE11 [Краткое описание модуля ..., 2015], MIKE21 и др.).

Весьма интересные сценарии гидродинамической аварии реализуются при прорыве дамб одного крупного канала, частично проложенного в насыпи (в дамбах, составляющих часть напорного фронта крупного водохранилища). Один из наиболее опасных с точки зрения развития аварии участков – место пресечения каналом русла р. S; канал проходит над р. S, убранной в водопропускную трубу (рис. 10.2.3, 10.2.4). Р. S является притоком второго порядка р. Z, на которой сооружен гидроузел, образующий водохранилище. Прорыв дамб приводит к изливу воды из канала и соединенного с ним водохранилища с затоплением обширной территории.

В табл. 10.2.1 приведены варианты аварий дамб на участке пересечения каналом русла р. S, приведенные в декларации безопасности ГТС.

Анализ представленных сценариев показывает, что как прямой прорыв западной и восточной дамб, так и прорыв дамб, вызванный разрушением верхового или низового оголовков трубы, приводит к гидравлически эквивалентным сценариям. В обоих случаях происходит прорыв напорного фронта канала практически в одном и том же месте, что в дальнейшем приводит к изливу воды из водохранилища через канал в образовавшийся проран с последующим затоплением долины р. S.

Исходя из этого, для расчетов были приняты два основных сценария гидродинамической аварии:

Сценарий № 1 – разрушение крепления верхового откоса и гребня восточной дамбы в непосредственной близости от низового оголовка трубы, образование промоин на верховом откосе, выход промоин на гребень, разрушение гребня с переливом воды через промоину и размыв тела дамбы, прорыв напорного фронта на восток с образованием прорана и изливом вниз по течению р. S.

Сценарий № 2 – разрушение крепления верхового откоса и гребня западной дамбы в непосредственной близости от верхового оголовка трубы, образование промоин на верховом откосе, выход промоин на гребень, разрушение гребня с переливом воды через промоину и размыв тела дамбы, прорыв напорного фронта на запад с образованием прорана и изливом вверх по течению р. S.

Для обоих сценариев уровень в водохранилище на момент прорыва принимается равным НПУ.

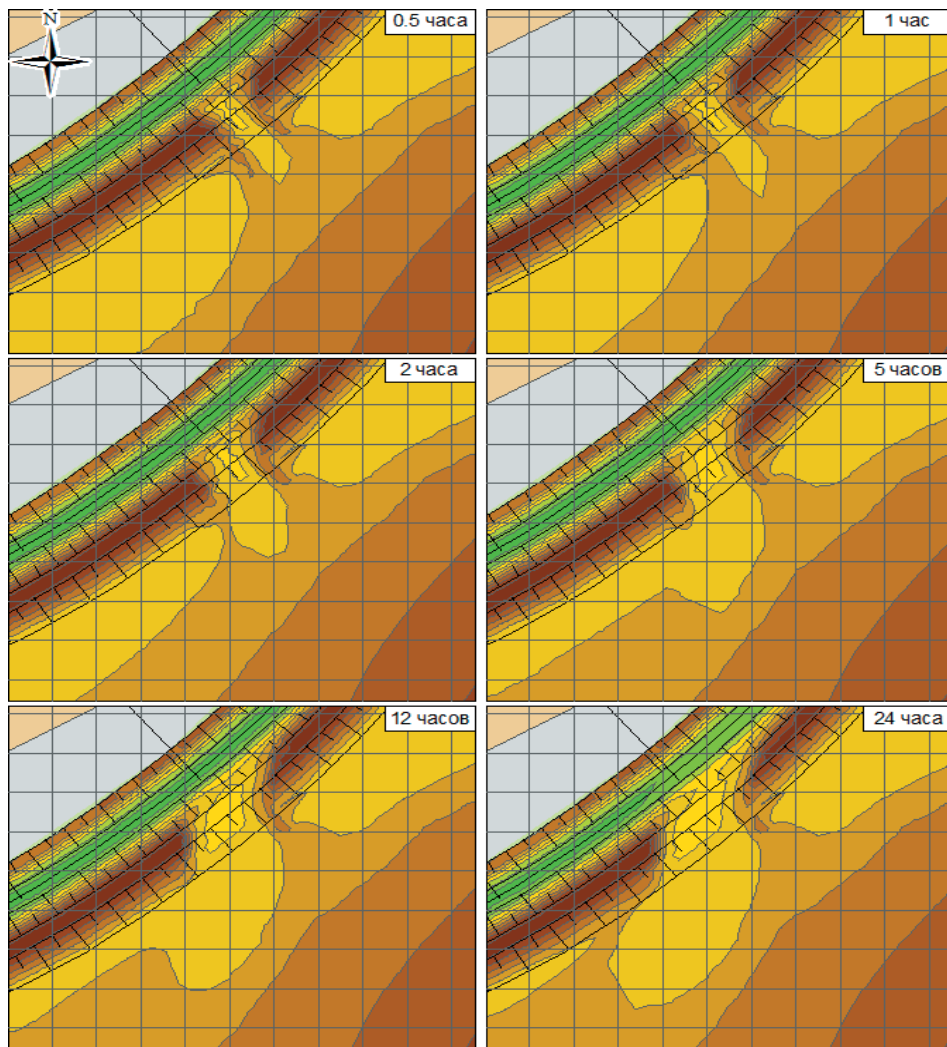


Рис. 10.2.2. Динамика раскрытия прорана в дамбе деривационного канала ГЭС



Рис. 10.2.3. Вид дамбы канала

Табл. 10.2.1. Возможные сценарии аварии на ГТС

№ сценария по критериям безопасности	Сценарий аварии	Численная оценка состояния	Состояние ГТС
Дамбы			
Группа 1. Сценарии аварий, приводящие к прорыву напорного фронта			
3А	Разрушение крепления верхового откоса и гребня дамбы, образование промоин на верховом откосе, выход промоин на гребень, разрушение гребня с переливом воды через промоину и размыв тела дамбы, прорыв напорного фронта.	3,6	Ограниченно работоспособное состояние
Труба			
Группа 1. Сценарии аварий, приводящие к прорыву напорного фронта			
3А	Снижение прочности бетона стен верхового оголовка, разрушение бетона стен оголовка, падение стен оголовка, оползание низового откоса дамбы, разрушение тела дамбы, прорыв напорного фронта.	3,7	Ограниченно работоспособное состояние
3Б	Снижение прочности бетона стен низового оголовка, разрушение бетона стен оголовка, падение стен оголовка, оползание низового откоса дамбы, разрушение тела дамбы, прорыв напорного фронта.	3,6	Ограниченно работоспособное состояние
4	Снижение устойчивости выходного оголовка на опрокидывание из-за подмыва, опрокидывание выходного оголовка, оползание низового откоса дамбы, разрушение тела дамбы, прорыв напорного фронта.	3,6	Ограниченно работоспособное состояние

В обоих сценариях изначально учитывается работа трубы на переток части расхода на противоположную от прорана сторону канала. Однако, как показали расчеты, отверстие трубы в значительной степени заносится грунтом, вынесенным из тела прорана, и влияние работы трубы на параметры затопления долины р. S оказывается незначительным.

В канале в зоне его примыкания к водохранилищу имеются аварийные ворота, теоретически позволяющие предотвратить опорожнение водохранилища через образовавшийся проран в теле дамбы. Однако скорость развития прорана достаточно высока, и уже через 30–40 минут после начала понижения уровня в канале вследствие прорыва скорости течения в канале в районе аварийных ворот превышают 3 м/с. При таких значениях скоростей перекрытие канала может оказаться затруднительным.

Динамика развития прорана, формирование гидрографа излива и параметры распространения волны прорыва в долине р. S определялись методами численного моделирования по программе STREAM 2D [Беликов, Кочетков, 2014; Алексюк, Беликов, 2017 б, в] с использованием трехмерной цифровой модели рельефа местности (рис. 10.2.4) и применением алгоритма прямого численного моделирования раскрытия прорана в грунтовой плотине, описанного в работах [Беликов, Васильева, 2010; Беликов, Васильева, Прудовский, 2010].

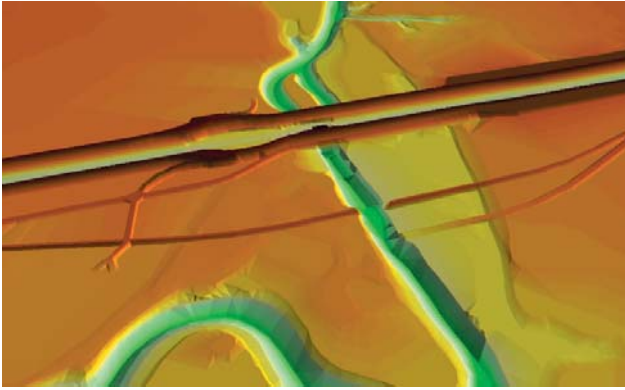


Рис. 10.2.4. Фрагмент трехмерной модели рельефа

Моделирование гидродинамических аварий с прорывом восточной и западной дамб (по отдельности) с учетом притока расхода из водохранилища показало, что максимальный расход разлива через восточный проран более чем в три раза превосходит расход 1% половодья по р. S. При прорыве Восточной дамбы этот расход скатывается вниз по р. S, приводя к большим затоплениям селитебных территорий (микрорайонов города, деревень и садовых участков) и далее уходит в р. Z (для последней такой расход является относительно небольшим). Проран в дамбе первоначально (в течение 3 часов) развивается очень медленно, а затем достигает максимальных размеров примерно за 1.5 часа (рис. 10.2.5).

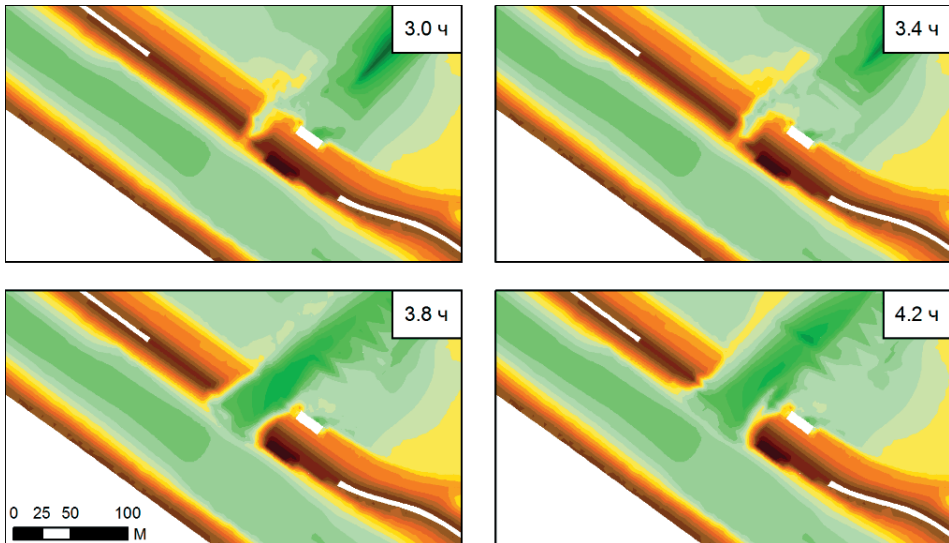


Рис. 10.2.5. Динамика развития прорана в дамбе канала

При прорыве Западной дамбы максимальный расход разлива через проран несколько меньше (за счет подтопления со стороны нижнего бьефа), однако область затопления распространяется вверх по р. S на протяжении до 20 км с глубинами затопления до 7–8 м. При этом затопливается большое число

дачных поселков (рис. 10.2.6), деревянные дома в которых могут получить сильные повреждения. Водопрпускные трубы под каналом, предназначенные для пропуска расхода р. S, частично заиливаются продуктами размыва дамбы, что более чем вдвое уменьшает их пропускную способность. В результате образуется большое временное водохранилище, осушить которое можно только путем последовательного выполнения ряда мероприятий: а) перекрытия канала аварийными воротами или другим способом, отсекая от канала водохранилище; б) расчистки заиленных водопрпускных труб р. S под каналом; в) ожидания стока образовавшегося водохранилища через эти трубы (по времени возможно до нескольких суток).



Рис. 10.2.6. Затопление долины реки при прорыве дамбы

Примечательно, что при гипотетической реализации любого из двух описанных выше сценариев (не основанных на реальных повреждениях ГТС, представляющих угрозу их безопасности) жилые здания и сооружения, построенные с соблюдением всех принятых норм вне зоны 1% затопления в долине р. S, могут попасть в зону затопления и получить разрушения при прорыве дамб канала, что следует учитывать при страховании гражданской ответственности, а также при выдаче разрешений на новое строительство.

Следует отметить, что существует возможность затопления польдерных территорий и без разрушения (или с незначительными разрушениями) ограждающих дамб при кратковременном переливе через них. Так, выполненные нами гидравлические численные эксперименты показали, что при разрушении ворот нижней головы одного из судоходных шлюзов волна прорыва пройдет по расположенному в нижнем бьефе каналу, сооруженному в насыпях, с перехлестом через дамбы канала без их разрушения ввиду кратковременности воздействия. Излившийся объем воды стечет в автодорожный тоннель, проходящий в понижении рельефа под каналом, и затопит его, создав транспортные проблемы.

Расчитанные по приближенным методикам или с применением численного гидродинамического моделирования параметры волны прорыва являются исходной информацией для оценки вероятного вреда.

10.3. Особенности оценки вероятного вреда при прорыве дамб

В соответствии с Методиками [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022], из зоны сильных разрушений выделяется катастрофическая зона, в которой затопления наступают в течение первого часа аварии, а затопления превосходят 3 м. По-видимому, такое выделение катастрофической зоны неправомерно. При возникновении сильных повреждений жилья из-за высокой скорости потока при ее нарастании за достаточно короткое время жители не могут принять мер к спасению; большая скорость в зоне аварии может быть даже более опасным поражающим фактором, чем большая глубина. С нашей точки зрения следовало бы определить катастрофическую зону как зону, в которой сильные разрушения наступают в течение первого часа аварии. При оценке степени разрушений можно вместо факторов максимальных за время затопления глубины и скорости течения воды использовать обобщающий их фактор балльности [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022], учитывающий гидродинамическое давление на сооружения.

Рассмотрим в качестве примера возможную гидродинамическую аварию дамбы польдера, расположенного на берегу водохранилища на одной из рек центральной России. Особенностью зоны возможного затопления рассматриваемого объекта является то, что в ней располагается большое количество дачных поселков. В сезон число дачников многократно (на порядок) превышает число постоянных жителей зоны возможного затопления. В [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022] рекомендации по расчету вреда дачным поселкам отсутствуют. В Методиках [Методика ..., 2020] и [Методика ..., 2022] содержится идентичный текст: «При подсчетах ущерба к жилому фонду следует относить отдельно стоящие: оздоровительные учреждения;

больницы, дома престарелых и интернаты; охотничьи и рыболовные хозяйства (строения); прочие учреждения кратковременного или сезонного пребывания. При этом для сезонных объектов рекреации должен вводиться коэффициент 0,5, а для других учреждений непостоянного пребывания людей — коэффициент 0,7». Таким образом, речь в этой рекомендации идет о ответственности юридических лиц или государства.

Отметим, что при оценке реального прямого ущерба и социального вреда от возможных аварий дачным поселкам возникает дополнительная сложность в определении числа людей, попадающих в зону возможного затопления. При таких же оценках для населенных пунктов в рекомендациях [Методика ..., 2020] и [Методика ..., 2022] используется численность их населения. Эта численность может быть получена путем запроса в территориальный орган Федеральной службы государственной статистики по субъекту Федерации, в котором расположены данные населенные пункты (информация предоставляется на платной основе юридическим лицам), а во многих случаях по информации, размещенной в интернете. Для дачных поселков органы статистики информацию о числе дачников не предоставляют, нет ее и в интернете. При оценке вреда от аварии дачным поселкам ориентироваться следует на число дачных участков. Во многих случаях его несложно определить по космическим снимкам (рис. 10.3.1) или с использованием общедоступного интернет-ресурса «Публичная кадастровая карта России».

Характер застройки, доля каменных домов может быть определена лишь при экспедиционном обследовании зоны возможного затопления. При невозможности такого обследования следует все дома считать сборными деревянными.

При оценке числа людей, которые могут находиться в дачном поселке в момент аварии, принимались следующие гипотезы:

- в каждом доме дачного поселка в рекреационный период отдыхает одна семья определенной численности (например, 3 чел.);
- в рекреационный период в выходные дни количество людей на дачных участках максимально велико;
- в рекреационный период в будние дни количество людей на дачных участках составляет 35% от максимального;
- в нерекреационный период количество людей на дачных участках составляет 5% от максимального.

Для оценки числа погибших и пострадавших от гидродинамической аварии в Методиках [Методика ..., 2020] и [Методика ..., 2022] использованы различные коэффициенты для аварии, возникшей днем или ночью. При этом время добегания волны до населенного пункта учитывается лишь для определения катастрофической зоны. По-видимому, такими рекомендациями можно пользоваться лишь для оценки числа погибших и пострадавших в ближних населенных пунктах, в которых затопление происходит внезапно. Для населенных пунктов, время добегания до которых достаточно велико, население будет предупреждено о начале аварии и успеет эвакуироваться. В работе считаем, что в зонах, затапливаемых более чем за 5 часов, успевают эвакуироваться 30% населения, более чем за 12 часов — 90% населения,



Рис. 10.3.1. Космический снимок дачного поселка, расположенного на рассматриваемом поледре

из поселков, затапливаемых более чем через 24 часа население полностью эвакуировано. Кроме того, для зон, затапливаемых более чем через 12 часов после начала аварии, не применяем ночные коэффициенты, учитывающие то, что наводнение застигает население во время сна.

При оценке вреда от аварии жилому фонду и личной собственности граждан, наносимому в дачных поселках, считаем, что на одного дачника на дачном участке приходится собственность, составляющая 15% собственности жителей городов данного региона. При оценке размера вреда от затопления населенного пункта методом укрупненных показателей ущерб промышленным предприятиям зоны затопления (основным и оборотным средствам предприятий и готовой, но нереализованной продукции) принимается пропорциональным населению зоны затопления. При расчете ущерба, вызванного затоплением дачных поселков, эти составляющие вреда не возникают, поскольку в данной зоне объекты отсутствуют.

В Методиках [Методика ..., 2020] и [Методика ..., 2022] считается, что вред инфраструктуре населенных пунктов (сооружениям электроснабжения, водоснабжения, канализации, внутрипоселковым дорогам, общественным зданиям различного назначения) пропорционален вреду жилому фонду и личной собственности граждан. Для учета вреда элементам благоустройства населенных пунктов вред жилому фонду и личной собственности граждан умножается на коэффициент, равный для городов $\beta = 1,3$, сельских поселений $\beta = 1,1$. Для дачных поселков также считаем, что $\beta = 1,1$.

10.4. Выводы по главе 10

Прорыв дамб, ограждающих польдерные территории, зачастую имеет свои особенности, которые необходимо учитывать при моделировании волн прорыва напорного фронта. Вероятный вред от затопления польдеров сопоставим, а иногда может и превышать ущербы от прорыва высоких плотин, и для его обоснованной оценки необходимо совершенствовать соответствующие методики расчета. Для предотвращения чрезвычайных ситуаций следует усилить технический контроль за состоянием как напорных, так и безнапорных дамб, а также создавать на них запасы строительных материалов для быстрой ликвидации возможных гидродинамических аварий.

11. Оценка рисков экстремальных затоплений волной прорыва

В настоящей главе рассматриваются вопросы оценки рисков затопления при наложении нескольких экстремальных гидрометеорологических явлений в сочетании с техногенным паводком, а также излагается новая методика оценки рисков затопления селитебных территорий и объектов повышенной опасности.

