

Е.К. Нурмаганбет

СООРУЖЕНИЯ В ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ УСЛОВИЯХ

Часть I

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ
КАЗАХСТАН**

Казахский национальный технический университет
имени К.И. Сатпаева

Е.К. Нурмаганбет

**СООРУЖЕНИЯ В ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ
УСЛОВИЯХ**

Часть I

Рекомендовано Республиканским учебно-методическим
объединением в качестве учебного пособия

Алматы 2005

УДК 614.8:699.841+624.012
ББК 68. 9 я 7

Н90 Нурмаганбет Е.К. Сооружения в экстремальных условиях: Учеб. пособие. Ч. I. Алматы: КазНТУ, 2005. 144 с.
ISBN 9965-758-20-4

Учебное пособие (Ч. I) предназначено для специальностей 170540 – «Защита в чрезвычайных ситуациях» и 17240 – «Безопасность труда и жизнедеятельности» при изучении проектирования, строительства, эксплуатации и повышения уровня безопасности сооружений в экстремальных условиях, а также может служить методическим пособием для студентов при выполнении дипломных проектов о защите населения, территорий и сооружений от чрезвычайных ситуаций природного характера.

Пособие также будет представлять несомненный интерес и для широкого круга читателей.

Ил. 29. Табл. 33. Библиогр. – 12 назв.

ББК 68. 9 я 7

Рецензенты: *А.А. Беспяев, д-р техн. наук, проф.*
С.С. Нуркеев, д-р техн. наук, проф.
М.С. Садуакасов, д-р техн. наук, проф.

Печатается по плану издания Министерства образования и науки Республики Казахстан на 2005 г.

Н $\frac{1305060000}{00(05) - 05}$

ISBN 9965-758-20-4

© КазНТУ, 2005 г.

*Повязавшую 70-летию Казахского на-
ци технического университета
им. п. И. Сатпаева (Казахского ордена
Трудового Красного Знамени политехничес-
кого института им. В.И. Ленина)
и памяти педагогов*

Автор Нурмаганбет Е.К.

ВВЕДЕНИЕ

Защита населения, окружающей среды и устойчивости объектов хозяйствования от возможных последствий аварий, катастроф, стихийных бедствий и применения современных средств поражения является одной из приоритетных областей проведения государственной политики Республики Казахстан. При этом обеспечение безопасности людей является первоочередной целью всех мероприятий по защите населения и надежности сооружений в экстремальных условиях мирного и военного времени.

Жизнь и благополучие людей во многом зависит от климатических и погодных условий. Поэтому с давних времен человек проявлял огромный интерес к различным явлениям природы с целью предвидения их неблагоприятных ситуаций.

Ежегодно в Казахстане отмечаются до 7 тысяч стихийных природных и техногенных ситуаций. Среди них распространены землетрясения, селевые потоки, оползни и обвалы, аварии и катастрофы, наводнения на реках, подтопления оснований в прибрежной зоне Каспийского моря, а также резкие повышения и понижения температуры в регионах.

После объявления ООН 1990 ÷ 2000 гг. международным десятилетием по уменьшению стихийных бедствий во многих странах, в том числе и в Казахстане, изданы законодательные акты в области чрезвычайных ситуаций. Поэтому вопросы проектирования надежности и усиления сооружений в целом вызваны, как правило, результатом стихийных явлений (землетрясения, взрывы, катастрофы и т.д.).

Сооружения должны выполнять свои функции в течение предусмотренного срока службы. Они должны с большой вероятностью выдерживать все нагрузки, которые могут возникать в процессе строительства и эксплуатации. Воспринимать внешние нагрузки, а также противостоять ядерным, химическим, биологическим и климатическим воздействиям без потери несущей способности и без ограничений эксплуатационной пригодности. Повреждение конструкций со-

оружий в результате деформации и трещин протекает быстрее в стадии их эксплуатации. Поэтому экономический эффект при проектировании, расчете и строительстве сооружений тесно связан с совершенствованием и усилением их несущих строительных конструкций. При этом снижение размера затрат на ремонтно-восстановительные работы – важнейшее средство повышения эффективности капиталовложений в строительство и рекомендации сооружения.

Мероприятия, применяемые сегодня в строительстве для обеспечения надежности несущих конструкций сооружений, следует разделить на три различных стратегических направления: создание достаточного резерва прочности между внешней нагрузкой и несущей способностью; исключение ошибок деятельности человека; регулирование размера экономического ущерба.

Предметом изучения дисциплины для специальности 170540 – "Защита в чрезвычайных ситуациях" являются вопросы обеспечения защиты населения и повышения уровня безопасности сооружений в экстремальных условиях.

В связи с этим, в настоящем учебном пособии, предназначенном для студентов высших технических учебных заведений, достаточно подробно изложены материалы, касающиеся общих принципов оптимального проектирования сейсмостойких сооружений, определены расчетные сейсмические нагрузки по нормам, изложены способы восстановления и усиления сооружений после сильных землетрясений, рассмотрены сооружения, эксплуатируемые при пожароопасных производствах, взрывных и ударных воздействиях, а также сооружения, возводимые в селеопасных и лавиноопасных районах. Изложена оценка надежности конструкций и опасности дефектов и разрушения зданий и сооружений. Рассмотрены особенности эксплуатации и профилактические мероприятия сооружений.

Инженер-спасатель должен уметь проводить контроль параметров и определять уровень безопасности несущих конструкций сооружений при экстремальных условиях на их соответствие нормативным документам и инструкциям.

Автор надеется, что инженеры-спасатели и студенты в пособии извлекут много важных сведений по проблемам надежности и устойчивости сооружений в экстремальных условиях, а также в повседневной творческой и практической деятельности.

Пожелания и замечания просим выслать в КазНТУ имени К.И. Сатпаева: г. Алматы, ул. Сатпаева, 22.

1 БЕЗОПАСНОСТЬ ЧЕЛОВЕКА И СООРУЖЕНИЯ

Обеспечение безопасности людей является первостепенной целью всех мероприятий по защите населения и инженерных сооружений в условиях чрезвычайных ситуаций мирного и военного времени, осуществляемых в Казахстане.

Прогнозирование и оценка социально-экономических последствий ЧС, а также объём и сроки проведения мероприятий по защите людей и сооружений от последствий аварий, катастроф, стихийных бедствий и современных средств поражения определяются законодательством Казахстана и постановлениями Правительства РК.

Основными принципами защиты населения и сооружений от чрезвычайных ситуаций являются:

- прогнозирование и проведение защитных мероприятий;
- дифференцированный подход к определению характера и объёма проведения защитных мероприятий;
- комплексный подход к определению способов и средств защиты;
- планирование и проведение защитных мероприятий в тесном взаимодействии с вооружёнными силами РК.

В Законе республики Казахстан "О чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера" [1] подчеркивается, что к принципам защиты населения, окружающей среды и сооружений при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера относятся:

- гласность и информирование населения и организаций о прогнозируемых и возникших чрезвычайных ситуациях, мерах по их предупреждению и ликвидации;
- заблаговременное определение степени риска и вредности деятельности организаций и граждан, если она представляет потенциальную опасность, обучение населения методам защиты и осуществление мероприятий по предупреждению чрезвычайных ситуаций;
- обязанность проведения спасательных, аварийно-восстановительных и других неотложных работ по ликвидации чрезвычайных ситуаций, оказание экстремальной медицинской помощи, социальная защита населения и пострадавших работников, возмещение вреда, причиненного вследствие чрезвычайной ситуацией имуществу и здоровью человека, окружающей среде и инженерным сооружениям.

1.1 Безопасность человека

Использование природных ресурсов и загрязнение окружающей среды, внедрение научно-технического потенциала во все сферы общественно-производственной деятельности сопровождается появлением и широким распространением различных природных, биологических, техногенных и других опасностей. Они требуют от каждого человека умения определять и осуществлять комплекс эффективных мер защиты от их безопасностина организм людей.

Безопасность жизнедеятельности как мера защиты организмов от внутренних и внешних опасностей является, несомненно, одним из природных факторов существования живых систем. При этом безопасность человека имеет свои особенности, обусловленные тем, что в отличие от других живых организмов человек способен создавать собственную среду обитания, во многом отличную от природной и поэтому имеющую такие виды опасностей, которые не свойственны природной среде. Сознательная деятельность человека формировала новую, антропогенную среду с такой высокой скоростью, что адаптационные возможности живых организмов с нею не справлялись. Не справляются с ней и адаптационные возможности организма самого человека.