11.1. Оценка рисков экстремальных затоплений объектов повышенной опасности с учетом наложения нескольких гидрометеорологических явлений редкой повторяемости (на примере «Фукусима-теста» для Балаковской АЭС)

Многие атомные электростанции (а также и другие объекты повышенной опасности, например, нефтехимические предприятия, целлюлозно-бумажные комбинаты и т.п.) располагаются на берегах рек, озер, водохранилищ и морей для целей обеспечения водой систем внешнего охлаждения и технических нужд. Это предъявляет определенные требования к высотнопланировочным решениям расположения промплощадок АЭС, на которых как с нулевой отметки возводятся все сооружения станции. Так, например, согласно принятым в России техническим нормам на проектирование затопление промплощадки АЭС при всех возможных экстремальных гидрометеорологических воздействиях (наводнения, цунами, ветровые нагоны, ветровые волны, волны прорыва от вышерасположенных гидроузлов) не допускается с вероятностью выше 10^{-6} 1/год, т.е. повторяемостью не чаще, чем 1 раз в миллион лет. Аналогичные требования приняты и в целом в мировом сообществе.

Экстремальные гидрометеорологические события с вероятностью 10^{-6} 1/год и менее обычно не происходят за период инструментальных наблюдений (порядка 100 лет), поэтому соответствующие им отметки затопления могут быть получены только расчетным путем. При этом рассматрива-

ются сценарии с наложением двух или более независимых событий редкой повторяемости, например, сочетание наводнения вероятностью 10^{-4} 1/год и ветра вероятностью 10^{-2} 1/год, и наоборот. Такие события редко изучаются гидрологической наукой. Расчеты их воздействия на объекты повышенной опасности производятся на основе нормативных документов, экстраполяции натуральных данных, а также с применением физического и математического моделирования.

11.1.1. Постановка задачи и математическая модель

Целью настоящей работы являлся расчет и анализ рисков для сооружений Балаковской АЭС от аварий на гидротехнических сооружениях Жигулевской и Саратовской ГЭС, вызывающих волну прорыва, для принятия последующих решений по предотвращению негативных последствий для Балаковской АЭС. Расчеты воздействия экстремальных гидрометеорологических явлений на сооружения АЭС стали проводиться в России после вызванной цунами аварии на АЭС Фукусима (Япония) 11 марта 2011 года (так называемый «Фукусима-тест»).

Для выполнения инициированной Росатомом работы была построена компьютерная гидродинамическая модель Куйбышевского, Саратовского и части Волгоградского водохранилищ (до г. Вольск), основанная на трехмерной цифровой модели рельефа (ЦМР) всего участка с учетом чертежей сооружений гидроузлов и водоема-охладителя АЭС и численном решении двумерных уравнений Сен-Венана на области моделирования. Проведены расчеты волны прорыва грунтовой плотины Жигулевского гидроузла на фоне экстремального половодья обеспеченностью 0.01% (расход $78300 \text{ м}^3/\text{с}$) и с учетом воздействий ветра обеспеченностью 1% (скорость 36.5 м/с) разных направлений с детализацией в районе Балаковской АЭС и Саратовской ГЭС.

В такой постановке расчеты проводились впервые. Выполненные до этого различными организациями расчеты параметров волны прорыва Жигулевского гидроузла проводились либо на фоне среднесноголетнего расхода р. Волги и уровня воды у Саратовского гидроузла, равного НПУ = 28.0 м, либо при наложении волны прорыва на половодье обеспеченностью 0.01%, но в обоих случаях без учета ветрового воздействия. Методика расчетов разрабатывалась с учетом поставленной цели и особенностей рассматриваемого объекта. Для расчета вероятных воздействий от прохождения волны прорыва были разработаны возможные сценарии гидродинамической аварии, определены вероятности этих сценариев, рассчитаны параметры волны прорыва (гидрографы разлива, максимальные подъемы уровней воды в районе АЭС, глубины затопления, скорости течения), отрисованы зоны затопления на топографических картах и космических снимках. При моделировании широко применялись ГИС-технологии. Некоторые результаты работы опубликованы в [Румянцев, Беликов, 2015].

Математическая модель. Расчеты проводились по программе STREAM 2D [Беликов, Кочетков, 2014] на основе двумерных уравнений Сен-Венана с использованием трехмерной батиметрии водохранилищ и кривых пропускной способности Жигулевского и Саратовского гидроузлов, причем для по-

следнего кривая была доопределена по специальной методике до величины расхода 100 тыс. куб. м/с (с учетом работы Балаковского шлюза). Для расчета развития прорана в грунтовой плотине Жигулевского гидроузла применялась хорошо апробированная методика [Прудовский, 1998], по которой ранее были выполнены расчеты волны прорыва для Ивановского, Угличского, Рыбинского, Камского, Новосибирского, Цимлянского, Краснодарского и многих других гидроузлов России.

Цифровая модель рельефа. При построении компьютерной модели водохранилищ производилось формирование цифрового рельефа. Электронная топографическая карта совмещалась с векторизованными лоцманскими картами Куйбышевского, Саратовского и части Волгоградского водохранилищ, а также чертежами гидротехнических сооружений. Формировалась цифровая модель рельефа (ЦМР) в виде трехмерного поля точек с координатами x , y , z (рис. 11.1.1). После этого отметки рельефа интерполировались в центры ячеек треугольно-четырёхугольной расчетной сетки при помощи метода гармонической интерполяции [Беликов, Семенов и др. 1997].

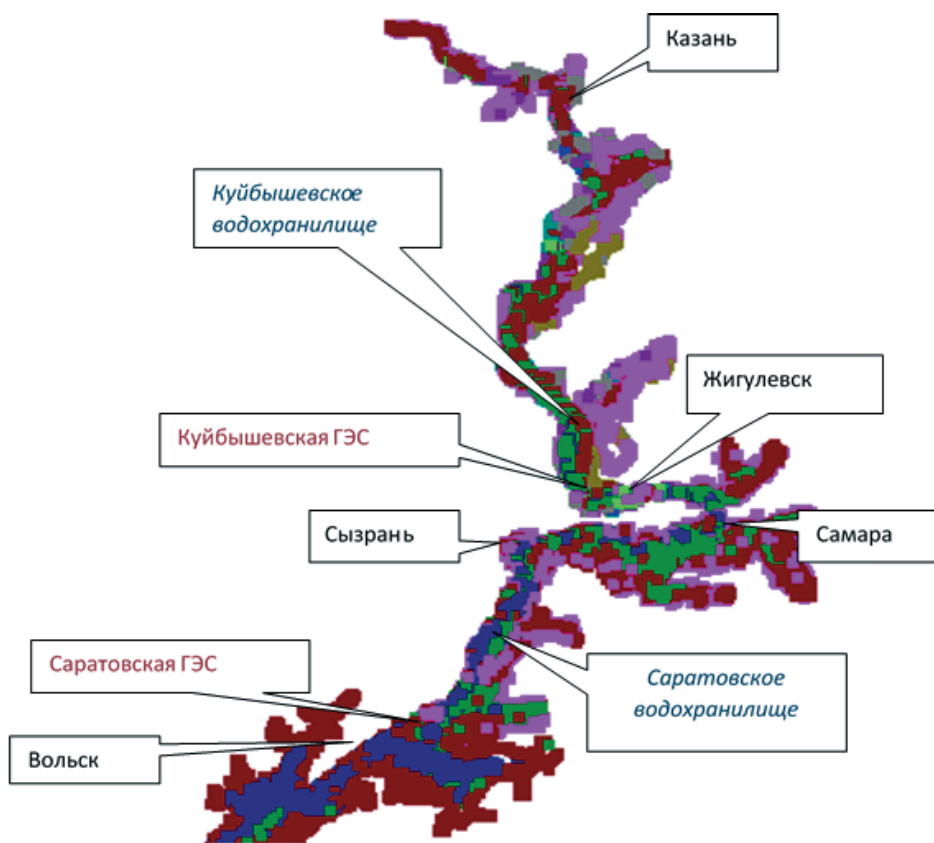


Рис. 11.1.1. Цифровая модель рельефа на область моделирования (цветом даны градации уровней)

Расчетные сетки. При построении двумерной модели применялись гибридные треугольно-четырёхугольные сетки нерегулярной структуры, адаптированные к геометрическим и батиметрическим особенностям рассматриваемого объекта. В границах старого русла реки Волги в Куйбышевском и Саратовском водохранилищах, а также на плотинах Жигулевского и Саратовского гидроузлов и ограждающей дамбе водоема-охладителя Балаковской АЭС строилась четырехугольная сетка, а на остальной области – треугольная. В итоге была построена сетка для глобальной модели, содержащая около 69 тыс. ячеек с длинами сторон от 100 м до 1500 м, общей протяженностью по руслу Волги около 700 км, а также сетка для локальной модели длиной около 100 км с ячейками от 20 м до 500 м, фрагмент которой приведен на рис. 11.1.2.

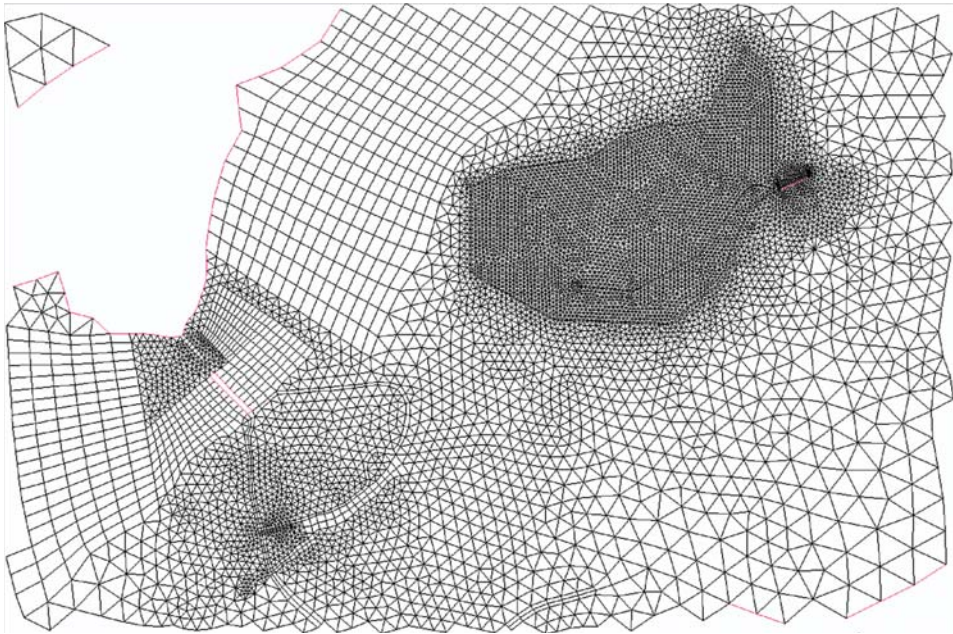


Рис. 11.1.2. Фрагмент адаптивной расчетной сетки в районе Саратовского гидроузла и водоема-охладителя Балаковской АЭС

Калибровка численной модели. Важным этапом при построении компьютерной гидравлической модели объекта является её калибровка, т.е. настройка на данный объект путем подбора входящих в модель параметров таким образом, чтобы получить согласование с имеющимися натурными данными. В настоящей работе использовались гидрологические данные по расходам и уровням воды на водомерных постах Самара, Сызрань, Вольск и Саратов в половодья 1979, 1981 и 1986 годов, а также кривые связи расходов и уровней в нижних бьефах Жигулевского и Саратовского гидроузлов.

Анализ соответствующих данных показал, что в каждое из этих половодий существовал период времени, равный примерно 7 суткам, в течение которого расходы через гидроузел оставались практически постоянными,

а уровни на водомерных постах изменялись незначительно. Это позволило провести калибровку при постоянных расходах воды 38000 м³/с и 27300 м³/с, значения которых задавались на входной границе расчетной области течения. На выходной границе расчетной области в створе г. Вольск принимались абсолютные уровни воды.

11.1.2. Результаты численного моделирования

На рис. 11.1.3–11.1.4 приведены гидрографы излива и скорости течения при прорыве напорного фронта Жигулевского гидроузла.

Расчеты ветровых нагонов проводились также по программе STREAM_2D путем включения в расчеты ветровых напряжений на свободной поверхности воды при заданной 1% скорости ветра 36.5 м/с различных румбов. При этом предполагалось, что скорость ветра начинает нарастать одновременно с началом развития прорана в створе Жигулевской ГЭС. Параметры ветровых волн и их воздействие на гидротехнические сооружения Балаковской АЭС рассчитывались в соответствии с нормативной документацией. Параметры волнения рассчитывались с учетом глубины затопления от волны прорыва и ветровых нагонов.

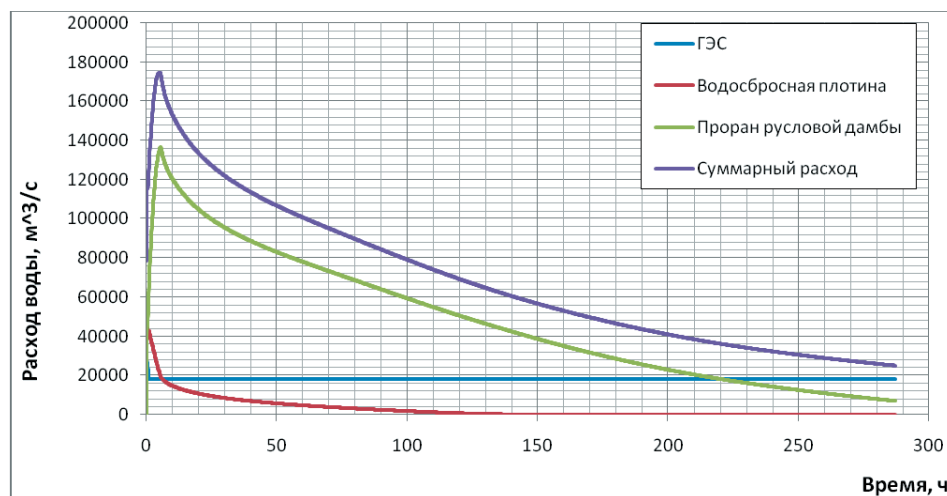


Рис. 11.1.3. Гидрограф расходов воды через сооружения Жигулевского гидроузла при прорыве русловой дамбы на фоне половодья с расходом 0.01% обеспеченности

В результате расчетов определялись максимальные уровни воды у сооружений Балаковской АЭС при различных сценариях развития гидродинамической аварии с учетом воздействия ветров различных направлений, а также максимальные глубины затопления (рис. 11.1.5) и скорости течения у ограждающей дамбы № 1 водоема-охладителя, волновое воздействие на дамбу и другие сооружения АЭС.

Расчеты показали сложную динамику взаимодействия паводкового потока, волны прорыва, ветровых нагонов и ветровых волн, при различных сочетаниях которых формируются разные уровни водной поверхности и параметры волнения у сооружений АЭС.

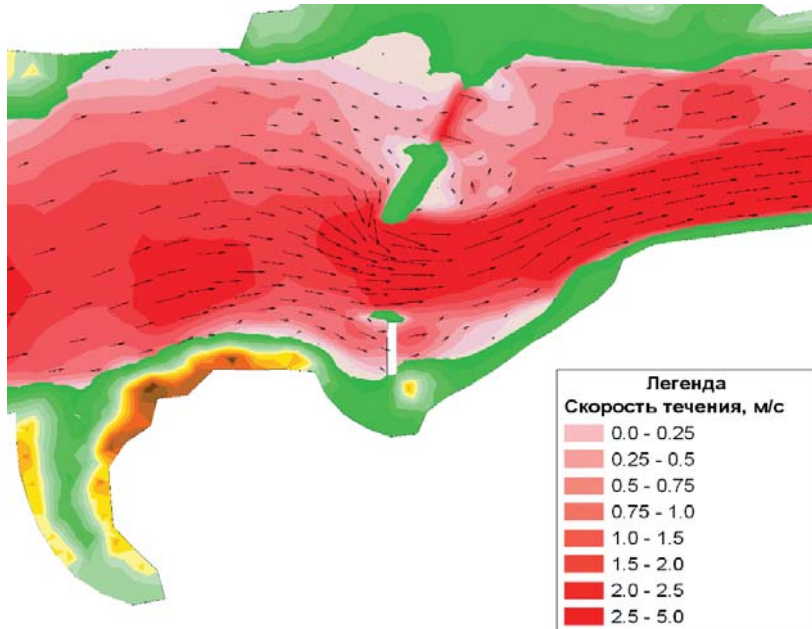


Рис. 11.1.4. Скорости течения на момент неполного раскрытия прорана (17,5 часов) в русловой дамбе Жигулевского г/у на фоне половодья с расходом 0.01% обеспеченности

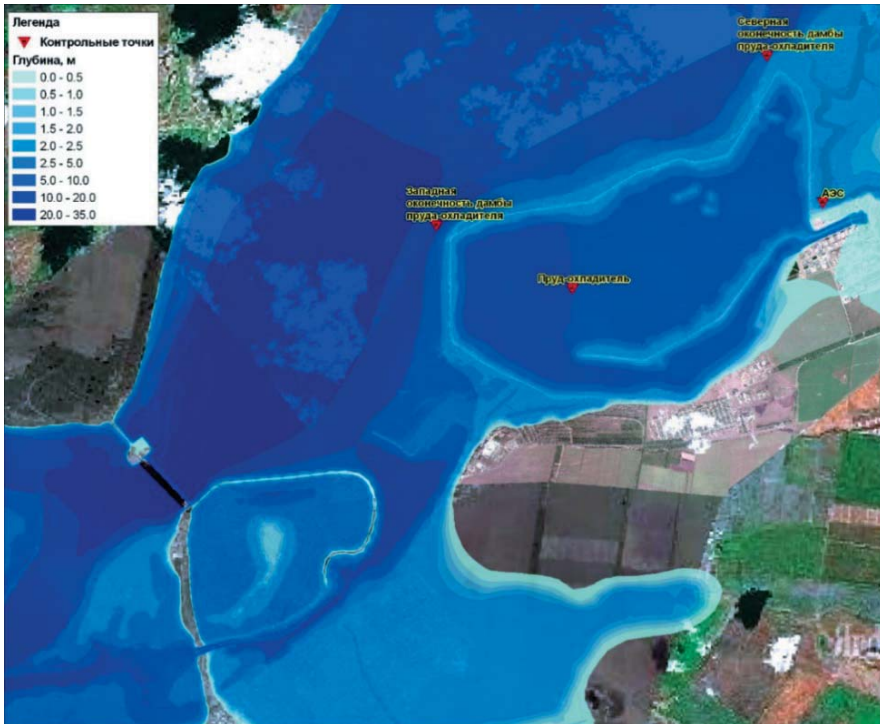


Рис. 11.1.5. Максимальные глубины затопления в районе Балаковской АЭС при прохождении волны прорыва Жигулевского гидроузла на фоне половодья с расходом 0.01% обеспеченности

11.1.3. Оценки вероятностей рассматриваемых сценариев и рисков затопления АЭС

Вероятности половодья 10^{-4} 1/год и ветра 10^{-2} 1/год заданы по условиям расчетов. Поскольку наибольшие уровни воды у сооружений Балаковской АЭС возникают при ветрах Юго-Западного (годовая повторяемость 18%), Северного (16%) и Северо-Западного (13%) направлений, постольку суммарную вероятность однопроцентных ветров именно этих направлений можно оценить величиной $4,7 \times 10^{-3}$ 1/год. Согласно «Свод правил. Гидротехнические сооружения. Основные положения. СНиП 33-01-2003» [СП 58.13330.2019], допустимое значение вероятности возникновения аварий на напорных гидротехнических сооружениях I класса (Жигулевский г/у) равно 5×10^{-5} 1/год. Эти три случайных события можно считать независимыми, поскольку Жигулевский гидроузел пропускает половодье 0,01% при ФПУ в расчетном режиме. Исходя из приведенных значений вероятностей и результатов расчетов, можно дать следующие оценки вероятности рассматриваемых сценариев и соответствующих воздействий на сооружения Балаковской АЭС:

- вероятность наложения 1% ветра опасных для Балаковской АЭС румбов на 0,01% половодье равна $4,7 \times 10^{-7}$ 1/год. Повторяемость такого события – один раз в два миллиона лет. При этом, согласно результатам расчетов, площадка Балаковской АЭС не затопливается, но может произойти перелив и частичное разрушение ограждающей дамбы водоема-охладителя, расположенной на пониженных отметках;

- вероятность наложения волны прорыва Жигулевского гидроузла на 0,01% половодье равна 5×10^{-9} 1/год, или один раз в двести миллионов лет. При этом площадка Балаковской АЭС не затопливается, но произойдет разрушение напорного фронта Саратовского гидроузла из-за превышения его пропускной способности и перелива через гребень грунтовой плотины;

- вероятность совпадения во времени трех экстремальных событий (половодья 0,01%, ветра 1% опасных румбов и волны прорыва Жигулевского гидроузла) равна $2,35 \times 10^{-11}$ 1/год, или приблизительно один раз в сорок миллиардов лет. При этом площадка Балаковской АЭС может подвергнуться подтоплению на глубину не более 0,2 м, однако такое событие из-за его ничтожной вероятности следует признать нереализуемым.

Опыт выполнения соответствующих расчетов для нужд атомной энергетики показал, что гораздо более эффективным для проектирования является не просто определение максимальной отметки затопления площадки АЭС с вероятностью 10^{-6} 1/год, а построение кривой связи максимальных отметок затопления с их вероятностью или повторяемостью. При этом постулируется, что эта кривая является однозначной, непрерывной и монотонной.

Построение такой кривой для объекта повышенной опасности обладает рядом важных преимуществ по сравнению с принятым в настоящее время подходом:

- более высокая точность результатов (поскольку кривая строится осреднением по массиву точек);

- инвариантность к нормам проектирования (за нормативную можем принять любую вероятность из заданного диапазона, не проводя дополнительных расчетов);

- возможность оценить эффективность нормативного запаса (в России его величина принята равной 0,5 м);
- возможность для проектировщика назначить отметку промплощадки АЭС не на основе норматива, а на основе решения задачи минимизации рисков от возможной аварии (под риском понимается произведение вероятности аварии на величину ущерба от аварии).

По результатам этих расчетов построен обобщающий график повторяемости высоких уровней воды в районе Балаковской АЭС (рис. 11.1.6). На этом графике нижняя кривая соответствует осредненным уровням воды с учетом ветрового нагона, но без учета волнения, а верхняя кривая дает отметки гребней экстремальных волн (каждая сотая волна). Из графика видно, что при частоте реализации 10^{-6} 1/год площадка АЭС расположена выше гребней экстремальных волн, т.е. удовлетворяет нормативным требованиям.

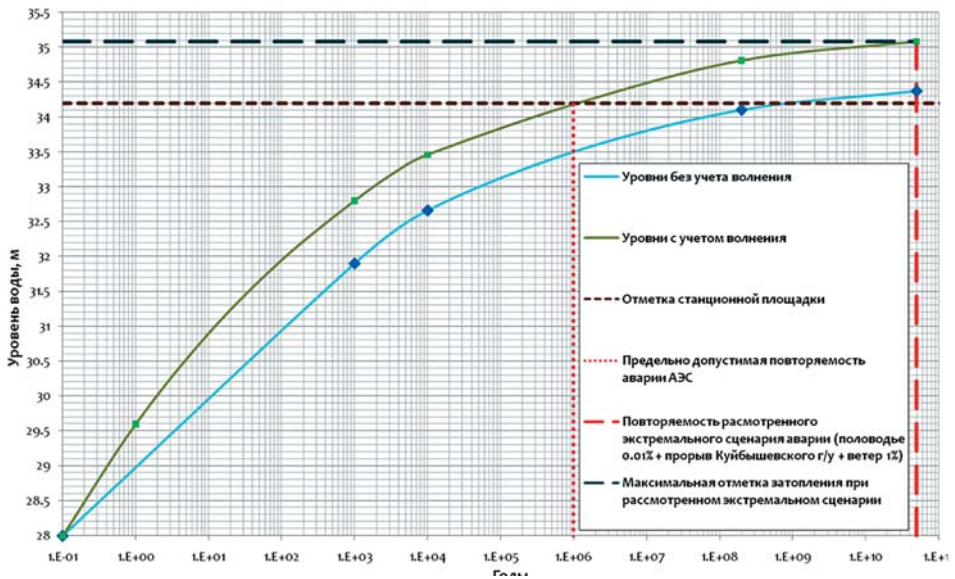


Рис. 11.1.6. График повторяемости высоких уровней воды в районе Балаковской АЭС

Рассмотрим вопрос о выборе отметки площадки АЭС на основе минимизации рисков. Для простоты расчетов примем несколько условных, но имеющих верный порядок величин цифр: стоимость подъема отметки верха промплощадки на каждый последующий метр – \$1 млн; ущерб от затопления площадки на 1 м – \$10 млн; ущерб от затопления площадки на каждый последующий метр увеличивается в 10 раз. На рис. 11.1.7 показаны графики стоимости подъема верха площадки на определенную высоту и величины риска от затопления площадки на ту же высоту для условий Балаковской АЭС. Оказывается, что для принятых ценовых параметров отметка площадки выбрана близко к оптимальной, поскольку оба графика пересекаются на отметке, близкой к отметке промплощадки.

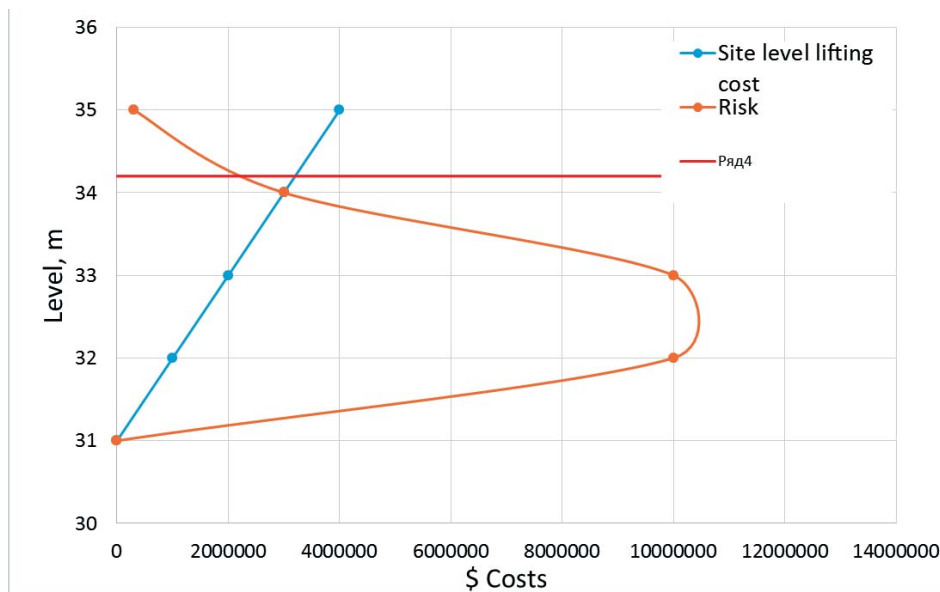


Рис. 11.1.7. Графики стоимости подъема верха промплощадки на определенную высоту и величины риска от затопления площадки на ту же высоту для условий Балаковской АЭС

11.2. Новая методика оценки рисков экстремальных затоплений селитебных территорий и объектов повышенной опасности

По статистике, наибольший экономический и социальный ущерб из всех стихийных бедствий на Земле приносят наводнения. Известны случаи гибели десятков и даже сотен тысяч людей в результате экстремальных наводнений природного и техногенного (волны прорыва плотин и дамб) генезиса. В России за последние годы прошло несколько разрушительных наводнений: г. Крымск (р. Адагум), 2012 г.; бассейн Амура, 2013 г.; Черноморское побережье Кавказа, 2012, 2018 гг., г. Тулун (р. Ия), 2019 г. Существующие мероприятия инженерной защиты при этом оказались недостаточными. В связи с этим стоит задача более эффективной защиты селитебных территорий и объектов повышенной опасности от затопления.

В настоящем разделе будут рассматриваться поймы рек с расположенными на них населенными пунктами и объектами повышенной опасности (ОПО) (атомные электростанции, нефтеперерабатывающие и химические предприятия и т.п.); а также польдерные территории, которые затопляются при прорыве ограждающих их дамб [Беликов, Норин, Школьников, 2014].

В соответствии с нормативными требованиями территории поселений, расположенных на прибрежных участках, должны быть защищены от затопления паводковыми водами, ветровым нагоном воды и подтопления грунтовыми водами – подсыпкой (намывом) или обвалованием. Согласно СП 42.13330.2011: Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. [СП 42.13330.2011], за расчетный горизонт высоких вод следует принимать отметку наивысшего уровня воды повторяемостью:

один раз в 100 лет – для территорий, застроенных или подлежащих застройке жилыми и общественными зданиями; один раз в 10 лет – для территорий парков и плоскостных спортивных сооружений.

Для объектов повышенной опасности (например, атомных электростанций, расположенных в поймах рек) отметка верха горизонтальной промышленной площадки (на которой располагаются все сооружения станции) должна быть не ниже отметки затопления с вероятностью 10^{-6} 1/год, или повторяемостью 1 раз в миллион лет [Рекомендации Росатома..., 2015].

Близкие по порядку цифры приняты и в мировой практике. Между тем научное (и практическое) обоснование этих нормативов отсутствует. В предлагаемой статье развивается подход к определению эффективных уровней инженерной защиты территории, основанный на минимизации рисков затопления. Риск в данном случае определяется стандартным образом как произведение вероятности затопления заданным уровнем воды на величину вероятного вреда (ущерба) при таком затоплении.

Раздел состоит из трёх пунктов. В первом обосновывается возможность приближенного определения вероятного вреда при затоплении селитебных территорий и объектов повышенной опасности, расположенных в поймах рек, в зависимости от глубины затопления. При этом вводятся некоторые допущения и в результате получаются простые степенные зависимости для величины вероятного вреда, причем показатель степени для ОПО оказывается больше, чем для селитебных территорий.

Во втором пункте рассматривается технология построения кривых вероятности затопления поймы с использованием двумерных гидродинамических моделей (на основе программного комплекса STREAM 2D CUDA) и данных натурных наблюдений. Отметим, что для построения кривых вероятности затопления могут применяться и более простые подходы (одномерные модели, уравнение Шези и пр.), однако в некоторых случаях это может приводить к снижению точности расчетов. На примере значительного числа гидрологических створов на ряде рек показано, что кривые повторяемости затопления поймы могут быть аппроксимированы простыми логарифмическими зависимостями. Необходимо подчеркнуть, что эти кривые строятся не в совсем обычном для классической гидрологии диапазоне величин повторяемости, от нескольких лет до десятков тысяч и миллионов лет.

В третьем пункте выводятся и обосновываются формулы для определения рисков затопления селитебных территорий и интегральных показателей рисков. Получено, что наибольшие риски приурочены к уровням затопления обеспеченностью около 2%, поэтому эффективная инженерная защита селитебных территорий должна быть рассчитана на уровне затопления гораздо меньшей обеспеченности (0.1% и менее).

11.2.1. Расчет вероятного вреда от затопления селитебных территорий и ОПО в зависимости от глубины

Выполнение расчетов вероятного вреда (в стоимостном выражении) от затопления селитебных территорий природными наводнениями и техногенными паводками (волнами прорыва) в соответствии с имеющимися нормативными документами и методическими указаниями методик [Методика...,

2020] и [Методика ..., 2022] является довольно трудоемкой задачей. Для этого, кроме расчетов параметров затопления (зоны затопления, скорости течения, глубины затопления, время стояния высоких вод), требуются данные о стоимости строений, объектов инфраструктуры, сельхозугодий и пр. Между тем можно показать, что для минимизации рисков затопления путем выбора и реализации защитных мероприятий (подсыпка или обвалование территории до определённой отметки) в ряде случаев конкретная стоимостная оценка вероятного вреда не требуется.

В настоящем разделе выводятся приближенные формулы, связывающие вероятный вред от затопления с глубиной затопления, причем стоимостные коэффициенты уже не зависят (или слабо зависят) от глубины и их можно вынести за скобки. Такой подход к рассматриваемой проблеме позволяет в некоторой степени уйти от сугубо материальных оценок (которые к тому же могут сильно меняться во времени), ставя во главу угла вопросы надежности и безопасности защиты селитебных территорий и ОПО от наводнений. Отметим, что это ни в коей мере не исключает возможность расчета стоимостных коэффициентов в соответствии с известными методиками [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022] или их модификациями.

Вывод формулы для нормализованного ущерба от затопления селитебной территории

Рассмотрим сначала типичную ситуацию с расположением населенного пункта вдоль водотока частично на плоской пойме, частично на береговом откосе (рис. 11.2.1). На самом деле на пойме может быть неровный рельеф (возвышения, впадины), но, по сути, эти случаи аналогичны рассматриваемой схеме, если рельеф расчленить на отдельные участки.

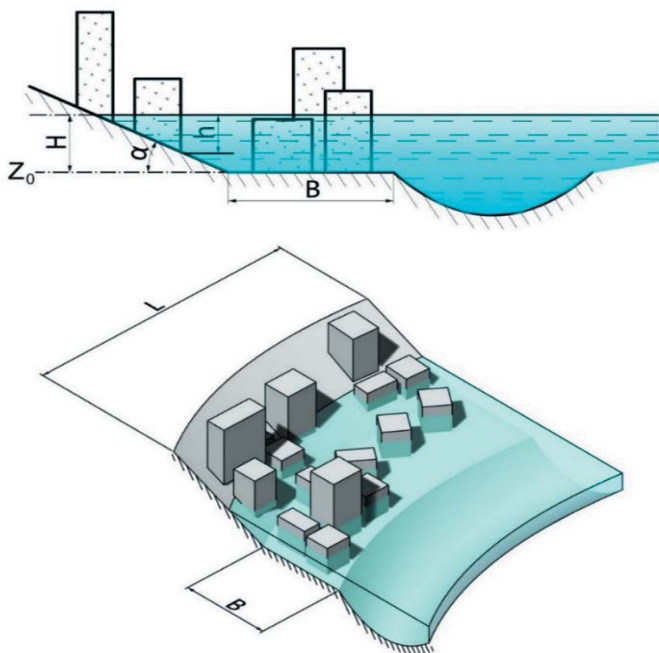


Рис. 11.2.1.
Расчетная схема
затопления
селитебной
территории
в пойме реки

Предположим, что средняя ширина плоской части поймы по нормали к руслу равна B , средний угол наклона берегового откоса к горизонту в ортогональном руслу направлении равен α , локальная в точке плана населенного пункта глубина затопления равна h , отметка поймы (или нижняя отметка застроенной территории) равна Z_0 , глубина затопления от этой отметки равна H , протяженность населенного пункта вдоль русла равна L (рис. 11.2.1).

Основные ущербы от затопления в локальной области плана местности связаны с двумя определяющими факторами (см. [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022]) – динамическим и статическим:

1) Динамический фактор характеризуется кинетической энергией столба воды высотой h с единичной площадью основания, которая преобразуется в разрушающий динамический напор при взаимодействии с сооружениями (либо людьми, транспортными средствами и т.п.) и выражается формулой

$$E = \rho h \frac{v^2}{2}, \quad (11.2.1)$$

где ρ – плотность жидкости, v – средняя по глубине скорость в данной точке плана течения;

2) Статический фактор характеризуется глубиной затопления и временем затопления T (временем стояния высоких вод). Определенная глубина затопления может привести к всплытию лёгких деревянных строений за счет Архимедовой силы даже при незначительных или нулевых скоростях течения, а также является причиной гибели людей, порчи интерьеров, мебели, автомобилей, сельхозугодий и пр.

Оба перечисленных фактора приводят как к разрушению или повреждению жилого фонда, промышленных зданий и сооружений, инфраструктурных и сельскохозяйственных объектов, так и к травмам или гибели людей.

Учитывая уравнение Шези

$$ghl = \lambda \frac{v^2}{2}, \quad (11.2.2)$$

где g – ускорение свободного падения, I – продольный уклон водной поверхности на пойме, λ – коэффициент гидравлического сопротивления поймы, получим из (11.2.1), (11.2.2)

$$E = \rho gh^2 \frac{I}{\lambda} = K_1 h^2, \quad (11.2.3)$$

где K_1 – некоторый коэффициент, слабо зависящий от глубины потока в данном месте (через коэффициент гидравлического сопротивления).

Далее, предполагая, что время стояния высоких вод в первом приближении пропорционально глубине стояния (чем больше глубина затопления, тем обычно дольше продолжается и само затопление), и, приводя коэффициенты в формулах (11.2.3), (11.2.4) к единой размерности, получим выражение для статического фактора

$$G = \rho g K T h = K_2 h^2, \quad (11.2.4)$$

где K_2 – некоторый коэффициент, не зависящий (или слабо зависящий) от глубины потока в данном месте.

Вводя некие стоимостные коэффициенты A_1 и A_2 (которые зависят от вида, этажности и стоимости квадратного метра жилья, стоимости объектов инфраструктуры, стоимости сельхозпродукции на затопливаемых территориях, ущерба экологии и т.п.), из (11.2.3) и (11.2.4) получим выражение для локального (на единицу площади в конкретной точке населенного пункта) ущерба в стоимостном выражении

$$D_{Loc} = (A_1 K_1 + A_2 K_2) h^2 = A' h^2, \quad (11.2.5)$$

где величиной A' обозначена сумма стоимостных коэффициентов в круглых скобках, слабо зависящая от h .

Подчеркнем, что физическая природа коэффициентов K_1, K_2 разная, и также принципиальным образом будут отличаться стоимостные коэффициенты A_1, A_2 . Например, для многоэтажного железобетонного здания A_1 будет близким к нулю, потому что оно паводком не разрушится, а A_2 может быть значительным, поскольку высоким уровнем воды будет повреждена отделка здания, интерьеры, мебель, товары в расположенных на первых этажах магазинах и т.п. С другой стороны, для одно-двухэтажных деревянных зданий соответствующий динамический напор может привести к сносу их с фундамента и полному разрушению, т.е. в этом случае коэффициент A_1 окажется определяющим.

Интегрируя выражение (11.2.5) по площади затопляемой городской территории при максимальной глубине затопления H с учетом того, что ширина полосы затопления плоской поймы будет равна B , ширина полосы затопления откоса будет (согласно нашей схеме) пропорциональна глубине H , получим

$$D = C_3 \left(\frac{H}{d} - 1 \right)^4 \quad \text{или} \quad D = C_3 \left(\frac{H}{d} \right)^{3.5}, \quad (11.2.6)$$

где D – суммарный ущерб от затопления рассматриваемой территории в стоимостном выражении, H – максимальная глубина затопления, C_1, C_2 – некие интегральные стоимостные коэффициенты, не зависящие (или слабо зависящие) от глубины затопления.

Таким образом, суммарный ущерб от затопления селитебной территории пропорционален линейной комбинации квадрата и куба максимальной глубины затопления. Обобщенные стоимостные коэффициенты могут быть определены на основании имеющихся нормативных документов по расчету вероятного вреда, например [Методика ..., 2020; Методика ..., 2022], а также на основании дополнительных исследований.

Для упрощения дальнейших выкладок запишем формулу (11.2.6) в приближенном виде

$$D = CH^\gamma, \quad (11.2.7)$$

где $2 \leq \gamma \leq 3$, причем значение гамма уточняется (конкретизируется) в зависимости от топографии затопляемой области.

Вывод формулы для нормализованного ущерба от затопления ОПО

В случае ОПО в силу их специфики суммарный ущерб будет определяться не степенной, а показательной функцией вида

$$D = C_3 \cdot \left(e^{\frac{H}{d}} - 1 \right), \quad (11.2.8)$$

где C_3 – стоимостной коэффициент; H – глубина затопления, отсчитываемая не от поверхности поймы, а от горизонтальной плоскости верха промышленной площадки (АЭС, нефтехимического предприятия и т.п.), на которой по проекту в одной отметке располагаются все сооружения объекта (рис. 11.2.2); d – некоторый коэффициент, имеющий размерность длины. Выберем его таким образом, чтобы ущерб от затопления промплощадки на каждый последующий метр увеличивался в 10 раз. Тогда $d = 0.44$ м.