Исследования показывают, что любая деятельность человека, помимо пользы, приносит и негативные результаты, выражающиеся в нарушении экологии и в травматизме или смерти. Человек абсолютно безопасной деятельности создать не может и всегда существует риск негативных последствий. Поэтому безопасность следует понимать как комплексную систему мер защиты человека и среды обитания от опасностей, формируемых конкретной деятельностью. Чем сложнее вид деятельности, тем более комплексная система безопасности этой деятельности. Комплексную систему составляют следующие меры защиты населения: правовые, организационные, экономические, технические, санитарно-гигиенические, лечебно-профилактические.

Жизнедеятельность человека можно представить как некоторый замкнутый круг, в котором опасности и жизнедеятельность человека не пересекаются и разграничиваются кольцом всего комплекса безопасности [2]. Следует также учитывать, что наличие потенциальной опасности при деятельности человека не всегда сопровождается ее негативным воздействием на человека. Для реализации такого воздействия необходимо выполнить три условия: опасность реально существует; человек находится в зоне действия опасности; человек не имеет достаточных средств защиты.

Следовательно, безопасность – это состояние деятельности человека, при которой с определенной вероятностью исключено проявление опасностей. Это возможно обеспечить только при решении трех основных проблем.

Первая проблема – детальный анализ опасностей, присущих изучаемой деятельности. Детальный анализ должен осуществляться в следующей последовательности: устанавливаются элементы среды обитания, формирующие конкретные опасности, и требования к профессиональной пригодности человека – изучать деятельность как источник опасности.

Вторая проблема – разработка мер защиты человека и среды обитания от выявленных опасностей, которая проводится с обязательным выбором таких способов, которые давали бы наибольший эффект защиты при оптимальных затратах и нормах.

Третья проблема – разработка мер защиты экстремального или остаточного риска данной деятельности человека.

Эти меры применяются в том случае, когда произошло воздействие опасностей на человека и необходимо заняться спасением человека. Например, оказать пострадавшему первую помощь; избавить общество от криминальных элементов, произвести разборку зданий или сооружений, освободить пострадавшего в транспортной аварии.

Для обеспечения безопасности деятельности человека реализуют в нашей Республике службы здравоохранения, Госсанэпиднадзора, пожарной охраны, подразделения ликвидации последствий чрезвычайной ситуации, службы ликвидации аварий в электросетях, трубопроводах, радиационной и химической защиты, милиция, прокуратура и др.

Источниками формирования опасностей в деятельности человека могут быть:

- сам человек как сложная система "организм - личность", в которой неблагоприятная для здоровья человека наследственность, физиологические ограничения возможностей организма, психологические расстройства и антропометрические показатели человека могут быть непригодны для реализации конкретной деятельности;

- среда обитания, которыми для любой деятельности являются: предметы, средства и продукты труда, используемая энергия, климатические условия жизни или микроклиматические условия труда (температура, влажность и скорость движения воздуха), животный и растительный мир, коллектив людей;

- процессы взаимодействия человека и среды обитания.

В этом случае опасности имеют сложные, многофакторные признаки, порой взаимно накладывающиеся друг на друга, то их систематизация и классификация играют важную роль в познании природы этих опасностей.

Систематизацией и классификацией сложных явлений, понятий, объектов занимается наука **таксономия** [3]. Хотя в настоящее время не существует еще вполне совершенной и достаточно полной таксоно-

мии опасностей, но одна из приемлемых ее форм приведена на рис.1.

Приведем примеры:

1. Рассмотрим характер воздействия на человека опасности: активный и пассивный. К пассивным относятся опасности, активизирующиеся за счет энергии, носителем которой является сам человек. Это различные препятствия (острые неподвижные элементы, подъемы, спуски, ямы и т.п.), которые могут вызвать повреждения организма человека в момент его движения. Активные – сами имеют инициативный характер (движущиеся механизмы, машины и т.п.).

2. Силы воздействия опасности можно оценивать по балльности (землетрясение, ураган и т.д.) или численно (сила взрыва в эквиваленте к тротиловому заряду).

3. Универсальной оценкой для опасностей является экстремальный или остаточный риск. Риск определяется вероятностью проявления опасности и вероятностью присутствия человека в зоне действия опасности.



Рис. 1. Классификация опасностей по признакам

Возникновение чрезвычайных ситуаций обусловлено наличием остаточного риска, в соответствии с концепцией остаточного риска

абсолютную безопасность обеспечить невозможно. Поэтому принимается такая безопасность, которую приемлет и может обеспечить общество на данном этапе своего развития.

Таким образом, бесконечно малый риск свидетельствует об отсутствии реальной опасности в системе, и, наоборот, чем выше риск, тем выше реальность воздействия опасности на человека и сооружения.

1.2 Основные понятия о чрезвычайных ситуациях

Потенциальные опасности (еще не создает чрезвычайных ситуаций). Для того чтобы возник чрезвычайная ситуация, необходимы условия, позволяющие потенциальной опасности перейти в реальную. Эти условия называются причинами. Причина – это процессы, явления, предметы, оказывающие негативное влияние на здоровье человека. При этом "опасность – причина – последствия" является логическим процессом от развития чрезвычайной ситуации. Этот процесс многофакторный и многопричинный. Одна и та же потенциальная опасность может реализовываться в реальную через разные причины. Например: взрывоопасное производство – отказ вентиляции, скопление газов; искра – взрыв; землетрясения – сейсмический удар; электроток – электрический удар или замыкание на корпус. Причины могут быть известными или неизвестными, но они всегда существуют и для определения и профилактики ЧС наиболее важно найти эти причины.

Следовательно, потенциальная опасность, благодаря причинам, реализуется в событие, именуемое чрезвычайной ситуацией, которая несет для общества нежелательные последствия: гибель или заболевание людей, обрушение сооружения, материальный ущерб, нарушение экологического равновесия и т. д.

В настоящее время нет единого стандарта определения о чрезвычайных ситуациях. Приведем одно из определений о чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера [3].

Чрезвычайная ситуация (ЧС) – это обстановка на определенной территории, сложившаяся в результате аварии, опасного природного явления, катастрофы, стихийного бедствия, которые могут повлечь или повлекли за собой человеческие жертвы, ущерб здоровью людей или окружающей природной среде, значительные материальные потери и нарушение условий жизнедеятельности населения.

В настоящее время существует единая государственная система предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций в Республике Казахстан (рис.2) и объединяет органы управления во главе с Президентом, органы исполнительной власти и местного самоуправления,

организаций, в полномочия которых входит решение вопросов по защите населения и территорий от ЧС.

Основными задачами государственной системы предупреждения и ликвидации ЧС в Республике Казахстан являются:

- разработка и реализация правовых, экономических и организационно-технических норм по обеспечению защиты населения и территорий от ЧС;

- осуществление целевых и научно-технических программ, направленных на предупреждение и повышение устойчивости функционирования организаций и уровня безопасности сооружений в ЧС, а также объектов социального назначения;

- готовность к действиям органов управления, сил и средств, предназначенных и выделяемых для предупреждения и ликвидации ЧС;

- сбор, обработка информации в области защиты населения и территорий от ЧС;

- подготовка людей к действиям в ЧС;

- оценка и прогнозирование социально-экономических последствий ЧС;

- осуществление государственной экспертизы, надзора и контроля в области защиты населения и территорий от ЧС;

- создание резервов финансовых материальных ресурсов для ликвидации ЧС;

- ликвидация ЧС;

- осуществление мероприятий по социальной защите населения, пострадавшего от чрезвычайных ситуаций, проведение гуманитарных акций;

- реализация прав и обязанностей населения в области защиты от чрезвычайных ситуаций, а также лиц, непосредственно участвующих в их ликвидации;

- международное сотрудничество в области защиты населения и территорий от ЧС.

Таким образом, информация в области защиты населения, территории и безопасности сооружений, а также предупреждение от чрезвычайных ситуаций – это комплекс мероприятий, проводимых заблаговременно и направленных на экстремально возможное уменьшение риска возникновения чрезвычайных ситуаций, а также на сохранение здоровья людей, снижение размеров ущерба на сооружения и окружающей природной среде [3].