Показательная функция в нужном нам диапазоне изменения $0 < H/d < 9$ может быть с приемлемой для решаемых задач погрешностью аппроксимирована степенными функциями вида (рис. 11.2.3):

$$D = C_3 \left(\frac{H}{d} - 1 \right)^4 \quad \text{или} \quad D = C_3 \left(\frac{H}{d} \right)^{3.5}. \quad (11.2.9)$$

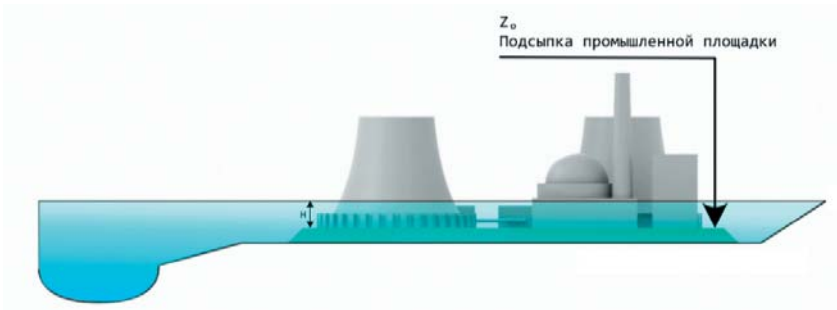


Рис. 11.2.2. Расчетная схема затопления объекта повышенной опасности

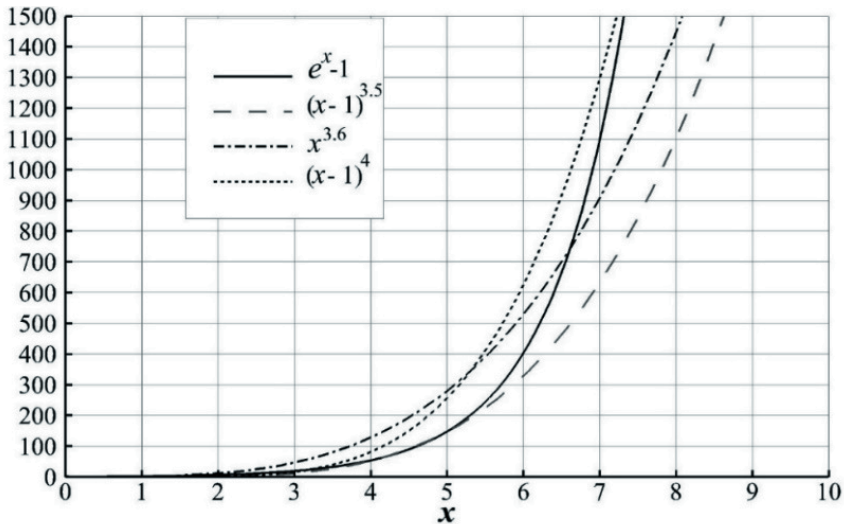


Рис. 11.2.3. Приближенная аппроксимация показательной функции степенной

Таким образом, суммарный ущерб от затопления селитебной территории или ОПО пропорционален максимальной глубине затопления для рассматриваемого сценария в степени $2 \leq \gamma \leq 4$ и может быть рассчитан по формуле (11.2.7) с повышенным до 3,5–4,0 значением коэффициента гамма для ОПО.

11.2.2. Построение кривых вероятности уровней затопления поймы с использованием двумерных гидродинамических моделей и данных натуральных наблюдений

Для оценки рисков затопления необходимо построить кривую связи уровней затопления рассматриваемого объекта на пойме с вероятностью (или повторяемостью) достижения этого уровня. Генезис (причина) затопления может при этом быть различным и складываться из нескольких факторов. Это паводки, наводнения, волны прорыва вышележащих гидроузлов, ветровые нагоны и ветровые волны, волны цунами и т.п. Такая кривая уникальна для каждого объекта и может быть построена на основе данных натуральных наблюдений и их экстраполяции, расчетным путем с применением методов математического моделирования (особенно в области малых вероятностей, где наблюдения отсутствуют), а также комбинированным способом.

Для всех анализируемых ниже створов расчеты выполнены с применением программного комплекса STREAM 2D CUDA и его модификаций [Алексюк, Беликов, 2017в; Алексюк, Малахов, Беликов, 2020], основанном на численном решении двумерных уравнений мелкой воды. Используемые в этой программе алгоритмы являются уникальными, высокоточными, современными и опубликованы в ведущих мировых научных изданиях [Алексюк, Беликов, 2017а; Aleksyuk, Belikov, 2019; Aleksyuk, Malakhov, Belikov, 2020] и монографии [Беликов, Алексюк, 2020].

Первоначально разработанная методика (технология) построения кривых была применена к объектам повышенной опасности (Балаковская АЭС и АЭС Руппур), что было вызвано (ввиду специфики этих объектов) необходимостью рассматривать очень малые вероятности затопления [Рекомендации Росатома, 2015; Румянцев, Беликов, 2015]. В работе [Беликов и др., 2019] подробно описывается последовательность построения такой кривой для участка р. Ганг (Республика Бангладеш) в районе строительства АЭС Руппур. Объект характеризуется наличием достаточно хороших исходных данных (детальный рельеф местности, актуальная гидрометрическая съемка, столетний ряд гидрологических наблюдений) и широким диапазоном изменения вероятности затоплений вплоть до 10^{-9} 1/год. Для построения кривой вероятности используются как метод экстраполяции данных натуральных наблюдений в область малых вероятностей расходов воды, так и метод численного гидродинамического 2D-моделирования с учетом наложения (суперпозиции) нескольких гидрометеорологических явлений редкой повторяемости и с учетом возможного изменения климата. Отличительной особенностью этого объекта является то, что расчет кривой вероятностей пришлось проводить с учетом размывов речного дна, сильно влияющего на уровни воды в створе АЭС при пропуске высоких половодий.

Для ряда створов (р. Волга г. Ярославль [Belikov at al., 2018], р. Волга г. Балаково [Румянцев, Беликов, 2015], 4 створа на Нижнем Дону [Беликов и др., 2020]) при построении кривой вероятностей затопления учитывались параметры волн прорыва вышележащих гидроузлов (не основано на реальной угрозе), которые были рассчитаны с применением 2D-гидродинамических моделей протяженных участков долин рек. Отметки затопления в этих случаях обычно выше, чем от естественных паводков, но и вероятности их

меньше. Для р. Северная Двина (г. Великий Устюг) кривая вероятности построена с учетом ледовых заторов.

Примеры таких кривых для нескольких створов на крупных реках, построенных с применением численного гидродинамического моделирования на основе работ [Беликов и др., 2020, Беликов и др., 2019, Румянцев, Беликов, 2015, Belikov et al., 2018, Belikov, Borisova, Glotko, 2021], приведены на рис. 11.2.4–11.2.6 в полулогарифмических координатах в зависимости от величины повторяемости уровня, обратной вероятности достижения заданного уровня. В области малых вероятностей (порядка 0,1/год и меньше, которые именно нас и интересуют при затоплении поймы) они приближенно могут быть аппроксимированы логарифмической функцией. Виды таких функций и параметры аппроксимации приведены в табл. 11.2.1 для девяти створов на реках Дон, Волга, Ганг, Сев. Двина, Ия. Достаточно хорошую точность аппроксимации обеспечивают функции корень квадратный и корень четвертой степени от логарифма повторяемости значения уровня.

Табл. 11.2.1. Данные по анализируемым створам

Створы	$f(x) = a \cdot \ln(x) + b$	$f_1(x) = a \sqrt{\ln(x)} + b$	$f_2(x) = a \sqrt[4]{\ln(x)} + b$
в.п. Ростов на Дону (р. Н. Дон)	a=0.6375; b=1.065; SSE=2.628; R2=0.8923	a=2.664; b=-1.296; SSE=0.8913; R2=0.9635	a=7.229; b=-5.95; SSE=0.4189; R2=0.9828
Багаевский гидроузел НБ (р. Н. Дон)	a=0.7426; b=2.544; SSE=6.121; R2=0.8284	a=3.152; b=-0.3061; SSE=2.76; R2=0.9226	a=8.627; b=-5.917; SSE=1.512; R2=0.9576
в.п. Багаевская (р. Н. Дон)	a=0.7365; b=2.985; SSE=5.945; R2=0.8302	a=3.12; b=-0.1711; SSE=2.758; R2=0.9212	a=8.534; b=-5.374; SSE=1.584; R2=0.9548
в.п. Раздорская (р. Н. Дон)	a=0.9632; b=4.583; SSE=9.341; R2=0.8419	a=4.04; b=0.986; SSE=4.986; R2=0.9156	a=11; b=-6.127; SSE=3.501; R2=0.9407
в.п. Ярославль (р. Волга)	a=0.4521; b=85.87; SSE=1.273; R2=0.9263	a=2.936; b=81.34; SSE=0.5228; R2=0.9697	a=10.38; b=72.3; SSE=0.2558; R2=0.9852
АЭС Руппур (р. Ганг)	a=0.241; b=14.04; SSE=0.8672; R2=0.955	a=1.528; b=11.87; SSE=0.1258; R2=0.9935	a=5.223; b=7.549; SSE=0.008937; R2=0.9995
АЭС Балаково (р. Волга)	a=0.1736; b=31.26; SSE=1.336; R2=0.8837	a=1.205; b=29.44; SSE=0.441; R2=0.9616	a=4.262; b=25.82; SSE=0.1475; R2=0.9872
в.п. Великий Устюг (р. Сев. Двина)	a=0.2694; b=58; SSE=0.048; R2=0.984	a=1.418; b=56.28; SSE=0.012; R2=0.996	a=4.528; b=52.74; SSE=0.002; R2=0.9993
г. Тулун (р. Ия)	a=1.16; b=456.5; SSE=0.123; R2=0.9966	a=5.281; b=450.9; SSE=0.06751; R2=0.9981	a=15.61; b=439.5; SSE=0.3108; R2=0.9913

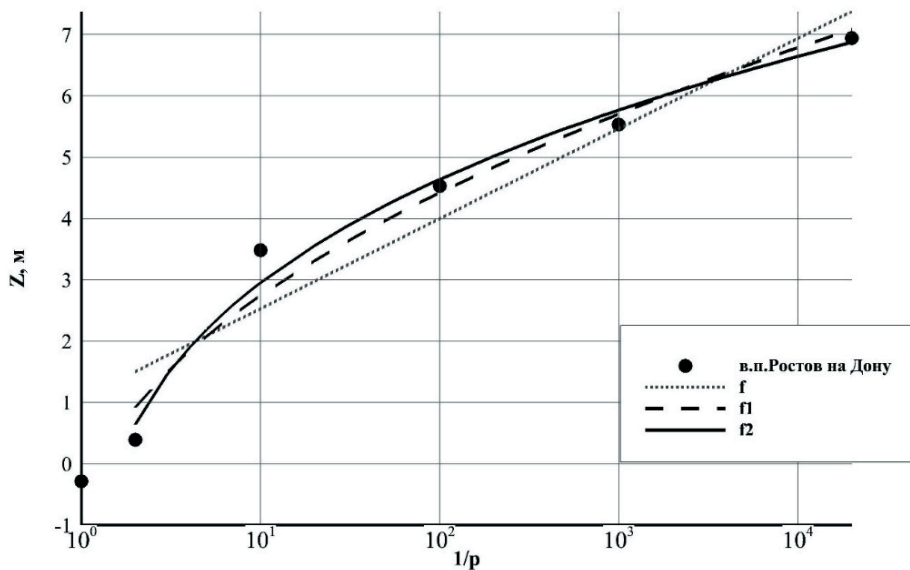


Рис. 11.2.4. Кривая связи уровней воды с повторяемостью их достижения на в.п. Ростов-на-Дону (р. Н. Дон)

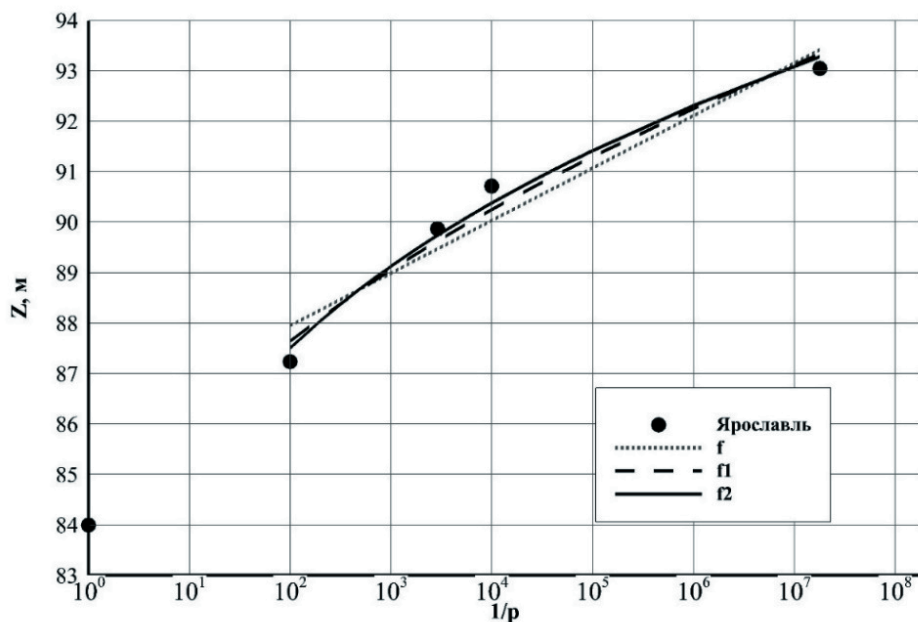


Рис. 11.2.5. Кривая связи уровней воды с повторяемостью достижения этих уровней на в.п. Ярославль (р. Волга, Горьковское водохранилище)

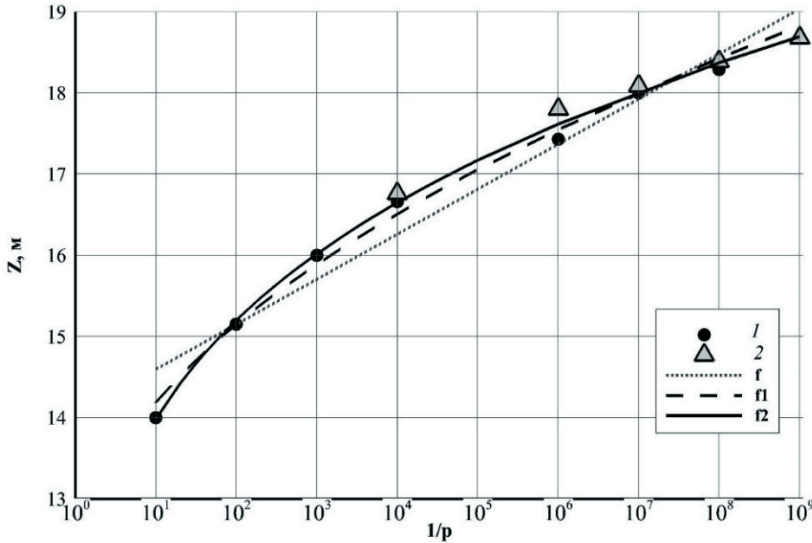


Рис. 11.2.6. Кривая связи уровней воды с повторяемостью достижения этих уровней в створе АЭС Руппур на р. Ганг (1 – экстраполированные данные наблюдений, 2 – результаты моделирования)

11.2.3. Оценка рисков затопления селитебных территорий и объектов повышенной опасности

В настоящем разделе описывается методика приближенной теоретической оценки нормализованных рисков затопления как селитебных территорий, так и объектов повышенной опасности. Под нормализованным риском в данном случае подразумевается безразмерная величина, равная произведению безразмерного (нормированного) вероятного вреда от затопления территории до определенной отметки на вероятность достижения данной отметки водной поверхности.

Определение нормализованного риска однократного затопления селитебных территорий и объектов повышенной опасности

Запишем вероятность затопления согласно подобранным выше логарифмическим аппроксимациям этих кривых в виде

$$P = e^{-\left(\frac{z-b}{a}\right)^\beta}, \quad \text{где } 1 \leq \beta \leq 4, \quad z \geq b. \quad (11.2.10)$$

При $z = b$ $P = 1$. Производная вероятности по z имеет вид

$$P' = -\frac{\beta}{a} \cdot \left(\frac{z-b}{a}\right)^{\beta-1} \cdot e^{-\left(\frac{z-b}{a}\right)^\beta}. \quad (11.2.11)$$

Для величины риска затопления с учетом формулы (11.2.7) получим

$$R = A \cdot P \cdot (z - z_0)^\gamma, \quad 2 \leq \gamma \leq 4, \quad (11.2.12)$$

где показатель степени гамма может принимать значения от 2 до 4 согласно формуле (11.2.7) с учетом корректировки (увеличения до 3.5–4.0) для объектов повышенной опасности.

$$R' = A \cdot [P' \cdot (z - z_0)^\gamma + \gamma \cdot (z - z_0)^{\gamma-1} \cdot P]$$

Из условия экстремума $R' = 0$ с учетом (11.2.11) следует

$$-\frac{\beta}{a} \cdot \left(\frac{z-b}{a}\right)^{\beta-1} \cdot (z - z_0)^\gamma + \gamma \cdot (z - z_0)^{\gamma-1} = 0,$$

или после сокращения

$$\left(\frac{z-b}{a}\right)^{\beta-1} \cdot \frac{(z-z_0)}{a} = \frac{\gamma}{\beta}. \quad (11.2.13)$$

Обратим внимание, что $z - z_0 = H$ – глубина затопления поймы.

В формулах (11.2.10), (11.2.11) и (11.2.13) примем $\beta = 2$, что с одной стороны дает хорошую аппроксимацию кривых вероятности, а с другой стороны позволяет получить простые аналитические зависимости. Тогда из (11.2.13) получается квадратное уравнение

$$(z - b)(z - z_0) = \frac{\gamma}{2} \cdot a^2 \quad (11.2.14)$$

$$z - b = H + z_0 - b \text{ подставляем в (11.2.14)} \Rightarrow \frac{H+z_0-b}{a} \cdot \frac{H}{a} = \frac{\gamma}{2}.$$

Обозначим $\frac{H}{a} = H_N$ – нормированная глубина затопления, тогда

$$\left(H_N + \frac{z_0 - b}{a}\right) \cdot H_N = \frac{\gamma}{2}.$$

Обозначив $\Delta_N = \frac{z_0 - b}{a} \geq 0$ (иначе $P(z_0) > 1$), получим

$$H_N^2 + \Delta_N \cdot H_N - \frac{\gamma}{2} = 0. \quad (11.2.15)$$

Если $\Delta_N = 0$ (частный случай $z_0 = b$), то $H_{N*} = \sqrt{\frac{\gamma}{2}}$,

где нормированная глубина со звёздочкой H_{N*} является корнем квадратного уравнения и обозначает глубину затопления, которой соответствует наибольший риск.

В общем случае наихудшая (в смысле максимизации риска затопления) нормированная глубина находится по формуле (11.2.16) для корней квадратного уравнения (11.2.15)

$$H_{N*} = -\frac{\Delta_N}{2} + \sqrt{\left(\frac{\Delta_N}{2}\right)^2 + \frac{\gamma}{2}}. \quad (11.2.16)$$

Нормализованный (безразмерный) риск при $2 \leq \beta \leq 4$ выражается формулой

$$R_N = \frac{R}{A \cdot a^\gamma} = H_N^\gamma \cdot e^{-(H_N + \Delta_N)^\beta}. \quad (11.2.17)$$

По формуле (11.2.17) могут быть рассчитаны нормализованные риски затопления при подстановке в неё фактических параметров, представленных для анализируемых створов в табл. 11.2.2. Нормализованный риск зависит от трёх параметров γ , Δ_N , β , которые определяются условиями местности, типом застройки и видом кривой вероятности.

По данным табл. 11.2.2 и формуле (11.2.17) построены графики на рис. 11.2.7 для исследуемых створов (за исключением В. Устюга, график для которого расположен на порядок выше по оси ординат). Видно, что все кривые имеют выраженные максимумы, а при больших H_N быстро убывают до нуля.

Например, для г. Ростов-на-Дону $H_{N*} = 0.66$, что означает, что размерная глубина H_* , соответствующая максимальному риску от затопления, равна $0.66 \times 2.66 \text{ м} = 1.76 \text{ м}$ над нижней отметкой застроенной поймы $Z_0 = 2.0 \text{ мБС}$ (табл. 11.2.2). Соответственно, опасная (в смысле максимального риска) отметка затопления равна 3.76 мБС , что приблизительно соответствует 2–3% затоплению и на 0.7 м ниже отметки однопроцентного затопления 4.45 мБС (рис. 11.2.4).

Для ст. Раздорской с тем же $H_{N*} = 0.66$ размерная глубина H_* , соответствующая максимальному риску от затопления, равна $0.66 \times 4.04 \text{ м} = 2.67 \text{ м}$ над нижней отметкой застроенной поймы $Z_0 = 6.0 \text{ мБС}$ (табл. 11.2.2). Соответственно, опасная отметка затопления равна 8.7 мБС , что также приблизительно соответствует 2–3% затоплению и на 1.0 м ниже отметки однопроцентного затопления.

Для г. Тулун $H_{N*} = 0.63$, размерная глубина H_* , соответствующая максимальному риску от затопления, равна $0.63 \times 5.28 \text{ м} = 3.33 \text{ м}$ над нижней отметкой застроенной поймы $Z_0 = 458.0 \text{ мБС}$ (табл. 11.2.2). Соответственно, опасная отметка затопления равна 461.3 мБС , что также приблизительно соответствует 2–3% затоплению и на 0.9 м ниже отметки однопроцентного затопления.

Табл. 11.2.2. Данные по анализируемым створам при $\beta = 2$, $\gamma = 2,5$

Створы	a , м	b , м	z_0 , м	Δ_N	H_{N*}
в.п. Ростов на Дону	2.66	-1.30	2.00	1.237	0.66
Багаевский гидроузел НБ	3.15	-0.31	3.50	1.207	0.67
в.п. Багаевская	3.12	-0.17	4.50	1.497	0.60
в.п. Раздорская	4.04	0.99	6.00	1.241	0.66
в.п. Ярославль	2.94	81.34	87.00	1.927	0.51
Руппур	1.53	11.87	14.00	1.394	0.62
Балаково	1.21	29.44	31.00	1.294	0.64
Великий Устюг	1.42	56.28	56.54	0.183	1.03
Тулун	5.28	450.9	458.00	1.3447	0.63

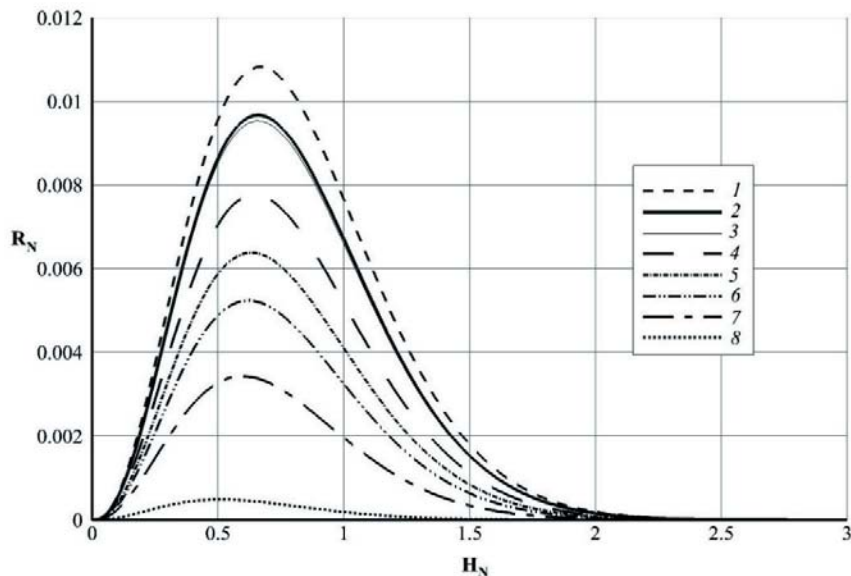


Рис. 11.2.7. График $R_N(H_N)$ при $\beta = 2$, $\gamma = 2,5$ для исследуемых створов (1 – Багаевский г/у НБ, 2 – в.п. Ростов-на-Дону, 3 – в.п. Раздорская, 4 – Балаково, 5 – Тулун, 6 – Руппур, 7 – в.п. Багаевская, 8 – в.п. Ярославль)

Таким образом, в рассмотренных примерах уровень максимального риска единичного затопления находится в районе отметки 2–3% затопления, а уровень 1% затопления примерно на 0.7–1.0 м выше. Если мы введём в формулу для вероятности затопления (11.2.10) при $\beta = 2$ выражение для наихудшей нормированной глубины (11.2.16) и подставим в эту формулу характерные значения $\gamma = 2,5$ и $\Delta_N = 1,3$ (см. табл. 11.2.2), то получим вероятность достижения наихудшей нормированной глубины, равную 0.023, или 2.3%, что хорошо согласуется с приведенным выше диапазоном 2–3%, полученным по натурным данным.

На основе кривой рисков можно планировать мероприятия по защите населенного пункта от затопления. Очевидно, что, по крайней мере, необходима защита (дамбы обвалования, подсыпка территории при новой застройке) не ниже отметки затопления с максимальным уровнем риска единичного затопления.

Для г. Ростов-на-Дону для снижения величины риска затопления в 10 раз по сравнению с максимальным необходима защита территории на глубину 4.5 м (на 1.7 нормированной глубины), или до абсолютной отметки 6.5 мБС, что приближается к вероятности затопления 2×10^{-4} 1/год (рис. 11.2.4). Для ст. Раздорская для снижения величины риска единичного затопления в 10 раз по сравнению с максимальным необходима защита территории на глубину 6.9 м (на 1.7 нормированной глубины), или до абсолютной отметки 12.9 мБС, что тоже приближается к вероятности затопления 2×10^{-4} 1/год. Для г. Тулун для снижения величины риска единичного затопления в 10 раз по сравнению с максимальным необходима защита пойменной территории

на глубину 9.0 м (на 1.7 нормированной глубины), или до абсолютной отметки 467.0 мБС, что соответствует вероятности затопления 10^{-4} 1/год.

Таким образом, мы видим, что на разных реках и в разных створах **высокая степень защиты селитебных территорий с маленьким риском будет обеспечена при подъеме отметок защитных сооружений на уровень затопления вероятностью порядка 10^{-3} – 10^{-4} 1/год**, но уж никак не 10^{-2} 1/год (один раз в 100 лет), которая принята в настоящее время в Российской Федерации по нормативным документам.

Для ОПО (АЭС Руппур и АЭС Балаково) функция риска затопления строилась по тем же формулам с повышенным коэффициентом гамма при конкретных значениях коэффициентов, полученных для этих станций. Фактические значения для АЭС Руппур: $a = 1.5$ м, $c = 0.4$ м, $\Delta_N = 1.39$, $H_{N*} = 0.7$, $H_* = 1.05$ м, $3H_* = 3.15$ м. Максимум единичного риска для АЭС Руппур наступает при отметке затопления 15.05 мРWD, а уменьшенный в 10 раз риск – при отметке 17.15 мРWD, что соответствует вероятности затопления 2×10^{-6} 1/год (рис. 11.2.6).

Для Балаковской АЭС имеем $H_{N*} = 0.6$, $H_* = 0.72$ м, $3H_* = 2.16$ м. Поэтому максимум риска наступает при отметке затопления 31.72 мБС, а уменьшенный в 10 раз риск – при отметке 33.16 мБС, что на 1 м ниже фактической отметки промплощадки. Таким образом, Балаковская АЭС построена на высоких отметках, надежно обеспечивающих её защиту от наводнений и волн прорыва.

Построение интегральных кривых рисков затопления при различных значениях параметров, характеризующих расчетный створ

Выше рассматривались риски единичного (однократного) затопления, т.е. когда для данной территории одновременно вдруг возникла угроза или произошло катастрофическое затопление. Однако если мы ставим вопрос о долговременной защите какой-то территории от возможного затопления, то следует рассмотреть вопрос об остаточном риске, который возникнет только после того, как критический уровень воды превысит уровень защитных сооружений, а при меньших уровнях никаких (или высоких) рисков не будет, поскольку не будет затоплений селитебных территорий или ОПО (конечно, при условии обеспечения надежности работы этих сооружений).

Для решения этой задачи надо рассчитать нормализованный интегральный риск, который возникает при достижении заданной отметки затопления (совпадающей, по-видимому, с отметкой верха защитных сооружений). В общем случае в соответствии с формулой (11.2.17) он выражается величиной интеграла

$$I_{\gamma\Delta}(x) = \int_0^x x^\gamma e^{-(\Delta+x)^2} dx, \quad (11.2.18)$$

где для упрощения записи мы принимаем $x = H_N$ – нормированная глубина затопления.

Введем обозначения: $\text{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-t^2} dt$ – функция ошибок (интеграл вероятности), является интегралом распределения Гаусса; $\text{erfc}(z) = 1 - \text{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_z^\infty e^{-t^2} dt$ – дополнительная функция ошибок.

Тогда получаются следующие выражения для интегралов:

$$\text{При } \gamma = 2, \Delta = 0, I_{20}(x) = \int_0^x x^2 e^{-x^2} dx = \frac{1}{4}(\sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x) - 2e^{-x^2} x)$$

$$I_{20}(+\infty) = \int_0^{\infty} x^2 e^{-(\Delta+x)^2} dx = \frac{\sqrt{\pi}}{4} = 0.4431.$$

$$\text{При } \gamma = 3, \Delta = 0, I_{30}(x) = \int_0^x x^3 e^{-x^2} dx = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} e^{-x^2} (x^2 + 1),$$

$$I_{30}(+\infty) = \int_0^{\infty} x^3 e^{-x^2} dx = \frac{1}{2} = 0.5.$$

$$\text{При } \gamma = 4, \Delta = 0, I_{40}(x) = \int_0^x x^4 e^{-x^2} dx = \frac{3}{8}\sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x) - \frac{1}{4} e^{-x^2} x(2x^2 + 3)$$

$$I_{40}(+\infty) = \int_0^{\infty} x^4 e^{-x^2} dx = \frac{3\sqrt{\pi}}{8} = 0.66467.$$

Графики этих функций представлены на рис. 11.2.8.

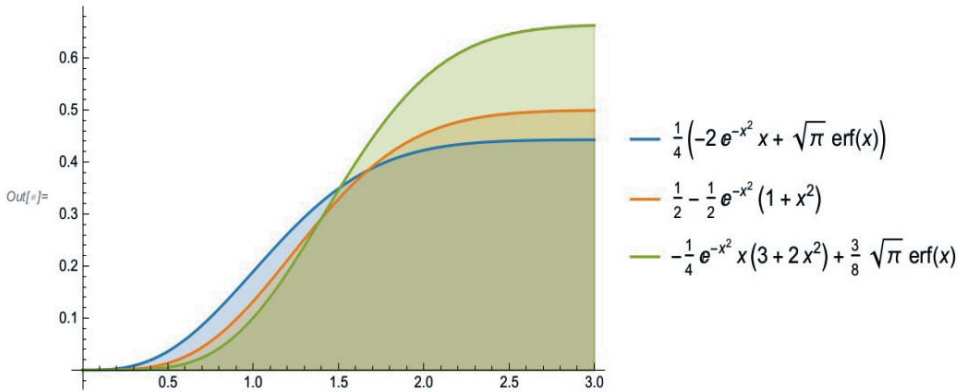


Рис. 11.2.8. Интегральные ненормированные функции распределения нормализованного риска при $\Delta = 0$ и $\gamma = 2, 3, 4$

Преобразуем полученные интегралы к нормальному виду, поделив на соответствующие максимальные значения:

$$I_{\gamma\Delta}(x \in [0, +\infty)) \rightarrow \Phi_{\gamma\Delta}(x \in [0, +\infty)) \in [0; 1]$$

и решаем в численном виде для $\Phi_{\gamma\Delta} = 0.9; 0.99$, при $\gamma = 2; 3; 4, \Delta = 0$ и $\gamma = 3, \Delta = 0; 1; 2$.

$$\Phi_{20} = \frac{\sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x) - 2e^{-x^2} x}{4 \times 0.443113} = 0.9, \quad 0 \leq x \leq 3 \quad x \approx 1.76796$$

$$\Phi_{20} = \frac{\sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x) - 2e^{-x^2} x}{4 \times 0.443113} = 0.99, \quad 0 \leq x \leq 3 \quad x \approx 2.38166$$

$$\Phi_{30} = \frac{\frac{1}{2} - \frac{1}{2} e^{-x^2} (x^2 + 1)}{0.5} = 0.9, \quad 0 \leq x \leq 3 \quad x \approx 1.97224$$

$$\Phi_{30} = \frac{\frac{1}{2} - \frac{1}{2} e^{-x^2} (x^2 + 1)}{0.5} = 0.99, \quad 0 \leq x \leq 3 \quad x \approx 2.5765$$

$$\Phi_{40} = \frac{\frac{3}{8} \sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x) - \frac{1}{4} e^{-x^2} x (2x^2 + 3)}{0.66467} = 0.9, \quad 0 \leq x \leq 3 \quad x \approx 2.14899$$

$$\Phi_{40} = \frac{\frac{3}{8} \sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x) - \frac{1}{4} e^{-x^2} x (2x^2 + 3)}{0.66467} = 0.99, \quad 0 \leq x \leq 3 \quad x \approx 2.74647$$

Выше приведены значения аргумента x (безразмерной глубины), при которых интегральная двухпараметрическая функция распределения нормализованного (безразмерного) риска при $\Delta = 0$ принимает значения 0.9 и 0.99, т.е. при этих значениях отсекается 90% и 99% риска. Для 90% значение x близко к 2, а для 99% к 2.5. Наибольшее значение $x=2.75$ получается при показателе степени $\gamma = 4$, т.е. для объектов повышенной опасности.

Однако, как видно из табл. 11.2.2, значения Δ , близкие к нулю, довольно редки, а наиболее часто встречающиеся значения лежат в диапазоне 1.1–1.5. При этом характерное значение гамма равно 3 (лежит посередине между предельными значениями 2 и 4). Вычислим решения интегральных уравнений для этих значений.

$$\Phi_{31} = \frac{-\frac{5}{4} \sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x+1) + \frac{5}{4} \sqrt{\pi} \operatorname{erf}(1) - \frac{1}{2} e^{-(x+1)^2} ((x-1)x+2) + \frac{1}{e}}{0.0194} = 0.9$$

$$x \approx 1.47634$$

$$\Phi_{31} = \frac{-\frac{5}{4} \sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x+1) + \frac{5}{4} \sqrt{\pi} \operatorname{erf}(1) - \frac{1}{2} e^{-(x+1)^2} ((x-1)x+2) + \frac{1}{e}}{0.0194} = 0.99$$

$$x \approx 2.03436$$

$$\Phi_{32} = \frac{-11\sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x+2) + 11\sqrt{\pi} \operatorname{erf}(2) - e^{-(x+2)^2} ((x-2)x+5) + \frac{5}{e^4}}{2 \times 0.000188} = 0.9$$

$$x \approx 1.12179$$

$$\Phi_{32} = \frac{-11\sqrt{\pi} \operatorname{erf}(x+2) + 11\sqrt{\pi} \operatorname{erf}(2) - e^{-(x+2)^2} ((x-2)x+5) + \frac{5}{e^4}}{2 \times 0.000188} = 0.99$$

$$x \approx 1.55942$$

Видно, что в этих наиболее характерных случаях x лежит в диапазоне от 1.5 до 2.0. Графики этих функций приведены на рис. 11.2.9.

Если же эти безразмерные глубины (нормированные на параметр a , табл. 11.2.1, 11.2.2) пересчитать в доли характерных опасных глубин $H_{N\%}$, которые соответствуют максимальным ущербам при однократном затоплении, то получим приближенную оценку, согласно которой **минимизация рисков на 90% достигается при удвоенной опасной глубине затопления, а минимизация на 99% – при утроенной опасной глубине.** Это в некоторой степени является аналогом правила трёх сигма для нормального распределения Гаусса. Напомним, что опасная глубина соответствует уровню затопления вероятностью примерно 2% и отсчитывается от низких отметок застроенной поймы. Это самая обобщенная оценка, которая в каждом конкретном случае может быть уточнена.

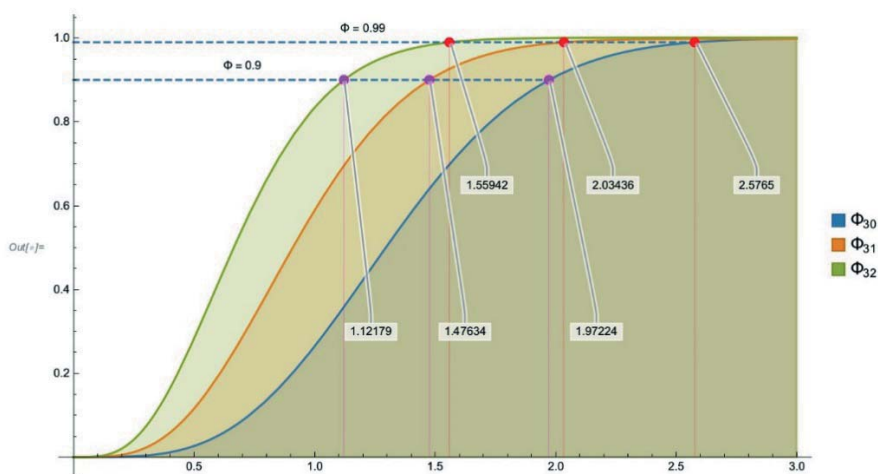


Рис. 11.2.9. Нормированные интегральные функции распределения нормализованного (безразмерного) риска при $\Delta = 1, 2, 3$ и $\gamma = 3$

11.2.4. Выводы по разделу

1. Разработаны научно-методические основы приближенной теоретической оценки рисков затопления природными и техногенными паводками сельтебных территорий и объектов повышенной опасности, расположенных в поймах рек. Показано, что с учетом некоторых допущений величина ущерба от затопления пропорциональна глубине затопления в степени от 2.0 до 3.0, со средним показателем степени 2.5. Для объектов повышенной опасности величина ущерба зависит от глубины затопления не по степенному, а по показательному (экспоненциальному) закону, что связано со спецификой развития аварий на таких объектах. Однако в рассматриваемом диапазоне глубин затопления (до нескольких метров) она может быть аппроксимирована степенной зависимостью с показателем 3.5–4.0, что обеспечивает единую методику расчета.

2. Для оценки рисков затопления строится кривая связи уровней затопления рассматриваемого объекта с вероятностью достижения этих уровней (кривая вероятности затопления), которая имеет экспоненциальный

вид. Кривая плотности распределения рисков затопления получается перемножением зависимости вероятного вреда от глубины затопления на вероятность достижения этой глубины. С использованием натуральных данных и результатов математического моделирования построены такие кривые для девяти створов на пяти реках: Волга – 2, Н. Дон – 4, Северная Двина – 1, Ганг – 1, Ия – 1.

3. Интегральная функция распределения нормированного (безразмерного) риска получается путем интегрирования кривой плотности распределения по глубине. На основе кривых рисков затопления и интегральных функций распределения можно планировать мероприятия по защите населенного пункта или объекта повышенной опасности от затопления. На конкретных примерах показано, что уровень воды, соответствующий максимальному риску для данного объекта (опасный уровень), в большинстве случаев довольно близок к уровню двухпроцентного затопления, и что защиты до отметок однопроцентного затопления или запрета строительства только в этой зоне недостаточно для надежного обеспечения безопасности селитебных территорий.

4. Выведено простое правило, согласно которому минимизация рисков на 90% достигается при защите территории до удвоенной опасной глубины затопления (опасная глубина в среднем около 2% обеспеченности), а минимизация на 99% – при утроенной опасной глубине. Защита же территории до уровня однопроцентного затопления, как это сейчас принято по нормативам, дает защиту от рисков затопления менее чем на 50%, и, по существу, имеет такой же смысл, как страхование от несчастного случая с вероятностью 50%.