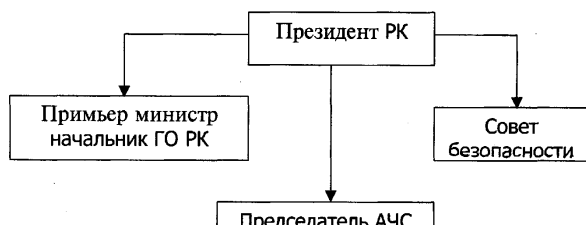


Рис. 2. Единая структура государственной системы предупреждения и ликвидации ЧС в РК

Объем и содержание мероприятий по защите населения, территорий и сооружений от чрезвычайных ситуаций определяются исходя из

принципа необходимой достаточности и экстремально возможного использования имеющихся сил и средств.

Органы государственной власти Казахстана и местного самоуправления, акиматы областей и районов обязаны оперативно и достоверно информировать население через средства массовой информации и по другим каналам о состоянии защиты населения, территорий и инженерных сооружений от чрезвычайных ситуаций и принятых мерах по обеспечению их безопасности, о прогнозируемых и возникших чрезвычайных ситуациях, о приемах и способах защиты людей от них.

Методика построения, состав сил и средств, порядок выполнения задач и взаимодействия основных процессов, а также другие вопросы функционирования государственной системы предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций определяются законодательством Республики Казахстан [3] и постановлениями Правительства РК.

Чрезвычайная ситуация может иметь предвестников, несколько стадий развития и разнообразные последствия с учетом первичных и вторичных факторов воздействия. Защита населения от чрезвычайных ситуаций предусматривает последовательную систему мероприятий, которая включает: анализ и прогноз ЧС, подготовительные работы на случай возникновения ЧС, разработку мероприятий во время ЧС и ликвидацию последствий ЧС. Этими вопросами занимаются специальные государственные службы и спецподразделения (подразделения агентства по ЧС, пожарная охрана, службы по ликвидации аварий в магистральных сетях города, Госсанэпиднадзор, полиция и др.) При этом чрезвычайные ситуации возникают в результате многих причин и могут систематизироваться по большому количеству признаков, так же, как и для опасностей, для них нет еще общепринятой классификации. Один из предлагаемых видов классификации ЧС приведен на рис. 3.

Данная классификация берет в расчет только первичные факторы чрезвычайных ситуаций: землетрясения, обрушение сооружения, сель и др. и не учитывает их вторичных факторов: например, землетрясение сопровождается взрывами, пожарами, селями, наводнениями и т.д. Она отражает наиболее общие признаки для различных ЧС.

В основе чрезвычайных ситуаций лежат внутренние и внешние причины:

- *внутренние*: сложность технологий, недостаточная квалификация людей, недоработки в процессе проектирования и строительства сооружений, физический и моральный износ оборудования, низкая трудовая и технологическая дисциплина и т.п.;

ЧРЕЗВЫЧАЙНАЯ СИТУАЦИЯ

обстановка в регионе, возникшая в результате реализации опасности, которая нанесла или может нанести ущерб Казахстану



Рис. 3. Классификация чрезвычайных ситуаций

- *внешние*: стихийные природные и техногенные бедствия (землетрясения, аварии) неожиданное прекращение подачи электроэнергии, газа, воды, терроризм, война и т.п.

Исследование и анализ причин, а также хода развития ЧС различного характера показывает их общую черту – стадийность. Выделяют пять стадий развития чрезвычайной ситуации:

- накопление отрицательных эффектов и условий;
- период развития ситуаций;
- экстремальный период, при котором выделяется доля энергии и нагрузки на сооружения;
- период затухания;
- ликвидация последствий.

1.3 Экстремальный уровень безопасности сооружения

Предупреждение чрезвычайных ситуаций – это комплекс мероприятий, проводимых заблаговременно и направленных на максимально возможное уменьшение риска возникновения чрезвычайных ситуаций, а также на сохранение здоровья людей, снижение размеров

ущерба окружающей природной среде и устойчивости объектов хозяйствования, а также специальных сооружений. При ликвидации чрезвычайных ситуаций – это аварийно-спасательные и другие неотложные работы, проводимые при возникновении чрезвычайных ситуаций и направленные на спасение жизни и сохранения здоровья людей, снижение размеров ущерба в окружающей среде и материальных потерь, а также на локализацию зон чрезвычайных ситуаций, прекращение действия характерных для них опасных факторов и обеспечения уровня безопасности сооружения [2,3]. При этом сооружения должны выполнять свои функции в течение срока службы по нормам. Они должны с большой вероятностью выдерживать нагрузки и воздействия, возникающие в процессе строительства и эксплуатации.

Производственная или транспортная катастрофа – это крупная авария, повлекшая за собой человеческие жертвы, значительный материальный ущерб и происшедшее по конструктивным, технологическим или эксплуатационным причинам и заключающееся в повреждении, выходе из строя, разрушении сооружения.

Целесообразно также оценивать обстановку на той или иной территории, где существует угроза возникновения чрезвычайных ситуаций. Например, проблема аварийности и травматизма на производстве и строительной площадке сооружения невозможно решать только инженерными методами. Исследования показывают, что в основе аварийности и травматизма лежат не проектно-строительные дефекты, а организационно-психологические причины: низкий уровень профессиональной подготовки по вопросам безопасности, недостаточное воспитание, слабая установка специалиста на соблюдение безопасности, допуск к опасным видам работ лиц с повышенным риском травматизма, пребывание людей в состоянии утомления или других психических состояниях, снижающих безопасность деятельности человека. В состоянии аффекта у человека развивается эмоциональное суждение объема сознания. При этом наблюдаются резкие движения, агрессивные и разрушительные действия. Лица, склонные к аффективным состояниям относятся к категории с повышенным риском травматизма и не должны назначаться на специальности с высокой ответственностью.

Таким образом, каждому виду чрезвычайных ситуаций свойственна своя скорость распространения опасности, являющаяся важной составляющей интенсивности протекания чрезвычайного события и характеризующаяся степенью внезапности воздействия поражающих факторов. В настоящее время нет единого стандартного определения ЧС, принятого для Казахстана и СНГ. Однако, можно построить классификационные структуры по типам и видам чрезвычайных событий,

лежащих в основе ЧС, масштабу их распространения, сложности обстановки и тяжести последствий, масштабу и уровням привлекаемых для их ликвидации органов управления, сил и средств.

1.3.1 Нагрузки и воздействия

Нагрузки и воздействия на строительные конструкции и основания сооружений, отличающихся от традиционных, допускается определять по специальным техническим условиям [4]. При этом основными характеристиками нагрузок, установленные в нормах СНиП 2.01.07-85 являются их нормативные значения. Расчетное значение нагрузки определяется как произведение её нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , соответствующий рассматриваемому предельному состоянию конструкций сооружения.

В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) нагрузки:

Постоянные нагрузки – это вес частей сооружений; вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), а также горное давление.

Длительные нагрузки – это вес стационарного оборудования:

- вес ёмкостей и трубопроводов;
- давление газов, жидкостей и сыпучих тел в ёмкостях и трубопроводах;
- температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;
- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий и сооружений с пониженными нормативными значениями;
- вертикальные нагрузки от мостовых и подвесных кранов с пониженным нормативным значением (группы режимов работы кранов принимаются по ГОСТ 25546-82);
- снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением, определяемым умножением полного нормативного значения на коэффициент: 0,3 – для III снегового района; 0,5 – для IV района; 0,6 – для V и VI районов;
- температурные климатические воздействия с пониженными нормативными значениями;
- воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов;

- воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающимися коренным изменением структуры грунта, а также оттаиванием вечномёрзлых грунтов.

Кратковременные нагрузки – это следующие нагрузки и воздействия:

- нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах;

- вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;

- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытиях жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий и сооружений с полными нормативными значениями;

- нагрузки от подвижного подъёмно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением);

- снеговые нагрузки с полным нормативным значением;

- температурные климатические воздействия с полным нормативным значением;

- гололёдные нагрузки.

Особые нагрузки – это следующие виды нагрузок и воздействий:

- сейсмические воздействия;

- взрывные воздействия;

- нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;

- воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (при замачивании посадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок.

Следовательно, расчет конструкций и оснований сооружений по предельным состояниям первой и второй групп выполняют с учетом наиболее неблагоприятных *сочетаний* нагрузок. Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок на сооружения. Например, для сейсмического сооружения учитывают следующий состав нагрузок: постоянные, длительные и особые нагрузки.

Собственный вес сооружения определяется на основании стандартов, рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей, других строительных конструкций и грунтов. Нормативное значение постоянного веса определяется по формуле с учётом класса ответственности сооружения:

$$g^n = g/2 f, \quad (1)$$

где g^n – нормативное значение постоянного веса сооружения или конструкций;

g – расчетное значение постоянного веса сооружения;

Γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке.

Коэффициенты надёжности по нагрузке Γ_f для веса конструкций и грунтов приведены в СНиП 2.01.07-85, табл. 1 при проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций, следует произвести расчет, принимая для веса конструкции или её части коэффициент надёжности по нагрузке $\Gamma_f = 0,9$.

Нормативное значение веса оборудования, в том числе трубопроводов, следует определять на основании стандартов или каталогов, а для нестандартного оборудования – на основании паспортных данных заводов-изготовителей или рабочих чертежей.

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия S следует определять по формуле

$$S = S_0 \cdot M, \quad (2)$$

где S – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли; M – коэффициент перехода от снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Нормативное значение веса снегового покрова S_0 на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли следует принимать в зависимости от снегового района СНГ по данным табл.4 СНиП 2.01.07-85.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки W_m на высоте Z над поверхностью земли определяется по формуле

$$W_m = W_0 K C, \quad (3)$$

где W_0 – нормативное значение ветрового давления, K – коэффициент, учитывающий измерение ветрового давления по высоте, C – аэродинамический коэффициент.

Нормативное значение ветрового давления W_0 следует принимать в зависимости от ветрового района СНГ по данным табл. 5 СНиП 2.01.07-85.

Для горных и малоизученных районов, нормативное значение ветрового давления W_0 допускается устанавливать на основе данных метеостанций Госкомгидромета, а также результатов обследования

районов строительства с учётом опыта эксплуатации сооружений. В этом случае нормативное значение ветрового давления W_0 определяется по формуле

$$W_0 = 0,61 x_0^2, \quad (4)$$

где x_0 – скорость ветра на уровне 10 м над поверхность земли для местности типа А, соответствующая 10-минутному интервалу осреднения и превышаемая в среднем раз в 5 лет; К – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте Z и определяется по табл. 6 в зависимости от типа местности.

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки W_p на высоте Z определяется для сооружений (и их конструктивных элементов), которые можно рассматривать как систему с одной степенью свободы (поперечные рамы одноэтажных производственных зданий, водонапорной башни, резервуары и т.д.), при $f_1 < f_\lambda$ – по формуле

$$W_p = W_m \cdot O \cdot \text{Ж} \cdot n, \quad (5)$$

где W_m – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки;

Ж – коэффициент пульсаций давления ветра на уровне Z, принимаемый по табл. 7 СНиП 2.01.07-85; О – коэффициент динамичности, определяемый по чертежу 2 (СНиП 2.01.07-85) в зависимости от параметра е и логарифмического декремента колебаний δ .

Предельное значение частоты собственных колебаний f_λ для сооружений, при котором допускается не учитывать силы инерции, возникающие при колебаниях по соответствующей собственной форме, следует определять по табл. 8 СНиП 2.01.07-85.

Нормативное значение линейной гололёдной нагрузки необходимо учитывать при проектировании воздушных линий электропередачи и связи, контактных сетей электрифицированного транспорта, антенно-мачтовых сооружений и при эксплуатации для элементов кругового сечения диаметром до 70 мм включительно (проводов, тросов, оттяжек, мачт, вант и др.) i , н/м, следует определять по формуле

$$i = \pi b K_{M_I} (d + b K_{M_I}) \rho g \cdot 10^{-3}, \quad (6)$$

где b – толщина стенки гололёда, мм (превышаемая раз в 5 лет), на элементах кругового сечения диаметром 10 мм, расположенных на высоте 10 м и более над поверхностью земли, прини-

маемые по нормам табл. 11, 12;

K – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололёда по высоте и принимаемый по табл. 13; d – диаметр про вода, ванты, троса, мм;

M_1 – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололёда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения и определяемый по табл. 14;

M_2 – коэффициент, учитывающий отношение площади поверхности элемента, подверженной обледенению, к полной площади поверхности элемента и принимаемый равным 0,6;

ρ – плотность льда, принимаемая равной $0,9 \text{ г/см}^3$;

g – ускорение свободного падения, м/с^2 .

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для гололёдной нагрузки следует принимать равным 1,3 за исключением случаев, оговорённых в других нормативных документах.

Нормативные значения изменений средних температур по сечению несущего элемента конструкций сооружений соответственно в теплое Δt_w и холодное Δt_c время года следует определять по формулам:

$$\begin{aligned} \Delta t_w &= t_w - t_{oc}; \\ \Delta t_c &= t_c - t_{ow}, \end{aligned} \quad (7)$$

где t_w , t_c – нормативные значения средних температур по сечению элемента в тёплое и холодное время года;

t_{ow} , t_{oc} – начальные температуры в тёплое и холодное время года.

Нормативные значения средних температур t_w и t_c и перепадов температур по сечению элемента в тёплое χ_w и холодное χ_c время года для однослойных конструкций следует определять по табл. 15 СНиП 2.01.07-85.

1.3.2 Определение уровня безопасности сооружения

Установлено, что в существующих нормативных документах на основе многолетнего опыта путем эмпирического процесса оптимизации достигнут известный приемлемый уровень безопасности сооружения. Этот уровень можно установить на основе теории надежности и принять его как исходный для дальнейшего рассмотрения.

Имея выражение $P_f = P[g(x, A) < 0]$ в общей форме можно получить определяющие уравнения для оценки оперативной вероятности отказа, гарантированной нормами:

$$P_f = P\{g[x, g^- = l(x^n, \gamma)] < 0\} \quad (8)$$

По расчетам для различных проектных случаев по нормам получаются, как правило, очень большие различия между найденными вероятностями отказов. Для оценок выбираются максимальные значения P_f или минимальные значения erf в .

Этот путь позволяет совершить переход от традиционных моделей безопасности к современным моделям, основанных на методах теории надежности. С другой стороны, здесь таится опасность перенести возможные запасы прочности, не имеющиеся в существующих нормах, на более точные решения теории надежности.

Имеется большое количество статистических материалов по частотам несчастных случаев (в том числе со смертельными исходами), которым подвержен современный человек в обычных обстоятельствах. Эти данные можно привлечь для сравнительного анализа. Грубую ориентировку дает относительная частота наступления смерти за счет суммы всех причин. По данным работы [5] для жителей бывшей ГДР эта частота составляет 10^{-3} в 1 год для мужчин в возрасте от 17 до 18 лет, для женщин от 35 до 36 лет и 10^{-2} в 1 год для мужчин в возрасте от 54 до 55 лет, для женщин от 60 до 61 года.

Вероятность смерти, большая, чем 10^{-3} в 1 год, считается неприемлемой, поэтому вероятность выхода сооружения из строя с потерей несущей способности $P_f = 10^{-3}$ /год можно принять за абсолютную верхнюю границу. В табл. 1 приведены частоты несчастных случаев со смертельным исходом для США, из которой видно, что вероятность от 10^{-7} до 10^{-6} в год соответствует крайне редким событиям. Эту вероятность можно рассматривать как нижнюю оценку вероятности отказа сооружения.

Для оценки случаев отказа важна не только частота их появления, но и тяжесть последствий для человека и общества. Чтобы ввести эту оценку в рассмотрение определяется понятие риска r_f как произведение вероятности отказа и ожидаемых последствий отказа V_f :

$$r_f = P_f V_f \quad (9)$$

Один и тот же риск может быть причинен или высокой вероятностью отказа с ограниченными последствиями, или ограниченной вероятностью отказа с высоким уровнем ущерба.

Следовательно, математическое определение риска (9) находится в соответствии с разговорным понятием риска.