Список литературы

- [Алексюк, Беликов, 2017а] *Алексюк А.И., Беликов В.В.* Моделирование течений мелкой воды с областями обмеления и разрывами дна // Журнал вычислительной математики и математической физики. Т. 57 (2). 2017. С. 316–338. / *Aleksyuk A.I., Belikov V.V.* Simulation of shallow water flows with shoaling areas and bottom discontinuities // Computational Mathematics and Mathematical Physics, vol. 57 (2), 2017, p. 318–339.
- [Алексюк, Беликов, 2017б] *Алексюк А.И., Беликов В.В.* Программный комплекс STREAM 2D HPC для расчета течений, деформаций дна и переноса загрязнений в открытых потоках с использованием технологий OpenMP (на многопроцессорных системах с общей памятью) // Свидетельство о государственной регистрации программ для ЭВМ № 2017660244 от 20.09.2017.
- [Алексюк, Беликов, 2017в] *Алексюк А.И., Беликов В.В.* Программный комплекс STREAM 2D CUDA для расчета течений, деформаций дна и переноса загрязнений в открытых потоках с использованием технологии CUDA (на графических процессорах NVIDIA) // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ. 2017. № 2017660266.
- [Атавин, Васильев, 1975] *Атавин А.А., Васильев О.Ф.* Методы расчета неустановившихся течений в системах открытых русел и каналов // Численные методы механики сплошной среды. № 4. Т. 6. 1975.
- [Базаров, Милитеев, 1999] *Базаров Д.Р., Милитеев А.Н.* Двухмерные (в плане) уравнения для потоков с размываемым дном // Водные ресурсы, 1999. Т. 26. № 1.
- [Бахметев, 1934] *Бахметев Б.А.* Гидравлика открытых русел / Б.А. Бахметев. М., 1934.
- [Беликов, Алексюк, 2020] *Беликов В.В., Алексюк А.И.* Модели мелкой воды в задачах речной гидродинамики. М.: РАН, 2020. 346 с. ISBN 978-5-907366-10-7.
- [Беликов и др., 1997а] *Беликов В.В., Иванов В.Д., Конторович В.К. и др.* Геометрический анализ несимметричной интерполяции // В кн. «Вычислительная гидродинамика природных течений». М.: Наука. Физматлит, 1997. – Тр. ИОФАН; Т. 53. С.187–198.
- [Беликов и др., 1997б] *Беликов В.В., Иванов В.Д., Конторович В.К. и др.* Несимметричная интерполяция – новый метод интерполяции значений функции на произвольной системе точек // Журнал вычисл. матем. и матем. физики, 1997. Т. 37. № 1. С. 11–17.
- [Беликов и др., 2002б] *Беликов В.В., Милитеев А.Н., Прудовский А.М. и др.* Оценка параметров прорывного паводка при составлении декларации безопасности ГТС // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Гидравлика гидротехнических сооружений. СПб., 2002. Т. 240. С.145–151.
- [Беликов и др., 2003а] *Беликов В.В., Милитеев А.Н., Прудовский А.М., Родионов В.Б.* Компьютерная гидравлическая модель речного бассейна – основа определения ущербов народному хозяйству от наводнений. В сб. «Безопасность энергетических сооружений». Вып. 11. М.: ОАО «НИИЭС», 2003. С. 132–148.

- [Беликов и др., 2003б] *Беликов В.В., Милитеев А.Н., Прудовский А.М., Родионов В.Б., Кочетков В.В.* Использование электронных топографических карт для оценки ущерба от катастрофических паводков // В сб. «Безопасность энергетических сооружений». М.: ОАО «НИИЭС», 2003. Вып. 11. С.434–442.
- [Беликов и др., 2004в] *Беликов В.В., Прудовский А.М., Третьюхина Е.С., Орлов А.В., Радкевич Д.Б.* Расчет течений в бьефах Сызранской ГЭС и оценка величины вероятного ущерба при возникновении аварийной ситуации // В сб. «Безопасность энергетических сооружений». Вып. 12. М.: ОАО «НИИЭС», 2004. С. 156–166.
- [Беликов и др., 2008] *Беликов В.В., Кочетков В.В., Борисова Н.М., Ковалёв С.В., Никитина Н.В.* Применение ГИС-технологий и специализированных баз данных при численном моделировании экстремальных затоплений поймы Нижнего Дона // Труды научно-практ. конф. «Управление водно-ресурсными системами в экстремальных ситуациях» М., 2008. С.121–125.
- [Беликов и др., 2010] *Беликов В.В., Борисова Н.М., Васильева Е.С., Кочетков В.В.* Обеспечение гидрологической безопасности при застройке пойменных территорий на примере долины Нижнего Дона // «Фундаментальные проблемы воды и водных ресурсов»: Материалы Третьей Всероссийской конф. с международным участием. Барнаул, 24–28 августа 2010 г. С. 496–499.
- [Беликов и др., 2015] *Беликов В.В., Борисова Н.М., Румянцев А.Б., Алексюк А.И.* О параметрах волны прорыва 7-го шлюза Канала им. Москвы // Гидротехническое строительство. № 7. 2015. С. 57–60.
- [Беликов и др., 2019] *Беликов В.В., Алексюк А.И., Борисова Н.М., Норин С.В., Румянцев А.Б.* Об определении отметок промплощадок атомных электростанций, расположенных в поймах рек // Гидротехническое строительство. 2019. № 3. С. 14–24.
- [Беликов и др., 2020] *Беликов В.В., Алексюк А.И., Васильева Е.С., Белякова П.А.* Новый подход к численному моделированию быстроформирующихся паводков на горных водосборах // ISBN 978-5-9651-0730-8. Сб. док. Межд. научной конф. «Четвертые Виноградовские чтения. Гидрология: от познания к мировоззрению». Санкт-Петербург, 2020 г. СПб.: Изд-во ВВМ, 2020. С. 35–40.
- [Беликов и др., 2022] *Беликов В.В., Алексюк А.И., Борисова Н.М., Глотко А.В., Румянцев А.Б.* Оценка изменения гидрологического режима Нижнего Дона под влиянием хозяйственной деятельности. Ретроспективное гидродинамическое моделирование // Водные ресурсы. 2022. Т. 49. № 3.
- [Беликов, 1984а] *Беликов В.В.* Вычислительный комплекс TRIANA – генератор сеток треугольных конечных элементов в произвольных плоских областях // ГосФАП СССР, П007705, 1984.
- [Беликов, 1984б] *Беликов В.В.* Комплекс программ «FEMIN» для расчета течений и перестроений dna в реках методом конечных элементов // ГосФАП СССР, № П007984, 1984.
- [Беликов, 1984в] *Беликов В.В.* Универсальные зависимости для расчета гидравлической крупности частиц наносов с учетом их формы // Сб. научных трудов ЦНИИСа «Вопросы гидрометрии и гидравлики переходов через водотоки». М.: ЦНИИС, 1984. С. 20–33.
- [Беликов, 1987] *Беликов В.В.* Численное моделирование течений жидкости со свободной поверхностью и деформируемым дном. Дис. ... к.ф.-м. н. М., 1987. 132 с.

- [Беликов, 2002] *Беликов В.В.* Моделирование динамики развития прорана при сквозном счете на гибридных сетках // Труды Международного Симпозиума IАНР «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». СПб., 2002 (CD-ROM).
- [Беликов, 2003] *Беликов В.В.* Компьютерное моделирование дождевого паводка, приведшего к разрушению плотины (на примере реки Дюрсо под Новороссийском) // Научно-технич. и произв. сб. «Безопасность энергетических сооружений». Вып. 11. С. 169–175. М., 2003.
- [Беликов, 2005
Дисс.] *Беликов В.В.* Совершенствование методов и технологий прикладного численного моделирования в гидравлике открытых потоков // Докт. дис. по спец. 05.23.16 – гидравлика и инженерная гидрология. М., 2005. 357 с.
- [Беликов,
Борисова, 2010] *Беликов В.В., Борисова Н.М.* Численные исследования волн прорыва судоходных гидротехнических сооружений // Научно-техн. и производственный сб. «Безопасность энергетических сооружений». М., 2010. Вып. 17. С. 205–214.
- [Беликов,
Борисова,
Гладков, 2010] *Беликов В.В., Борисова Н.М., Гладков Г.Л.* Математическая модель транспорта наносов для расчета заносимости дноуглубительных прорезей и русловых карьеров / В.В. Беликов // Журнал университета водных коммуникаций. № 6. 2010.
- [Беликов,
Борисова,
Остапенко, 2007] *Беликов В.В., Борисова Н.М., Остапенко В.В.* Совершенствование методов численного моделирования гидротехнических сооружений с резкими перепадами отметок дна // В сб. «Безопасность энергетических сооружений». Вып. 16. М.: ОАО «НИИЭС», 2007. С. 79–89.
- [Беликов,
Васильева, 2010] *Беликов В.В., Васильева Е.С.* Новая модель развития прорана в грунтовой плотине и ее обоснование // Научно-технич. и производств. сб. «Безопасность энергетических сооружений». М.: ОАО «НИИЭС», 2010. Вып. 17. С. 183–204.
- [Беликов, Зайцев,
Егоров, 2001] *Беликов В.В., Зайцев А.А., Егоров В.Ф.* Мониторинг русловых процессов на подводных переходах трубопроводов через крупные реки. Тез. докл. 3-й Всерос. научн. конф. «Физические проблемы экологии (экологическая физика)». Москва, 22–24 мая 2001 г.
- [Беликов, Зайцев,
Милитеев, 1999] *Беликов В.В., Зайцев А.А., Милитеев А.Н.* Математическое моделирование русловых процессов крупных рек для целей народного хозяйства // Тр. 5-й Всерос. конф. «Динамика и термика рек, водохранилищ и прибрежной зоны морей». М., 1999. С. 17–20.
- [Беликов, Зайцев,
Милитеев, 2001] *Беликов В.В., Зайцев А.А., Милитеев А.Н.* Численное моделирование кинематики потока на участке неразмываемого русла // Водные ресурсы. 2001. Т. 28. № 6. С. 701–710.
- [Беликов,
Конторович,
1992] *Беликов В.В., Конторович В.К.* Эффективная интерполяция полей, заданных на нерегулярных наборах точек // Тез. докл. «Применение математических методов и компьютерных технологий при решении задач геохимии и охраны окружающей среды». Львов, 1992.
- [Беликов,
Кочетков, 2014] *Беликов В.В., Кочетков В.В.* Программный комплекс для расчета течений, деформаций дна и переноса загрязнений в протяженной и разветвленной системе русел (RIVER_1D) // Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2014612182. М., 2014.

- [Беликов, Милитеев, 1989] *Беликов В.В., Милитеев А.Н.* Численный метод долговременного прогноза русловых деформаций. Тез. докл. 3-й Всес. конф. «Динамика и термика рек, водохранилищ и окраинных морей» М., 1989. Т.1. С. 44.
- [Беликов, Милитеев, 2002а] *Беликов В.В., Милитеев А.Н.* Комплекс программ для расчета речных течений (FLOOD) // Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2002610941. М.: 2002.
- [Беликов, Милитеев, 2002б] *Беликов В.В., Милитеев А.Н.* Компьютерное моделирование катастрофических паводков // Труды. межд. симпозиума «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». С.-Петербург. 28 мая – 1 июня 2002 г. Тез. докл. с. 72–73. Доклад на CD-ROM.
- [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2001] *Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.* Комплекс программ для расчета волн прорыва (БОР) // Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2001610638. М., 2001.
- [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2002] *Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.* Комплекс программ для расчета течений в системе русел (RIVER) // Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2002610938. М., 2002.
- [Беликов, Милитеев, Кочетков, 2003] *Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.* Комплекс программ «Ущерб от паводков» для расчета зон затоплений и ущербов от наводнений и паводков // Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2003612595. М., 2003.
- [Беликов, Норин, Школьников, 2014] *Беликов В.В., Норин С.В., Школьников С.Я.* О прорыве дамб польдеров // Гидротехническое строительство. № 12. 2014. С. 25–34.
- [Беликов, Прудовский, Васильева, 2010] *Беликов В.В., Прудовский А.М., Васильева Е.С.* Численное моделирование волны прорыва плотины Краснодарского водохранилища. // Гидротехническое строительство, 2010. № 5. С. 38–47. / Belikov, V.V., Prudovskii, A.M., Vasil'eva, E.S. Numerical modeling of a breach wave through the dam at the Krasnodar reservoir. // Power Technology and Engineering, 2010. Vol. 44. Issue 4. Pp. 269-278. doi:10.1007/s10749-010-0176-2.
- [Беликов, Семёнов, 1985а] *Беликов В.В., Семенов А.Ю.* Метод Годунова с модификацией Колгана для численного решения двумерных уравнений мелкой воды // Тр. X конф. молодых ученых Моск. физ.-техн. ин-та (23 марта – 7 апреля 1985). Деп. в ВИНТИ. Ч. 1. № 5983-85. Деп. с. 179–214.
- [Беликов, Семёнов, 1985б] *Беликов В.В., Семенов А.Ю.* Применение метода Годунова с модификацией Колгана к расчету планов течений в нижних бьефах водопропускных труб // В сб. «Гидравлика дорожных водопропускных сооружений» Саратов, СПИ, 1985. С. 54–57.
- [Беликов, Семёнов, 1988] *Беликов В.В., Семенов А.Ю.* Явный численный метод распада разрывов для решения уравнений мелкой воды: Препринт № 42. М.: Институт общей физики АН СССР, 1988. 44 с.
- [Беликов, Семёнов, 1997а] *Беликов В.В., Семенов А.Ю.* Построение численных методов распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды // В кн. «Вычислительная гидродинамика природных течений». М.: Наука. ФИЗМАТЛИТ, 1997. Тр. ИОФАН; Т. 53. С. 5–43.

- [Беликов, Семёнов, 19976] *Беликов В.В., Семенов А.Ю.* Численный метод распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды // Журнал вычисл. матем. и матем. физики. 1997. Т. 37. № 8. С. 1006–1019.
- [Богославчик, Филиппович, 1983] *Богославчик П.М., Филиппович И.В.* К расчету размыва однородной плотины из песчаных грунтов при переливе через гребень // Известия вузов СССР. № 2. С. 100–105. Энергетика, 1983.
- [Богославчик, 1990] *Богославчик П.М.* Гидравлический расчет резервного водосброса с размываемой грунтовой вставкой // Водное хозяйство и гидротехническое строительство: Республиканский межведомственный сборник. Вып. 19. С. 24–30. Минск: Высш. шк., 1990.
- [Богославчик, 2018] *Богославчик П.М.* Расчетная модель размыва грунтовых плотин при переливе // Наука и техника Т. 17. № 4. С. 292–296. Минск. Республика Беларусь, 2018.
- [Большая советская энциклопедия, 1960–1978] Большая советская энциклопедия. М.: Советская энциклопедия. 1969–1978.
- [Букреев и др., 2004] *Букреев В.И., Гусев А.В., Малышева А.А., Малышева И.А.,* 2004. Экспериментальная проверка газогидравлической аналогии на примере задачи о разрушении плотины // Известия Российской Академии Наук. Механика жидкости и газа 143.
- [Булатов, 2014] *Булатов О.В.* Аналитические и численные решения уравнений Сен-Венана для некоторых задач о распаде разрыва над уступом и ступенькой дна // Журнал вычислительной математики и математической физики. 2014. № 1 (54). С. 149–163.
- [Булатов, Елизарова, 2011] *Булатов О. В., Елизарова Т. Г.* Регуляризованные уравнения мелкой воды и эффективный метод численного моделирования течений в неглубоких водоемах // Журнал вычислительной математики и математической физики. 2011. № 1 (51). С. 170–184.
- [Васильев и др., 1963] *Васильев О.Ф. и др.* Численный метод расчета распространения длинных волн и приложение его к задаче о паводке. Доклады АН СССР, 1963. Т. 151. № 3.
- [Васильев, 1956] *Васильев О.Ф.* Гидравлический прыжок и растекание потока в расширяющемся русле. ДАН СССР. Т. 106. № 5. 1956.
- [Васильев, 1974] *Васильев О.Ф.* Распространение волн прорыва при разрушении плотин // Гидротехническое строительство. № 11. 1974.
- [Васильев, Гладышев, 1966] *Васильев О.Ф., Гладышев М.Т.* О расчете прерывных волн в открытых руслах // Изв. АН СССР. Механика жидкости и газа. № 6. 1966.
- [Васильев, Темноева, Шугрин, 1965] *Васильев О.Ф., Темноева Т.А., Шугрин С.М.* Численный метод расчета неустановившихся течений в открытых руслах // Изв. АН СССР. Механика. № 2. 1965.
- [Васильева, 2009] *Васильева Е.С.* Прямое численное моделирование развития прорыва в грунтовой плотины. // Четвертая научно-техническая конференция: Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии. – Доклады (CD ROM). СПб.: ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2009.

- [Васильева, 2021] *Васильева Е.С.* Совершенствование методов расчета техногенных паводков при развитии проранов в грунтовых плотинах / Дис. ... канд. технических наук: 25.00.27. Гидрология суши, водные ресурсы, гидрохимия. М., 2021. 147 с.
- [Васильева, Алексюк, Беликов, 2019] *Васильева Е.С., Алексюк А.И., Беликов В.В.* Численное моделирование развития проранов в плотинах, сложенных неоднородными грунтами. // Сборник научных трудов Всероссийской научной конференции с международным участием «Научные проблемы оздоровления Российских рек и пути их решения» (8–14 сентября 2019 г., г. Нижний Новгород). М.: Студия Ф1, 2019. С. 91–97
- [Васильева, Беликов, 2020] *Васильева Е.С., Беликов В.В.* Численное моделирование гидродинамической аварии каменно-земляной плотины на р. Дюрсо. // Гидротехническое строительство, 2020. № 3. С. 49–54. / Vasil'eva E.S., Belikov V.V. Numerical Modeling of a Hydrodynamic Accident at an Earth-and-Rock-fill Dam on the Dyrurso River. // Power Technol Engineering, 2020. 54 (3). P. 326–331.
- [Васильева и др., 2020] *Васильева Е.С., Белякова П.А., Алексюк А.И., Селезнева Н., Беликов В.В.,* 2020. Моделирование быстроразвивающихся паводков на малых реках Северного Кавказа с использованием современных данных автоматизированной гидрометеорологической сети. Водные ресурсы.
- [Виноградова и др., 2019] *Виноградова Т.А., Макушин М.А., Виноградов И.А., Парфенов Е.А., Кадацкая М.М., Сазонова С.И.* Расчет морфометрических характеристик прорана и максимальных расходов при прорывах грунтовых плотин // Гидросфера. Опасные процессы и явления. Т. 1. Вып. 2. С. 280–295. DOI 10.34753/HS.2019.1.2.006. 2019.
- [Воеводин, Шугрин, 1981] *Воеводин А.Ф., Шугрин С.М.* Численные методы расчета одномерных систем. Новосибирск: Наука, 1981.
- [Вольцингер, Пясковский, 1977] *Вольцингер Н.Е., Пясковский Р.В.* Теория мелкой воды. Океанологические задачи и численные методы. Л.: Гидрометеоиздат, 1977. 207 с.
- [Гладышев, 1968] *Гладышев М.Т.* К задаче о распаде начального разрыва в открытых руслах // Изв. вузов, Энергетика. 1968. № 4. С. 81–88.
- [Гладышев, 1981] *Гладышев М.Т.* Численное моделирование неустановившихся течений в открытых руслах // Водные ресурсы. № 3. 1981. С. 119–125.
- [Государственный водный реестр...,] Государственный водный реестр Российской Федерации [Электронный ресурс]. – Режим доступа: texnual.ru/gvr/index.php?card=172770.
- [Годунов и др., 1976] *Годунов С.К., Забродин А.В., Иванов М.Я. и др.* Численное решение многомерных задач газовой динамики. М.: Наука, 1976. 400 с.
- [Годунов, 1959] *Годунов С.К.* Разностный метод численного расчета разрывных решений гидродинамики: Матем. сб., 1959. Т. 47 (89). № 3. С. 271–306.
- [Градостроительный кодекс РФ..., 2004] Градостроительный кодекс Российской Федерации. Федеральный закон от 29 декабря 2004 года № 190-ФЗ (ред. от 19.12.2022) (с изм. и доп., вступ. в силу с 01.01.2023).
- [Гришанин, 1979] *Гришанин К.В.* Динамика русловых потоков. Л.: Гидрометеоиздат, 1979. 312 с.