Таблица 1

Выборка статистики несчастных случаев со смертельным
исходом по данным О'Нейла

Вид несчастного случая	Относительная частота, отнесенная к общей численности населения, за 1 год
Дорожные происшествия	$2,7 \cdot 10^{-4}$
Падения	$1,0 \cdot 10^{-4}$
Пожары и взрывы	$3,7 \cdot 10^{-5}$
Несчастные случаи на воде	$2,9 \cdot 10^{-5}$
Авиакатастрофы	$9,0 \cdot 10^{-6}$
Отравления газом	$7,9 \cdot 10^{-6}$
Железнодорожные катастрофы	$5,0 \cdot 10^{-6}$
Обморожение	$1,6 \cdot 10^{-6}$
Голод, жажда	$9,7 \cdot 10^{-7}$
Природные катастрофы (землетрясения, наводнения и др.)	$8,2 \cdot 10^{-7}$
Поражение молнией	$4,4 \cdot 10^{-7}$
Нападение зверей	$2,2 \cdot 10^{-7}$
Перепады атмосферного давления	$6,5 \cdot 10^{-7}$

Вероятность отказа и последствия отказа для определённых видов отказав являются, как правило, обратно пропорциональными величинами. На рис. 4 для некоторых природных катастроф показана зависимость между частотой появления их во всем мире в течение года и числом жертв [5]. Постоянный риск в этой двойной логарифмической шкале можно было бы представить прямой линией, наклоненной под углом 45^0 .

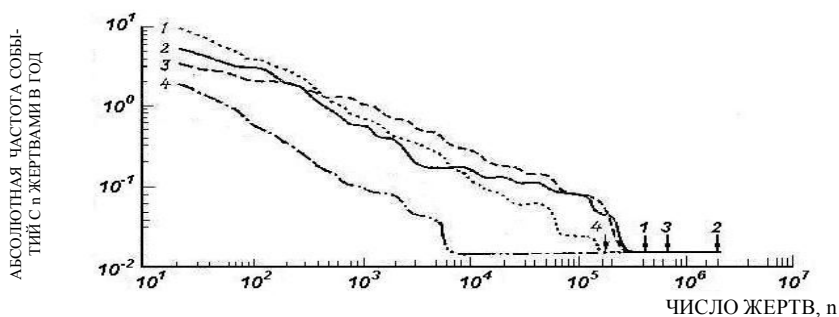


Рис. 4. Частота встречающихся природных катастроф в зависимости от числа жертв (стрелки обозначают конец кривых).

1 – ураганы; 2 – наводнения; 3 – землетрясения; 4 – лавины и оползни.

Последствия отказа заметно различаются по своему характеру. В общем случае их нужно разделить на три группы:

- последствия для жизни и здоровья людей;
- экономические последствия, которые далее могут быть подразделены на непосредственные последствия отказа из-за повреждения сооружения и на косвенные последствия отказа из-за выхода его из эксплуатации;
- последствия для окружающей среды и культурных ценностей.

Наступление отказа редко ведет только к одной единственной группе последствий. Если необходимо ввести различные группы последствий в единое исследование риска, то требуется привлечение подходящих весовых функций $C(V_f)$, которые сводят различные последствия к единому базису сравнения (например, к деньгам). Конечно, назначение функции $C(V_f)$ не может быть свободно от субъективных оценок "Общественный суммарный риск" можно определить как интеграл по всем последствиям отказа:

$$Rf = \int C(V_f) P_f(V_f) dV_f \quad (10)$$

Исследования риска ведутся, прежде всего, для того, чтобы сравнить риск от новых технологий с риском от существующих технологий или риском от природных катастроф.

Любому техническому решению сопутствует наибольший риск, и, наоборот, варианты с ограниченным риском стоят дороже. Это взаимовлияние риска и сметной стоимости определяет порядок принятия решения в инженерном деле.

Если последствия отказа ограничиваются только экономическими потерями или последствия можно свести к стоимостной функции, то ситуация может быть представлена в классической форме экстремальной задачи:

$$\min \{C_b(P_f) + C(V_f)P_f\} \quad (11)$$

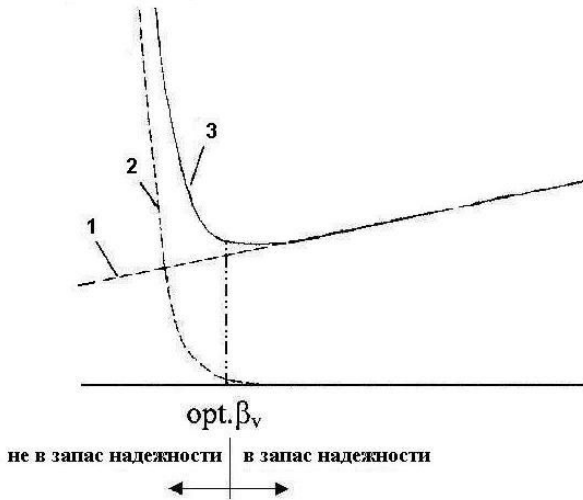


Рис. 5. Оптимальный уровень надежности
1 — строительные затраты, 2 — затраты на устранение последствий отказа,
3 — общие затраты

Оптимальный уровень безопасности достигается в том случае, если сумма сметной стоимости строительства $C_b(V_f)$ и стоимость последствий отказа $C(V_f)P_f$ минимальна. В стоимости строительства рассматривается, естественно, только та часть, которая определяется в процессе проектирования и является функцией вероятности отказа. Второй член в выражении (11) можно умножить на коэффициент, зависящий от налога и срока службы и приводящий будущие затраты к сегодняшнему уровню.

Другая стратегия оптимизация исходит из того, что максимизируется прибыль, определяемая самим существованием объекта:

$$\min \{B - C_b(P_f) - [B + C(V_f)P_f]\} \quad (12)$$

где B – ожидаемая прибыль при условии, что конструкция не выйдет из строя.

Решением формулы (11) или (12) определяются экономически оптимальная вероятность отказа и оптимальный индекс безопасности либо соответствующие им оптимальные проектные размеры для рассматриваемого предельного состояния или системы предельных состояний.

На рис. 5 для задачи (11) показан характерный вид зависимости суммарных затрат от индекса безопасности. Типичным для этого графика является отсутствие симметрии. Отклонение от оптимального уровня безопасности в сторону области отказа ведет к существенно более неблагоприятным последствиям за счет учащающихся случаев отказа, чем отклонение в сторону области безопасности работы. Это в широком смысле слова не так опасно. Большей частью левая ветвь имеет наклон, на порядок больший, чем правая, что следует учитывать при назначении erf B или $zul P_f$.

Они никогда не должны отклоняться от оптимальных значений в сторону области отказов.

2 ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ И ИХ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СООРУЖЕНИЯ

Землетрясения связаны с внутриземными процессами, сопровождающимися большими объёмными изменениями на ограниченных участках земной коры. В результате при внезапных смещениях и разрывах верхней мантии земли происходят поднятия или опускания земной поверхности, которые распространяются на большие расстояния в виде упругих колебаний. Верхний слой мантии мало изучен и поэтому в нём находятся тайны возникновения горных пород и будущих землетрясений [6,7].

В настоящее время установлено [6], что основной причиной землетрясений являются тектонические перемещения в геологических слоях мантии и в инженерной деятельности человека.

При развитии земли происходят тектонические процессы. Тектоникой называют науку о строении земной коры. Тектонические землетрясения проявляются сдвигами и глубинными разломами в земной коре, образуя микротрещины под действием сдвигающих или сжимающих и растягивающих усилий. Остаточные напряжения и деформации внутри земли, накапливая потенциальную энергию, при достижении максимума мгновенно переходят в кинематическую энергию движения. Причины возникновения большинства землетрясений заключаются в новой глобальной тектонике, объясняющей процессы, происходящие в земной коре и верхних слоях мантии (табл. 2).

Землетрясения случаются и в процессе инженерной деятельности человека. Например, взрывы при: заполнении водохранилищ, эксплуатации нефтяных и газовых месторождений, космических воздействиях и других испытаниях (Неваде – США, Семипалатинске – СССР). Серии мощных подземных взрывов активизировали сейсмическую нагрузку в виде мелкофокусных тектонических землетрясений с магнитудой $M=4...6$. При заполнении Нурекского водохранилища наблюдалась сейсмическая активность близрасположенных районов. В Газли в 1976 г. произошло сильное землетрясение до 10 баллов при эксплуатации газовых месторождений [6]. Заметное влияние на тектонические процессы в земле оказывают солнечная активность и гравитационные поля Луны и Солнца. Обвал скальных пород вызывают локальные землетрясения.

Таблица 2

Новая глобальная тектоника плит

Элементы земли	Процессы	Примечание
Литосфера	—	Разбита на крупные литосферные плиты
Литосферные плиты (участок Земной коры)	Перемещаются по литосфере	Ежегодно расстояние между Американской плитой, и Евразийской и Африканской плитами увеличивается на 1-2,5 см, а между Африканской и Евразийской уменьшается на 1-3 см. Движение Индийской плиты происходит в сторону Евразийской со скоростью 1-3 см
Горные цепи	Континентальное столкновение литосферных плит	Мощная горная цепь Гималаи-коллизия между Индийской и Евразийской плитами. Землетрясения Хаитское (1949г.), Ташкентское (1966 г.), Жаланаш-Тюпское (1978 г.), Кайраккумское (1985 г.) подтверждают этот процесс.
Срединно-океанические хребты	Литосферная плита наращивается за счет вещества, поднимающегося из недр, и расходящегося в стороны (спрединг)	Расширение Атлантического океана, Красного моря и т.д.
Океаническая кора	Постоянно обновляется путем поднятия более легких мет. из мантии в зонах средне-океанических хребтов и движется в сторону зон Заварицкого Беньофа	Замещается новым мантийным материалом каждые 300.. 400 млн. лет
Зона Заварицкого Беньофа (океанические глубоководные желоба глубиной 6. ...11 км)	Океаническая кора подвигается под материковую кору и поглощается (субдукция) мантией	Район полуострова Камчатка-Курильские острова, Япония; Тихоокеанское побережье Южной Америки и т.д.
Трансформные Разломы	Проскальзывание плит	Разлом Сан-Андреас в Калифорнии (США) длиной 1000 км с современной скоростью смещения 50 мм и суммарным смещением 500 км

При строительстве земляной плотины в 1967 г. в урочище Медеу были произведены подземные взрывы, которые вызвали искусственное землетрясение. На расстоянии 800 м от фокуса взрывов движения грунта по ускорениям соответствовали землетрясению 8 баллов. Поверхность земли колеблется также и при движении транспорта и работе промышленного оборудования. Эти колебания очень малы и их называют микро-сейсмическими. Таким образом, вызванное сейсмическими волнами, кратковременное движение поверхности земли принято называть землетрясением, возникшим в результате внезапных смещений грунта или разрывов в земной коре с выделением упругих энергий, накопленных в процессе сдвиговых тектонических деформаций. Неосвободившаяся часть энергии вызывает новые напряжения, поэтому через некоторое время возникает новый разрыв и новый толчок при меньшей силе. Эти повторные толчки после сильного землетрясения называются афтершоками. Иногда сильным землетрясениям предшествуют слабые толчки-форшоки, которые бывают единичными и не всегда проявляются.

2.1 Причины и последствия землетрясений

Основными сейсмическими движениями являются землетрясения тектонического происхождения, вызывающие интенсивные и разрушительные колебания земной поверхности. Эти сейсмические колебания в начальный период имеют небольшие амплитуды, с течением времени они возрастают и во второй период продолжают в течение определённого промежутка времени, а затем постепенно затухают. Медленные и длительные тектонические движения при землетрясении переходят в сейсмические движения, имеющие большие ускорения, а затем происходит разрядка накопленной упругой энергии за 10–25 с. Максимальное значение такой энергии для сильных землетрясений достигает 10^{25} эрг.

Например, глубокофокусные землетрясения обладают большой энергией и продолжительностью и поэтому возникают большие силы трения, препятствующие быстрому разрушению. Последовательный разрыв в отдельных участках напряжённой зоны на поверхности земли проявляется в виде землетрясений различной интенсивности.

Сейсмические волны – это упругие волны, возникающие в фокусе при смещении и освобождении энергии, которая распространяется по земле в форме колебательного движения, разрушая породы [6,8]. К основным типам сейсмических волн относятся глубинные и поверхностные – Рэлея (R) и Лява (L) (рис.6). Глубинные волны подразделяют-

ся на 2 типа: продольные (P) и поперечные (S). Эти волны имеют различные скорости распространения, соответствующие двум типам колебаний. Акселерограммы весьма сложны, и группа волн (S) всегда проявляется ранее, чем затухает группа волн (P). Продольные глубинные волны в среде поочерёдно образуют зоны сжатия и растяжения. При этом движение грунта происходит вдоль направления волн (период колебаний – 0,2...0,5 с.) , их называют короткопериодными. Глубинные поперечные волны в грунте колеблются в направлении, перпендикулярном направлению движения фронта волны с периодом колебаний 1,0...5,0 с. и их называют длиннопериодными. Поперечные волны имеют скорость в среднем в 1,7 раза меньше, чем продольные и обе волны на поверхности проявляются в виде 2-х фаз землетрясений.

На рис. 6 представлена запись сейсмографа, где показаны моменты последовательного прихода сейсмических волн. Первая фаза – момент вступления продольных волн (P), вторая – поперечных (S). Эти фазы будут предварительными, а момент вступления поверхностных волн (R) – главной фазой землетрясения. На различия фаз влияют виды сейсмических волн. При этом здания и сооружения по-разному реагируют на различные колебания грунта. Например, короткопериодные колебания от продольных волн являются опасными для жестких зданий (крупноблочных и крупно-панельных, каменных), а длиннопериодные от поперечных глубинных волн будут опасными для гибких зданий (каркасных и большепролетных зданий, труб, водонапорных башен).

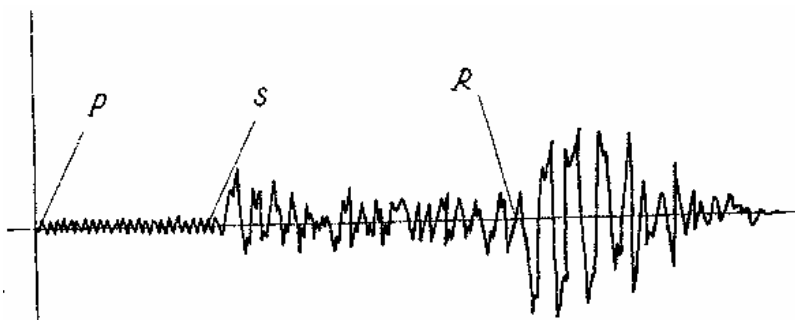


Рис. 6. Запись показателей сейсмографа:

P – момент прихода на поверхность продольных глубинных волн; S – момент прихода поперечных глубинных волн; R-момент прихода поверхностных волн Рэлея

Поверхностные волны делятся на два вида – волны Лява и Рэлея. Волны Лява (L) – поперечные волны в горизонтальной плоскости. Волны Рэлея (R) – поперечные волны в вертикальной плоскости, которые распространяясь в основном в толще верхнего слоя земной коры вдоль границы подстилающего слоя, затухают гораздо медленнее, чем глубинные волны. Эти волны значительно преобладают по интенсивности над глубинными волнами по мере удаления от эпицентра и являются основной причиной интенсивных колебаний грунтов.

Высокочастотные волны имеют большие амплитуды ускорения, но малые амплитуды смещения по сравнению с длиннопериодными волнами, обладающими малыми ускорениями. За время (T) волна проходит расстояние (L).

Таким образом, скорость распространения волны зависит от длины волны и периода

$$V = \frac{L}{T} = fL, \quad (13)$$

где $f = \omega/(2\pi) = 1/T$ – частота колебаний грунта в секунду;

L – длина волны;

T – период, т.е. время одного полного колебания;

ω – угловая частота.

Значения ускорений, скорости и смещения грунта меняются в широких пределах [6] в зависимости от частоты волновых процессов при землетрясениях.

Представим сейсмическую волну (рис. 7) в виде функции смещения грунта Z_0 в данный момент времени t:

$$Z_0 = A \sin \frac{2\pi}{L}(x + xt) \quad (14)$$

где A – амплитуда; x – скорость волны.