- [Декларация безопасности..., 2015] Декларация безопасности Гидротехнических сооружений Рыбинской ГЭС. Филиала ОАО «РусГидро» – «Каскад Верхневолжских ГЭС. Рыбинск, 2015.
- [Есиновский и др., 2010] *Есиновский В.А., Мельник Г.В., Шестов Г.Е., Школьников С.Я.* Оценка размера вреда от возможной аварии ГТС сухого дока // Научно-технический и производственный сб. «Безопасность Энергетических Сооружений». Вып. 17. М.: 2010. С. 64–78.
- [Зуйков, 2016] *Зуйков А.Л.* Особенности гидравлики классического водослива-водомера Крампа // Гидротехническое Строительство. 2016. № 10. С. 50–59.
- [Иваненко, 1985] *Иваненко С.А.* Построение криволинейных сеток и их использование в методе конечных элементов для решения уравнения мелкой воды. М.: ВЦ АН СССР, Препринт, 1985. 61 с.
- [Иваненко, Корявов, 1983] *Иваненко С.А., Корявов П.П.* Использование метода конечных элементов для моделирования движения воды в водоеме сложной формы. М.: ВЦ АН СССР, Препринт, 1983. 38 с.
- [Иваненко, Корявов, Милитеев, 2002] *Иваненко С.А., Корявов П.П., Милитеев А.Н.* Современные вычислительные технологии для расчета динамики открытых потоков // Водные ресурсы. 2002. Т. 29. № 5. С. 570–581.
- [Карасев, 1980] *Карасев И.Ф.* Речная гидрометрия и учет водных ресурсов / И.Ф. Карасев. Гидрометеиздат, 1980.
- [Кнороз, 1962] *Кнороз В.С.* Естественная отмостка русел, образованных материалами неоднородной крупности // Известия ВНИИГ. Т. 70. С. 21–51. Ленинград, 1962.
- [Колган, 1972] *Колган В.П.* Применение принципа минимальных значений производных к построению конечно-разностных схем для расчета разрывных решений газовой динамики // Уч. зап. ЦАГИ. 1972. Т. 3. № 6. С. 68–77.
- [Краткое описание модуля ..., 2015] Краткое описание модуля прорыва плотины MIKE 11. Группа компаний НКФ «ВОЛГА». Москва, 2015.
- [Крыленко, 2007] *Крыленко И.Н.* Водный режим и гидрологическая безопасность освоенных участков рек: Дис. ... канд. геогр. наук. М.: Географический факультет МГУ им. М.В. Ломоносова, 2007. 183 с.
- [Кулаго и др., 2004] *Кулаго А.Е., Шкадова В.П., Шкадов В.Я., Зеленев И.В.* Неустойчивость и автоколебания потока при обтекании цилиндров квадратного сечения // Труды ИЭФ. 2004. № 4. С. 172–186.
- [Куликовский, Погорелов, Семенов, 2001] *Куликовский А.Г., Погорелов Н.В., Семенов А.Ю.* Математические вопросы численного решения гиперболических систем уравнений. М.: Физматлит, 2001.
- [Кюнж, Холли, Вервей, 1985] *Кюнж Ж.А., Холли Ф.М., Вервей А.* Численные методы в задачах речной гидравлики. М.: Энергоатомиздат, 1985. 255 с.
- [Лятхер, Милитеев, 1978] *Лятхер В.М., Милитеев А.Н.* Исследование плана течений в нижнем бьефе гидротехнических сооружений численными методами // Гидротехническое строительство. 1978. № 6. С. 27–32.

- [Лятхер, Милитеев, 1981] *Лятхер В.М., Милитеев А.Н.* Гидравлические исследования численными методами // Водные ресурсы. № 3. 1981.
- [Макушин и др., 2020] *Макушин М.А., Виноградова Т.А., Соколова Д.П., Осташов А.А., Куровская В.А.* Расчет гидравлико-морфометрических характеристик прорана в грунтовых плотинах и максимальных расходов при переливе водохранилищ // Сб. док. Межд. научной конф. «Четвертые Виноградские чтения. Гидрология: от познания к мировоззрению» [Электронный ресурс]; СПб.: Изд-во ВВМ. С. 504–509. ISBN 978-5-9651-0730-8. Санкт-Петербург: 2020.
- [Маханов, Семенов, 1994] *Маханов С.С., Семенов А.Ю.* Устойчивый численный алгоритм для расчетов течения жидкости в открытом русле // Журнал вычисл. матем. и матем. физики. 1994. Т. 34. № 1. С. 104–117.
- [Маханов, Семенов, 1996] *Маханов С.С., Семенов А.Ю.* Двумерный неотрицательный алгоритм для расчета течений жидкости в открытых руслах // Журнал вычисл. матем. и матем. физики. 1996. Т. 36. № 4. С. 97–105.
- [Методика ..., 2020] Методика определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии гидротехнического сооружения (за исключением судоходных и портовых гидротехнических сооружений) утверждена приказом Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 10 декабря 2020 года N 516.
- [Методика ..., 2022] Методика определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии судоходных гидротехнических сооружений. Утверждена Приказом Минтранса России от 25.04.2022 г. № 153.
- [Методические указания..., 1980] Методические указания по оценке ущербов в зоне затопления. М.: Гидропроект, 1980. 35с.
- [Милитеев, 1982] *Милитеев А.Н.* Решение задач гидравлики мелких водоемов и бьефов гидроузлов с применением численных методов. Диссертация на соискание ученой степени доктора техн. наук. М., 1982. 307 с.
- [Милитеев, Базаров, 1997] *Милитеев А.Н., Базаров Д.Р.* О пульсационных решениях двумерных уравнений мелкой воды при стационарных краевых условиях // Сообщения по прикладной математике. ВЦ РАН. М., 1997.
- [Милитеев, Сладкевич, 1983] *Милитеев А.Н., Сладкевич М.С.* Разностная схема для решения плановых уравнений мелкой воды // Деп. в ВИНТИ. Депонированные рукописи. Вып. 3. 1983.
- [Милитеев, Цыпин, 1989] *Милитеев А.Н., Цыпин В.Ш.* Рекомендации по гидравлическому расчету отверстий пойменных мостов. НТО ЦНИИС. М., 1989. 218 с.
- [Милитеев, Школьников, 1981] *Милитеев А.Н., Школьников С.Я.* Численные исследования планов течения в руслах со сложным рельефом дна // Водные ресурсы. № 3. 1981.
- [Наводнение в Краснодарском крае..., 2002] Наводнение в Краснодарском крае в августе 2002 года. [Электронный ресурс] – режим доступа: [newsruss.ru/doc/index.php/Наводнение в Краснодарском крае в августе 2002 года](http://newsruss.ru/doc/index.php/Наводнение%20в%20Краснодарском%20крае%20в%20августе%202002%20года). Дата обращения – 11.01.2023.

- [Наводнение в Северном море..., 1953] Наводнение в Северном море 1953 года. [Электронный ресурс] – режим доступа – https://translated.turbopages.org/proxy_u/en-ru.ru.d457d56a-63be5a9a-64e75ef2-74722d776562/https/en.wikipedia.org/wiki/North_Sea_Flood_of_1953. Дата обращения – 11.01.2023
- [Овсянников и др., 1985] *Овсянников Л.В., Макаренко Н.И., Налимов В.И. и др.* Нелинейные проблемы теории поверхностных и внутренних волн. Новосибирск: Наука, 1985.
- [Овсянников, 1981] *Овсянников Л.В.* Лекции по основам газовой динамики. М.: Наука, 1981.
- [Остапенко, 2003а] *Остапенко В.В.* Течения, возникающие при разрушении плотины над ступенькой дна // Прикладная механика и техническая физика. 2003. № 4 (44). С. 51–63.
- [Остапенко, 2003б] *Остапенко В.В.* Течения, возникающие при разрушении плотины над уступом дна // Прикладная механика и техническая физика. 2003. № 6 (44). С. 107–122.
- [Остапенко, 2007] *Остапенко В.В.* Модифицированные уравнения теории мелкой воды, допускающие распространение прерывных волн по сухому руслу // Прикладная механика и техническая физика. 2007. № 6 (48). С. 22–43.
- [Оф. сайт ФКП «ДКЗ ...», 2023] Официальный сайт ФКП «Дирекция комплекса защитных сооружений Министерства регионального развития Российской Федерации». [Электронный ресурс]. – Режим доступа – <https://dambaspb.ru/stroitelstvo-kzs>. Дата обращения – 11.01.2023.
- [Пономарчук, 2001] *Пономарчук К.Р.* Разработка методики оценки параметров процесса формирования проранов при прорывах грунтовых плотин / Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.16. М., 2001. 120 с.
- [Правила ..., 1995] Правила технической эксплуатации сооружений инженерной защиты населенных пунктов. Утверждены Приказом Минстроя РФ от 29 декабря 1995 г. N 17-139.
- [Прокофьев, 2003] *Прокофьев В.А.* Моделирование последствий воздействия паводка на ГТС с помощью метода Нансок на регулярной сетке // В сб. «Безопасность энергетических сооружений». Тр. НИИЭС, 2003. Вып.11. С. 148–168.
- [Прокофьев, 2005] *Прокофьев В.А.* Численная плановая модель открытого потока при наличии на дне препятствий // Водные ресурсы. 2005. № 3 (32). С. 282–294.
- [Прудовский, 1998] *Прудовский А.М.* Образование прорана при прорыве земляной плотины // В сб. «Безопасность энергетических сооружений». Вып. 2–3. М.: НИИЭС, 1998.
- [Прудовский, Васильева, 2010] *Прудовский А.М., Васильева Е.С.* О моделировании прорыва грунтовой плотины // Научно-технич. и производств. сб. «Безопасность энергетических сооружений». Вып. 17. М.: ОАО «НИИЭС», 2010. С. 3–25.
- [Распутина, Пряхина, 2020] *Распутина В.А., Пряхина Г.В.* Методика расчета гидрографа прорывного паводка в результате перелива и разрушения грунтовых плотин. // Сб. док. Межд. научной конф. «Четвертые Виноградовские чтения. Гидрология: от познания к мировоззрению» [Электронный ресурс]; СПб.: Изд-во ВВМ. С.341–346. ISBN 978-5-9651-0730-8. Санкт-Петербург, 2020.

- [Рекомендации..., 1993] Рекомендации по комплексам мероприятий защиты населения при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера // ВНИИ ГОЧС. М., 1993.
- [Рекомендации..., 2015] Рекомендации Росатома. Стандарт организации. Объекты использования атомной энергии. Учет опасных природных процессов и явлений при выборе площадки размещения. АЭС СТО СРО-Г 60542954 00005 -2015.
- [Родионов, 1987а] *Родионов А.В.* Монотонная схема второго порядка аппроксимации для сквозного расчета неравновесных течений // Журнал вычисл. матем. и матем. физ. 1987. Т. 27. № 4. С. 585–593.
- [Родионов, 1987б] *Родионов А.В.* Повышение порядка аппроксимации схемы С.К. Годунова // Журнал вычисл. матем. и матем. физ. 1987. Т. 27. № 12. С. 1853–1860.
- [Роуч, 1980] *Роуч П.* Вычислительная гидродинамика. М.: Мир, 1980. 616 с.
- [Румянцев, Беликов, 2015] *Румянцев А.Б., Беликов В.В.* Оценка рисков воздействия экстремальных гидрометеорологических явлений и техногенных паводков на объекты повышенной опасности // Сборник научных трудов Всероссийской научной конференции «Научное обеспечение реализации «Водной стратегии Российской Федерации на период до 2020 г.». Петрозаводск, 6–11 июля 2015 г. Т. 2. С. 38–44.
- [Румянцев, Васильева, Беликов, 2019] *Румянцев А.Б., Васильева Е.С., Беликов В.В.* Интегральный подход к оценке и минимизации рисков затопления селитебных территорий // Сборник научных трудов Всероссийской научной конференции с международным участием «Научные проблемы оздоровления Российских рек и пути их решения» (8–14 сентября 2019 г., г. Нижний Новгород). М.: Студия Ф1, 2019. С. 253–258.
- [Русанов, 1961] *Русанов В.В.* Расчет взаимодействия нестационарных ударных волн с препятствиями // Журнал выч. матем. и матем. физ. 1961. Т. 1. № 2. С. 267–279.
- [СП 42.13330.2011 Градостроительство..., 2011] СП 42.13330.2011 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89* Москва 2011.
- [СП 104.13330.2016 Инженерная защита..., 2016] СП 104.13330.2016. Свод правил. Инженерная защита территории от затопления и подтопления. Актуализированная редакция СНиП 2.06.15-85» (утв. Приказом Минстроя России от 16.12.2016 N 964/пр) (ред. от 23.12.2020).
- [СП 58.13330.2019] СП 58.13330.2019. Свод правил. Гидротехнические сооружения. Основные положения. СНиП 33-01-2003» (утв. и введен в действие Приказом Минстроя России от 16.12.2019 N 811/пр) (ред. от 10.03.2022).
- [Список наводнений ..., 2023] Список наводнений в Нидерландах. [Электронный ресурс] – режим доступа – https://ru.wikipedia.org/wiki/Список_наводнений_в_Нидерландах. Дата обращения 11.01.2023.
- [Срибный, 1932] *Срибный М.Ф.* Нормы сопротивления движению естественных водотоков и расчет отверстий больших мостов по способу бытовых морфологических характеристик. М.; Л.: Гострансиздат, 1932.
- [Стокер, 1959] *Стокер Дж.* Волны на воде. Математическая теория и приложения. М.: Изд-во иностр. лит., 1959.

- [Трагедия и горе ..., 1953] Трагедия и горе в Нидерландах. К.Ф. Готт, февраль, 1953 год. Сентенция. Историко-философский альманах. [Электронный ресурс] – режим доступа – <http://www.mnemosyne.ru/arhivarius/nhflood-1.html>. Дата обращения 11.01.2023.
- [Троицкий, Школьников, 2005] *Троицкий А.В., Школьников С.Я.* Опыт применения методики укрупненной оценки ущербов при гидродинамической аварии гидротехнических сооружений // Безопасность энергетических сооружений (БЭС). Вып. 15. М.: НИИЭС, 2005.
- [Ураган Катрина ..., 2023] Ураган Катрина. Электронный ресурс – режим доступа – [https://ru.wikipedia.org/wiki/Катрина_\(ураган\)](https://ru.wikipedia.org/wiki/Катрина_(ураган)). Дата обращения – 11.01.2023.
- [Фролова и др., 2013] *Фролова Н.Л., Агафонова С.А., Беликов В.В., Крыленко И.Н., Головлев П.П.* Затопные наводнения в районе г.Томска: генетический анализ и моделирование // Ледовые и термические процессы на водных объектах России: научные труды IV Всероссийской конференции. 2013. С. 180–186.
- [Чоу, 1969] *Чоу В.Т.* Гидравлика открытых каналов. М.: Стройиздат, 1969.
- [Шеренков, 1958] *Шеренков И.А.* О плановой задаче растекания струи бурного потока несжимаемой жидкости // Изв. АН СССР, ОТН. № 1. 1958.
- [Шеренков, Каневский, Ляшенко, 1988] *Шеренков И.А., Каневский З.И., Ляшенко А.Л.* Динамическое взаимодействие руслового и пойменного потоков // Труды 5-го Всесоюзного гидрологического съезда. Т. 10. Кн. 2. Л.: Гидрометеиздат, 1988. С. 210–216.
- [Шкадов, 1967] *Шкадов В.Я.* Волновые режимы течения тонкого слоя вязкой жидкости под действием силы тяжести // Изв. АН СССР. Механика жидкости и газа. 1967. № 1. С. 43–51.
- [Школьников, 2014] *Школьников С.Я.* О требованиях к выбору сценариев аварий гидротехнических сооружений при расчете вреда, который может быть причинен физическим и юридическим лицам // Гидротехническое строительство. 2014. № 7. С. 46–50.
- [Школьников, Ли, 2004] *Школьников С.Я., Ли А.А.* Опыт численного моделирования гидродинамических аварий // Водное хозяйство России: проблемы, технологии, управление. 2004. Т. 6. № 6. С. 640–650.
- [Школьников, Секисова, 2008] *Школьников С.Я., Секисова И.А.* Опыт математического моделирования гидродинамических аварий и оценка причиненных ими ущербов // Гидротехническое строительство. 2008. № 10. С. 48–56.
- [Abbot, Rasmussen, 1977] *Abbot M.B., Rasmussen C.* On the numerical modelling of rapid expansions and contractions in models that are two-dimensional in plan // Proc. 17th Congr. IAHR, 2, Baden-Baden, 1977.
- [Abbott, 1980] *Abbott M.B.* Elements of the theory of free surface flows – Computational Hydraulics. Pitman Publishing Ltd, London, 1980.
- [Aleksyuk et al., 2018] *Aleksyuk A.I., Belikov V.V., Borisova N.M., Fedorova T.A.* Numerical Modeling of Non-Uniform Sediment Transport in River Channels // Water Resources, 2018, 45, p. 11–17. <https://doi.org/10.1134/S0097807818050275>

- [Aleksyuk et al., 2019] *Aleksyuk A.I., Belikov V.V., Borisova N.M., Fedorova T.A.* Numerical Modeling of Channel Deformation Taking into Account Sediment Fractions Distribution // *Climate Change Impacts on Hydrological Processes and Sediment Dynamics: Measurement, Modelling and Management*, S. Chalov, V. Golosov, R. Li, and A. Tsyplenkov, Eds. Cham: Springer International Publishing, pp. 29–33. – doi.org/10.1007/978-3. 2019.
- [Aleksyuk, 2019] *Aleksyuk A.I.* Influence of vortex street structure on the efficiency of energy separation // *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 2019, 135, p. 284–293. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2019.01.103>
- [Aleksyuk, Belikov, 2019] *Aleksyuk A.I., Belikov V.V.* The uniqueness of the exact solution of the Riemann problem for the shallow water equations with discontinuous bottom // *Journal of Computational Physics*, 2019, 390, p. 232–248. <https://doi.org/10.1016/j.jcp.2019.04.001>
- [Aleksyuk, Malakhov, Belikov, 2020] *Aleksyuk A.I., Malakhov M.A., Belikov V.V.* The exact Riemann solver for the shallow water equations with a discontinuous bottom // *Journal of Computational Physics*. vol. 450. p. 110801. 2022. doi: 10.1016/j.jcp.2021.110801.
- [Aleksyuk, Osiptsov, 2018] *Aleksyuk A.I., Osiptsov A.N.* Direct numerical simulation of energy separation effect in the near wake behind a circular cylinder // *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 2018, 119, p. 665–677. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2017.11.133>
- [Aleksyuk, Shkadov, 2018] *Aleksyuk A.I., Shkadov V.Ya.* Analysis of three-dimensional transition mechanisms in the near wake behind a circular cylinder // *European Journal of Mechanics – B/Fluids*, 2018, 72, p. 456–466. <https://doi.org/10.1016/j.euro-mechflu.2018.07.011>
- [Amiri, Talebbeydokhti, Baghlani, 2012] *Amiri S.M., Talebbeydokhti N., Baghlani A.* A two-dimensional well-balanced numerical model for shallow water equations // *Scientia Iranica*, 2012. p. S1026309812002635.
- [Bechteler, Broich, 1991] *Bechteler W., Broich K.* Effects in dam-break modelling. // *Proceedings 24th IAHR Congress, Madrid*, pp. A191-A200. 1991.
- [Belikov, Borisova, Glotko, 2021] *Belikov V.V., Borisova N.M., Glotko A.V.* Numerical Hydrodynamic 2D-Simulation of the Inundation of Tulun Town on the Iya R. during Flood 2019 // *Water Resources*. 2021. Vol. 48. No. 5. P. 713–725. <https://doi.org/10.1134/S0097807821040023>
- [Belikov et al., 2018] *Belikov V.V., Aleksyuk A.I., Borisova N.M., Vasilieva E.S., Norin S.V., Rumyantsev A.B.* Justification of Hydrological Safety Conditions in Residential Areas Using Numerical Modelling // *ISSN 0097-8078, Water Resources*, 2018, 45, p. S39–S49. © Pleiades Publishing, Ltd., 2018. <https://doi.org/10.1134/S0097807818050305>
- [Belikov, Militeev, Rodionov, 2002] *Belikov V.V., Militeev A.N., Rodionov V.B.* Two-layer model for flood computation in complicated channel system with erosion riverbed with floodplain // *Proc. Conf. «RIVER FLOW 2002»*, Bousmar&Zech (eds.), 2002 Swets&Zeltinger, Lisse, ISBN 905809 509 6, p. 263–269.
- [Belikov, Semenov, 1988] *Belikov V.V., Semenov A.Yu.* Godunov's type method for a numerical solution of the two-dimensional shallow water equations // *Proc. 17th Session of Sci. and Methodol. Seminar on Ship Hydrodynamics*. (Oct. 17–22, 1988. Bulgaria, Varna) 1988, 2, p. 56/1-56/6.