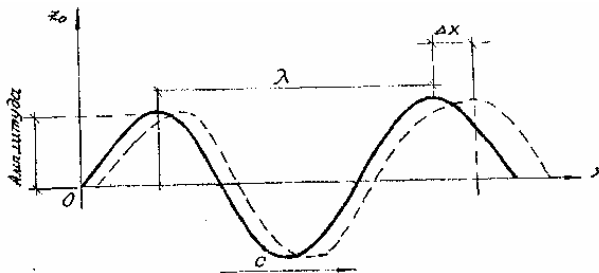


Рис. 7. Направления распространения волны

Положение волны зависит от точки начала отсчета времени и расстояния. Рассмотрим волну. Из выражения (13) следует, что поперечное движение точки О ($Y=0$) можно описать следующим образом:

смещение грунта

$$Z_0 = A \sin \frac{2p}{T} t = A \sin \omega t;$$

скорость грунта

$$\dot{Z}_0 = \frac{2pA}{T} \cos \frac{2p}{T} t = \omega A \cos \omega t; \quad (15)$$

ускорение грунта

$$\ddot{Z}_0 = \frac{2p^2 A}{T^2} \sin \frac{2p}{T} t = -\omega^2 A \sin \omega t;$$

или

$$\ddot{Z}_0 = -\omega^2 Z_0$$

Если последующая волна опережает первую на расстояние Δx , значит она сдвинута на эту величину. Тогда бегущую гармоническую волну можно представить в виде

$$Z = A \sin \frac{2p}{l} (x + \Delta x + xt) \quad (16)$$

Известно, что сейсмическая активность характеризует силу землетрясения в эпицентре и проявляется по-разному на поверхности грунта. Если на поверхности земли вокруг эпицентра найти точки, где землетрясения проявляются с одинаковой силой, и соединить их общей линией, то получатся замкнутые кривые, называемые изосейстами. Изосейсты вблизи эпицентра повторяют форму плана фокуса или очага, с удалением от эпицентра сила землетрясения уменьшается.

В толще земной коры находится фокус, где происходит землетрясение с выделением энергии при смещении, разрыве и появлении трещин в верхнем слое мантии. Эпицентральная область – это проекция фокуса землетрясения на земную поверхность. По глубине возникновения первоначальных процессов различают 3 группы очагов: начальные – до 70 км; промежуточные – от 70 до 300 км; глубокие – от 300 до 700 км.

Землетрясения происходят во всех сейсмоактивных зонах земли. Это связано, как уже было отмечено, как с расхождением фронта волны, так и с постепенным рассеянием энергии колебаний. С увеличением эпицентрального расстояния быстро снижаются короткопериодные и увеличиваются длиннопериодные колебания. При землетрясениях на поверхности земли проявляются как горизонтальные, так и вертикаль-

ные колебания. Весьма существенными являются вертикальные колебания в эпицентральной зоне. По мере удаления от эпицентра начинают нарастать горизонтальные колебания грунта, учитывающиеся при расчетах зданий и сооружений на сейсмостойкость. Однако, учитывая опыт землетрясений последних лет (в Ташкенте в 1966г.) начали учитывать при расчетах вертикальные движения грунта. Анализ последствий этого землетрясения приводит к выводу о необходимости одновременного учёта горизонтального и вертикального воздействий, имеющие объёмные сейсмические волны. Вместе с тем, одновременный учёт имеет существенное значение для зданий и сооружений различных конструкций.

Высвобожденная энергия из земных недр вычисляется по сейсмограммам при землетрясениях. Величину энергии деформаций, высвобождаемой в фокусе, определяют магнитудой (M), которая определяет меру высвобожденной энергии при землетрясениях. Для оценки мощности очага землетрясения американским учёным Ч. Рихтером и немецким геофизиком Б. Гутенбергом предложена формула для определения магнитуды :

$$M = \lg A - \lg A_0 = \lg(A/A_0), \quad (17)$$

где A и A_0 – максимальные амплитуды в МКМ (микрометрах – тысячной доли миллиметра) смещения, измеренные на поверхности земли какой-либо сейсмической волны.

Соотношение между энергией землетрясения, излучаемой очагом, и магнитудой определяется формулой

$$\lg E = 11,8 + 1,5 M, \quad (18)$$

где M – магнитуда, E – высвобожденная энергия в эргах.

Магнитуда землетрясения (M) – это условная безразмерная величина, характеризующая общую энергию упругих колебаний, вызванных землетрясениями, и имеет значения от 0,0 до 9,0 (табл.3).

Из анализа формулы (14) следует, что при увеличении магнитуды на единицу, энергия увеличивается в 32 раза. Магнитуда изменяется от до 9 ($0 \leq M \leq 9$)

Интенсивность землетрясения – это мера сотрясения грунта или степень локальных разрушений на поверхности земли. При этом интенсивность землетрясений различна в разных точках.

Для определения максимальной интенсивности землетрясения в эпицентре можно использовать следующие формулы: для землетрясений с внутрикоровым фокусом

$$J_{max} = M + 2,5; \quad (19)$$

Для землетрясений с фокусом в мантии

$$J_{max} = M + 1,5. \quad (20)$$

Таблица 3

Классификация землетрясений по магнитуде,
балльности и их количеству

№ пп	Характеристика землетрясения	Магнитуда (М)	Балльность (J)	Среднее число (в год)
1	Катастрофическое, планетарное	8	11...12	1...2
2	Сильное:			
3	региональное	7...8	9...10	15...20
4	локальное	6...7	7...8	100...150
5	среднее	5...6	6...7	750...1000
6	слабое	4...5	5...6	5000...7000

При $M_{\max} = 9,0$ высвобождение энергии $E = 10^{20}$ Дж, что в 250 раз больше энергии водородной бомбы при $Q_{\max} = 100\text{мт}$ ($E = 4 \cdot 10^{17}$ Дж).

В табл. 4 приведены средние взаимосвязанные значения магнитуд и интенсивности землетрясений в баллах.

Таблица 4

Соотношение между магнитудой и силой землетрясения

Магнитуда, М	Сила землетрясений (в баллах) при глубине фокуса, км							
	300	150	60	40	30	15	10	5
8	6...7	7...8	9	9...10	10...11	-	-	-
7	-	7...8	7...8	8	8...9	9...10	-	-
6	-	-	-	6...7	6...7	8	8...9	-
5	-	-	-	-	-	6...7	7	8
4	-	-	-	-	-	-	-	6...7

У нас принята 12-балльная шкала, составленная С.В. Медведевым, диапазон которой от 6 до 9 баллов утверждён в качестве ГОСТ 6249-52. Межправительственное совещание ЮНЕСКО по сейсмологии и сейсмостойкому строительству (Париж, 1964г.) рекомендовало использовать в качестве единой международную шкалу MSK-1964, представляющую собой модификацию шкалы Меркалли - Канкани - Зиберга и других, в том числе и шкалы С.В. Медведева.

Интенсивность землетрясений в пределах 6 – 9 баллов устанавливается по табл. 5, в которой указаны величины колебаний на поверхности земли в зависимости от интенсивности в баллах.

Карта сейсмического районирования (СН РК Б.22-7-95.), принятая в качестве нормативной карты в СНиП II - 7 - 81^{*}), разрабатывалась по 10 регионам на основании исходных сейсмологических данных и комплексного рассмотрения сейсмологических, геологических и геофизических материалов.

Таблица 5

Интенсивность, баллы	Интервалы максимальных ускорений грунта, см/с ² , при периоде 0,1 с и более	Интервалы максимальных скоростей колебаний грунта, см/с	Интервалы максимальных смещений центра тяжести маятника СБМ, мм
6	30...60	3,0...6,0	1,5...3,0
7	61...120	6,1...12,0	3,1...6,0
8	121...240	12,1...24,0	6,1...12,0
9	241...480	24,1...48,0	12,1...24,0

При землетрясениях проявляются одни из самых разрушительных сил природы. Человечество пережило более 100 катастрофических землетрясений, которые унесли в общей сложности около 16 млн. человеческих жизней и нанесли колоссальный материальный ущерб. По данным ООН, на земном шаре ежегодно происходят одно катастрофическое и около 100 разрушительных землетрясений, от которых в среднем погибает примерно 14 тыс. человек. Например, Иранское землетрясение в 2003 г. унесло около 30 тыс. человеческих жизней.