- [Belikov, Semenov, 1989] *Belikov V.V., Semenov A.Yu.* Godunov's type method for a numerical solution of the shallow water equations // Proc. of Soviet Union-Japan Sump. on Comput. Fluid Dynamics. Book of abstracts. Khabarovsk, 9–16, IX, Moscow, Comput. Centre USSR Acad. of Sciences, 1989, 3, p. 5–13
- [Belikov, Semenov, 1997] *Belikov V.V., Semenov A.Yu.* New Non-Sibson Interpolation on Arbitrary System of Points in Euclidean Space // Proceedings of 15th World Congress on Scientific Computation Modeling and Applied Mathematics. Berlin August 1997. V. 2
- [Belikov, Semenov, 1998a] *Belikov V.V., Semenov A.Yu.* A Godunov's Type Method Based on an Exact Solution to the Riemann Problem for the Shallow-Water Equations //Proc. 4 Eur. Comp. Fluid Dyn. Conf. (ECCOMAS 98). WILEY, New York, 1998. V. 1, Part 1, p. 310–315.
- [Belikov, Semenov, 1998б] *Belikov V.V., Semenov A.Yu.* Non-Sibsonian interpolation on arbitrary system of points in Euclidean space and adaptive generating isolines algorithm // Proceedings of 6th Int. Conf. «Numerical Grid Generation in Computational Field Simulations» July 6–9, 1998, p. 227–236.
- [Belikov, Semenov, 2000] *Belikov V., Semenov A.* Non-Sibsonian interpolation on arbitrary system of points in Euclidean space and adaptive isolines generation // Appl. Numer. Math., 32 (4), 2000.
- [Benoist, 1989] *Benoist G.* Les etudes d'ondes de submersion des grands barrages d'EDF // La Houille Blanche, No. 1, pp. 43–54. 1989.
- [Benslama, 1995] *Benslama E.* Code EROSIF. Note de Principe, note d'utilisation et elements de validation // Rapport EDF-HE-43/95/073/A. 1995.
- [BlueKenue, 2016] *BlueKenue.* Canadian Hydraulics Centre. National research council. Canada. 2016.
- [Bresch, 2009] *Bresch D.* Shallow-Water Equations and Related Topics // Elsevier, 2009, p. 1–104.
- [Broich, 1998] *Broich K.* Mathematical Modeling of Dambreak Erosion Caused by Overtopping. CADAM // Proceedings, Munich Meeting. 1998.
- [Carrier, Greenspan, 1958] *Carrier G.F., Greenspan H.P.* Water waves of finite amplitude on a sloping beach // Journal of Fluid Mechanics, 1958, 4, p. 97–109.
- [Cristofan, 1965] *Cristofan E.A.* Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earth fill Dam. // Bureau of Reclamation, Denver, USA, p. 46. 1965.
- [Courant, Isaacson, Rees, 1952] *Courant R., Isaacson E., Rees M.* On the solution of nonlinear hyperbolic differential equations by finite differences // Commun Pure and Appl. Math., 1952, 5 (3). p. 243–255.
- [Cozzolino, 2011] *Cozzolino L., Della Morte R., Covelli C., Del Giudice G., Pianese D.*, 2011. Numerical solution of the discontinuous-bottom shallow-water equations with hydrostatic pressure distribution at the step // Advances in Water Resources, 34, p. 1413–1426. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2011.07.009>
- [Cunge, Holly, Verway, 1980] *Cunge G.A., Holly F.M., Verway A.* Practical Aspects of Computational River Hydraulics. Pitman Publishing LTD, London, 1980.

- [Delestre et al., 2013] *Delestre O., Lucas C., Ksinant P.-A., Darboux F., Laguerre C., Vo T.-N.-T., James F., Cordier S.*, 2013. SWASHES: a compilation of shallow water analytic solutions for hydraulic and environmental studies: Analytic solutions for shallow water equations // *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 72, p. 269–300. <https://doi.org/10.1002/flid.3741>
- [Delis, Skeels, Ryrie, 2000] *Delis A.I., Skeels C.P. and Ryrie S.C.* Evaluation of some approximate Riemann solvers for transient open channel flows // *J. Hydraulic Research*, 38 (3), 2000.
- [Fingert et al., 2019] *Fingert E., Krylenko, V. Belikov, P. Golovlyov, M. Samokhin, S. Borovkov. and A. Zavadskii.* Numerical modeling of channel processes and hydraulic engineering impact on the river Amur // *Climate Change Impacts on Hydrological Processes and Sediment Dynamics: Measurement, Modelling and Management*, S. Chalov, V. Golosov, R. Li, and A. Tsyplenkov, Eds. Cham: Springer International Publishing. – pp. 88–92. 2019. – doi.org/10.1007/978-3-030-03646-1_17.
- [Fread, 1988a] *Fread D.L.* BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures. Model Description and User Manual / US National Weather Service. 1988.
- [Fread, 1988b] *Fread D.L.* DAMBRK : the NWS dam-break flood forecasting model // National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, Maryland. 1988.
- [Fread, 1991] *Fread D.L.* Breach, An erosion model for earthen dam failures. / *Hydrological Research Laboratory, US National Weather Service*, p. 46, 47. 1991.
- [Fread, Harbaugh, 1973] *Fread D.L., Harbaugh E.* Transient hydraulic simulation of breached earth dams, *Proceedings A.S.C.E.* // *Journal of the Hydraulic Division*. Vol. 99, No. 1, pp. 139–154, p. 45. 1973
- [Fujihara, Borthwick, 2000] *Fujihara M., Borthwick A. G. L.* Godunov-Type Solution of Curvilinear Shallow-Water Equations // *Journal of Hydraulic Engineering*, 2000, 126 (11). P. 827–836.
- [Gerbeau, Perthame, 2001] *Gerbeau J.-F., Perthame B.* Derivation of viscous Saint-Venant system for laminar shallow water; Numerical validation // *Discrete & Continuous Dynamical Systems – B*. 2001 1 (1), p. 89–102.
- [Geuzaine, Remacle, 2009] *Geuzaine C. and Remacle J.-F.* Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79(11), p. 1309–1331, 2009.
- [Giuseppetti, Molinaro, 1989] *Giuseppetti G., Molinaro P.* A mathematical model of the erosion of an embankment dam by overtopping. // *International Symposium on Analytical Evaluation of Dam related Safety Problems*, Copenhagen, p. 46. 1989.
- [Glaister, 1995] *Glaister P.* A weak formulation of Roe’s approximate Riemann solver applied to the St. Venant equations // *J. Comput. Phys.*, 116 (1), 1995.
- [Goutal, Maurel, 1997] *Goutal N., Maurel F.* Proceedings of the 2nd workshop on dam-break wave simulation // *Electricité de France, Direction des études et recherches*, 1997.
- [Gustafsson, Sundström, 1978] *Gustafsson B., Sundström A.* Incompletely Parabolic Problems in Fluid Dynamics // *SIAM Journal on Applied Mathematics*, 1978, 35 (2), p. 343–357.

- [Han, Warnecke, 2014] *Han E., Warnecke G.* Exact Riemann solutions to shallow water equations, *Q. Appl. Math.* 72(3) (2014) 407–453, <https://doi.org/10.1090/S0033-569X-2014-01353-3>.
- [Harten et al., 1986] *Harten A., Osher S., Engquist B., Chakravarthy S.R.* Some results on uniformly high-order accurate essentially nonoscillatory schemes // *Appl. Numer. Math.* 1986. V. 2. № 3–5, p. 347–377.
- [Harten et al., 1987] *Harten A., Engquist B., Osher S., Chakravarthy S.B.* Uniformly high-order accurate nonoscillatory schemes. III // *J. Comput. Phys.* 1987. V. 71. № 2. p. 231–303.
- [Harten, Osher, 1987] *Harten A., Osher S.* Uniformly high-order accurate nonoscillatory schemes. I // *SIAM. J. Numer. Anal.*, 1987, 24 (2), p. 279–309.
- [Huang, Zhang, Pei, 2013] *Huang Y., Zhang N., Pei Y.* Well-Balanced Finite Volume Scheme for Shallow Water Flooding and Drying Over Arbitrary Topography // *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, 2013, 7 (1), p. 40–54.
- [ICOLD Bulletin III, 1998] ICOLD Bulletin III. Dam-break flood analysis: Review and recommendations. // *CIGB/ICOLD Bulletin III*. 1998
- [James et al., 2019] *James F., Lagrée P.-Y., Le M.H., Legrand M.* Towards a new friction model for shallow water equations through an interactive viscous layer. *ESAIM: M2AN*, 2019, 53, p. 269–299. <https://doi.org/10.1051/m2an/2018076>
- [Kalliadasis et al., 2012] *Kalliadasis S., Ruyer-Quil C., Scheid B., Velarde M.G.* *Falling Liquid Films*, Applied Mathematical Sciences. Springer London, London, 2012. <https://doi.org/10.1007/978-1-84882-367-9>
- [Kawahara, Umetsu, 1986] *Kawahara M., Umetsu T.* Finite element method for moving boundary problems in river flow // *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 1986, 6 (6). p. 365–386.
- [Krylenko et al., 2018] *Krylenko I., Belikov V., Fingert E., Golovlyov P., Glotko A., Zavadskii A., Samokhin M., Borovkov S.* Analysis of the Impact of Hydrotechnical Construction on the Amur River near Blagoveshchensk and Heihe Cities Using a Two-Dimensional Hydrodynamic Model // *ISSN 0097-8078, Water Resources*, 2018, Vol. 45, Suppl. 1/ – pp. S112–S121. – DOI: 10.1134/S0097807818050378. 2018.
- [Krylenko et al., 2020] *Krylenko I., Alabyan A., Aleksyuk A., Belikov V., Sazonov A., Zavyalova E., Pimanov I., Potryasaev S., Zelentsov V.* Modeling Ice-Jam Floods in the Frameworks of an Intelligent System for River Monitoring // *Water Resources*, 47, 2020, p. 387–398. <https://doi.org/10.1134/S0097807820030069>
- [Lax, Wendroff, 1960] *Lax P., Wendroff B.* Systems of conservation laws // *Comm. Pure and appl. Math.*, 13 (2), p.217–237, 1960.
- [LeFloch, Thanh, 2007] *LeFloch P.G., Thanh M.D.* The Riemann problem for the shallow water equations with discontinuous topography // *Commun. Math. Sci.*, 5(4), 2007, p. 865–885, <https://doi.org/10.4310/CMS.2007.v5.n4.a7>
- [LeFloch, Thanh, 2011] *LeFloch P.G., Thanh M.D.* A Godunov-type method for the shallow water equations with discontinuous topography in the resonant regime // *Journal of Computational Physics*, 2011, 230 (20). p. 7631–7660. <https://doi.org/10.1016/j.jcp.2011.06.017>

- [LeVeque, 2002] *LeVeque R.J.* Finite volume methods for hyperbolic problems / R.J. LeVeque, Cambridge; New York: Cambridge University Press, 2002.
- [Liang, Borthwick, 2009] *Liang Q., Borthwick A.G.L.* Adaptive quadtree simulation of shallow flows with wet–dry fronts over complex topography // *Computers & Fluids*, 2009, 38, p. 221–234.
- [Loukola et al, 1993] *Loukola E., Reiter P., Shen C., Pan S.* Embankment Dams and their Foundations : evaluation of erosion. International Workshop on Dam Safety. // Grindelwald, Switzerland, 26–29 April 1993, p. 42, 44, 47, 51. 1993.
- [Loukola, Huokuna, Xiang, 1993] *Loukola E., Huokuna M., Xiang W.L.* Test case 2: Yahekou dam breach test case, paper presented at EU Concerted Action on DamBreak Modelling (CADAM) Munich Meeting / E. Loukola // Univ. der Bundeswehr München. 8–9 Oct. Neubiberg, Germany: 1998.
- [Mac Donald, Longridge-Monopolis, 1984] *Mac Donald T.C., Longridge-Monopolis J.* Breaching Characteristics of Dam Failure // *ASCE Journal of Hyd. Eng.* №5. 110. 1984.
- [MacDonald et al., 1997] *MacDonald I., Baines M.J., Nichols N.K., Samuels P.G.*, 1997. Analytic Benchmark Solutions for Open-Channel Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123, p. 1041–1045. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1997\)123:11\(1041\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1997)123:11(1041))
- [Macchione, 1986] *Macchione F.* SuH'idrogramma di piena conseguente alia rottura di dighe in terra // *Memorie e Studi, Dipartimento di Difesa del Suolo, Universita della Calabria*, No. 139, p. 46. 1986.
- [Macchione, 1989] *Macchione F.* Discussion on «Dimensionless analytical solution for dam-breach erosion» of Singh, V.P., Quiroga C.A. // *Journal of Hydraulic Research*. vol. 27, No. 3, pp. 447–452, p. 46. 1989.
- [Macchione, Sirangelo, 1988] *Macchione F., Sirangelo B.* Study of earth dam erosion due to overtopping / F. Macchione, B. Sirangelo // *Technical Conference on Hydrology of Disasters, WMO, Geneve*, p. 47. 1988.
- [Macchione, Sirangelo, 1989] *Macchione F., Sirangelo B.* Aspetti idraulici nel collasso degli sbarramenti in materiali sciolti. // *Idrotecnica*, No. 6, pp. 313–322, p. 47. 1989.
- [Marche, 2007] *Marche F.* Derivation of a new two-dimensional viscous shallow water model with varying topography, bottom friction and capillary effects // *European Journal of Mechanics – B/Fluids*. 2007, 26, p. 49–63.
- [MIKE 11. ..., 2003] *MIKE 11. Modeling System for Rivers and Channels. Reference Manual. User Guide, DHI Software.* – 2003.
- [Mingham, Causon, 2000] *Mingham C.G., Causon D.M.* Calculation of unsteady bore diffraction using a high resolution finite volume method. *J. Hydraulic Research*, 38, 2000.
- [Molinaro, Pacheco, Tancini, 1994] *Molinaro P., Pacheco R., Tancini C.* Algoritmo para el calouido de aqua en rios con fresicuones de corente // *Proc. of XVI Congress Latino-Americano de Hydraulica de la IAHR*. Santiago : 1994.
- [Norin, Belikov, Aleksyuk, 2017] *Norin S.V., Belikov V.V., Aleksyuk A.I.* Simulating Flood Waves in Residential Areas. *Power Technology and Engineering*, 2017, 51, p. 52–57. <https://doi.org/10.1007/s10749-017-0782-3>

- [Ponce, Tsivoglou, 1981] *Ponce V.M., Tsivoglou A.J.* Modelling gradual dam breaches, Proceedings A.S.C.E. // Journal of the Hydraulics Division, Vol. 107, № 7. pp. 829–838, p. 47. 1981.
- [Rastogi, Rodi, 1978] *Rastogi A.K., Rodi W.* Predictions of Heat and Mass Transfer in Open Channels // Journal of the Hydraulics Division, 1978, 104. p. 397–420.
- [Rayleigh, 1914] *Rayleigh J. W. S.* On the theory of long waves and bores // Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character, 1914, 90, p. 324–328.
- [Reiter, 1989] *Reiter P.* Dam Safety in Finland, the Dam Breach Hazard Analysis. // International Workshop “Research Needs in Dam Safety”, 7–14 February 1989, New Delhi, India, p. 7, 24. 1989.
- [Roe, 1981] *Roe P.L.* Approximate Riemann problem solvers, parameter vectors, and difference schemes, J. Comput. Phys., 43, 1981.
- [Rosatti, Begnudelli, 2010] *Rosatti G., Begnudelli L.* The Riemann Problem for the one-dimensional, free-surface shallow water equations with a bed step: theoretical analysis and numerical simulations // Journal of Computational Physics, 2010, 229, p. 760–787.
- [Singh, Scarlatos, 1985] *Singh V.P., Scarlatos P.D.* Breach erosion of earth fill dams and Hood routine: BEED model. // U.S. Army Corps of Engineer, Waterways Experiment Station, Environmental Laboratory, Military Hydrology report. Vicksburg. Mississippi, p. 46. 1985.
- [Sohankar et al., 1998] *Sohankar A., Norberg C., Davidson L.* Low-Reynolds-number flow around a square cylinder at incidence: study of blockage, onset of vortex shedding and outlet boundary condition // International Journal for Numerical Methods in Fluids, 1998, 26 (1), p. 39–56.
- [Song et al., 2011] *Song, L., Zhou, J., Li, Q., Yang, X., Zhang, Y.* An unstructured finite volume model for dam-break floods with wet/dry fronts over complex topography. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 67, 2011, p. 960–980. <https://doi.org/10.1002/fld.2397>
- [Spinewine, 2007] *Spinewine B.Y.* Zech Small-scale laboratory dam-break waves on movable beds // Journal of Hydraulic Research. – 45. Extra Issue (2007), pp. 73–86. 2007.
- [Shuibo, Loukola, 1993] *Shuibo P., Loukola E.* Chinese-Finnish cooperative research work on dam break hydrodynamics // National Board of Waters and the Environment. – Series A 167. Helsinki, 1993
- [Toro, 2001] *Toro E.F.* Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows // Chichester; New York: Wiley, 2001, p. 326.
- [Vasil’eva et al., 2019] *Vasil’eva E.S., Alekseyuk A.I., Belyakova P.A., Fedorova T.A., Belikov V.V.* Numerical Modeling of the Behavior of a Destructive Rain Flood on a Mountain River. // Water Resources, 2019. Vol. 46, Suppl. 1, pp. S43–S55. doi: 10.1134/S0097807819070169
- [Wahl, 1998] *Wahl T.L.* Prediction of embankment dam breach parameters-A literature review and needs assessment // Dam Safety Rep. No. DSO-98-004, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation. Denver : 1998.

- [Wu, 2016] *Wu W.* Introduction to DLBreach – A Simplified Physically-Based Dam/Levee Breach Model // Technical Report (Version 2016.4). Box 5710, 8. NY, USA : 2016.
- [Yoon et al., 2010] *Yoon D.-H., Yang K.-S., Choi C.-B.* Flow past a square cylinder with an angle of incidence // *Physics of Fluids*, 2010, 22 (4), p. 043603.
- [Zagonjoli, 2007] *Zagonjoli M.* Dam break modelling, risk assessment and uncertainty analysis for flood mitigation // PhD thesis. Tirana, Albania. – p. 162. 2007.

В.В. Беликов, А.И. Алексюк, Е.С. Васильева

**ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ
ВОЛН ПРОРЫВА**

Подписано в печать 01.12.23. Формат 70 × 100/16.
Гарнитура Таймс. Учетно-изд. л. 13,15. Усл. печ. л. 24,7.
Тираж 300 экз.

Издатель – Российская академия наук

Издается по решению Научно-издательского совета
Российской академии наук (НИСО РАН)
от 31.03.2023 г. и распространяется бесплатно

Корректура и верстка – ООО «ВИН».
www.winfirm.ru

Отпечатано в экспериментальной цифровой типографии РАН.