Сильное землетрясение приводит к значительному повреждению конструкций зданий и сооружений. Ликвидация ущерба, нанесенного землетрясением, крайне дорогостоящее мероприятие и отражается на экономике страны [8,9]. Таковы, например, последствия землетрясений в Ашхабаде (1948 г.), Чили (1960 г.), Ташкенте (1966 г.), Венесуэле (1967 г.), Сан-Фернандо (1971 г.), Никарагуа (1972 г.), Дагестане (1975 г.), Газли (1976 г. и 1984 г.), Армении (1988 г.), ст. Луговое и др.

На территории Алматы и Алматинской области (1887, 1911 гг.) произошли разрушительные землетрясения. Землетрясение 1911 г. потрясло Северный Тянь-Шань и имела магнитуду $M=8,2$ с интенсивностью в эпицентре $J = (10-11)$ баллов. В эпицентральной зоне образовались сейсмотектонические разрывы и сдвиги. Разрывы в грунте шириной до 150 см обнаружены в г. Алматы. Землетрясение вызвало большие разрушения в горах, где было много обвалов, оползней и трещин. Наносная глино-песчаная порода, покрывающая граниты, об-

* В этот СНиП внесены уточнения

рывалась с крутых склонов, образовывала грязевые потоки, которые устремлялись вниз с гор.

В районе г. Тараза (1971 г.) произошло землетрясение с эпицентром в 8...11 км южнее города. Интенсивность в эпицентре около 8 баллов с магнитудой $M = 5,5$, которая проявлялась неодинаково на различных районах сотрясаемой территории. При этом сейсмическому воздействию (7 баллов) подвергались микрорайоны, где грунтовые условия менее благоприятны, чем в центральной части города. Однако здания с различными конструктивными решениями, рассчитанными на 7-балльную сейсмичность, выдержали землетрясение.

Жаланаш-Тюпское (1978 г.) землетрясение было сильнейшим по интенсивности. Магнитуда составляла 6,5 при глубине 35 км в очаге. Это землетрясение наиболее сильным оказалось в Кегенском (7-8 баллов), Нарынкольском (6-7 баллов) районах Алматинской области (5-6 баллов).

Севернее Алматы (1979 г.) произошло сильное землетрясение с магнитудой $M = 5,6$; интенсивность землетрясения 7 баллов, глубина очага 35-40 км. В Алматы землетрясение зарегистрировано силой 4 балла, а в пос. Баканас – 6-7 баллов по шкале MSK – 64. Это землетрясение было отмечено одновременно несколькими станциями инженерно-сейсмометрической службы. Исследования проводились на различных зданиях, возведённых на разных грунтах: валуногалечнике, слоистом галечнике и суглинке.

Следовательно, в основном, выявляются 3 направления для изучения и предотвращения последствий землетрясений. Первый, наиболее простой – выяснить сейсмические районы. Второе – прогнозирование землетрясений, т.е. заранее установить силу, место и время его возникновения. Третье – сейсмостойкое строительство, т.е. строить здания и сооружения с учётом определённой балльной системы.

Анализ последствий землетрясений [6,8,9] показывает, что изучение всего перечисленного связано с самым сложным – раскрытием сокровенных тайн природы и поэтому находится пока далеко от полного познания. Вызывая огромные бедствия, тем не менее каждое сильное землетрясение давало и свои положительные примеры, использование которых уменьшало масштабы разрушений при повторных катастрофах. Однако не всегда механическое подражание прошлому было успешным, ибо ни одно землетрясение не повторяет полностью предшествующее, а наоборот, в большей или меньшей мере отличается от него. Следовательно, требуется дифференцированный подход к оценке необходимого уровня сейсмостойкости зданий и со-

оружений при проектировании и строительстве, а также при восстановлении в случае разрушительных землетрясений.

Обследований зданий и сооружений после разрушительных землетрясений приведены в специальных источниках [6,8,10]. При этом, не останавливаясь подробно на результатах этих обследований, в разделах пособия излагаются в дальнейшем основные причины и пути решения некоторых вопросов сейсмостойкого строительства зданий и сооружений.

Важной причиной всегда была и есть недооценка реальной сейсмической силы прогнозируемого землетрясения. Хотя сейсмичность городов и населённых пунктов устанавливается в соответствии с картами сейсмического районирования (М 1:5000000), детального районирования (М1:1000000), микросейсморайонирования (М1:5000) и в соответствии с этим учитывается расчётная сейсмичность сооружений.

Карта сейсмического районирования территории Казахстана и СНГ просматривается один раз в 10 лет. Например, недооценка сейсмической опасности района строительства привела к разрушению зданий и сооружений в г. Газли и служит прямой ошибкой при сейсмическом районировании территории Узбекистана, проведённом до 1976 г. (территория г. Газли была отнесена к несейсмической зоне).

. Анализ сильных землетрясений позволяет привести примеры разрушения или повреждения зданий и сооружений практически всех конструктивных решений: возведение домов в скользящей опалубке при нарушении технологического процесса; в каркасных зданиях установка продольной или поперечной арматуры с отступлением от проекта; в каменных зданиях слабое сцепление между раствором и кирпичом и др., низкое качество строительства. Перечисленные нарушения противоречат правилам и требованиям СНиП и ГОСТ. Главная проблема в том, что меры сейсмозащиты не соответствуют современным требованиям. СНиП - П-7 - 81* в сейсмических районах строительства и изменения к ним за время срока службы зданий и сооружений менялись неоднократно. Например, новые нормы вводятся взамен предыдущих, решая проблему обеспечения сейсмостойкости новых зданий, но не поясняют, как поступать с ранее построенными сейсмостойкими и несейсмостойкими зданиями (г. Газли, М=7,3). Наблюдается несоответствие сейсмических воздействий картам сейсмического микрорайонирования территории. При этом целесообразно выделять сомнительные зоны и участки на карте сейсмического микрорайонирования, что позволит предъявлять специальные требования к их застройке. Поэтому надо сформулировать требования, регламентирующие необходимый основной уровень сейсмостойкости всех категорий существ-

вующих зданий. Без должного научного обоснования и рекомендаций особо опасные территории (в отношении интенсивности землетрясений) застраиваются ответственными зданиями и сооружениями. Иногда принимается волевое решение о разрешении застройки таких территорий.

В последнее время для регистрации сильных землетрясений используют достаточно надёжную специальную измерительную аппаратуру, воспринимающую большие ускорения на поверхности грунта. При этом здания и сооружения подвергаются незначительным повреждениям. Необходимо в расчётах учитывать особенности сейсмических воздействий и несущей способности конструкций: волновой характер воздействий, возможности развития неупругих деформаций и местных повреждений в конструкциях, пространственные условия их работы и т.д. Развитие неупругих деформаций даёт возможность полнее; использовать работу конструкций за счёт перераспределения усилий. Расчёт зданий и сооружений в упругой стадии по акселерограмме реальных землетрясений, приводит к перерасходу строительных материалов или практически неосуществимым решениям (например, при проектировании кирпичных стен).

В течение, последних лет в СНГ и в зарубежных странах сформировалось новое направление по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений с учётом рационального расходования дополнительных средств и трудозатрат на их антисейсмические усиления. Оно характеризуется разработкой специальных конструктивных систем, получивших название "системы активной сейсмозащиты". Их применение позволяет снизить величины инерционных сейсмических нагрузок на сооружения с использованием фундаментов с выключающимися и включающимися связями, демпферов сухого и вязкого трения, энергопоглотителей, гасителей колебаний и др. Применение систем активной сейсмозащиты позволит значительно уменьшить сейсмические нагрузки на конструкции зданий и сооружений и, за счёт этого повысить надёжность их работы при землетрясениях.

2.2 Расчетные сейсмические нагрузки на сооружения

Интенсивность сейсмической нагрузки на сооружение или здание определяется в зависимости от ожидаемой силы землетрясения на строительной площадке его строительства. Сила землетрясения в районе определяется сейсмичностью района в баллах и приведена на картах сейсмического районирования территории Казахстана и СНГ [7].

В настоящих нормах СНиП РК В.1.2-4-98 в основу расчета принят метод спектральных кривых, ординаты которых используются при определении расчетных сейсмических нагрузок. Определение сейсмических сил на здания или сооружения можно подразделять на 2 условия.

Первое условие – это условные статические нагрузки, которые определяются спектральным коэффициентом динамичности. Рассчитываются здания и сооружения, проектируемые для строительства в сейсмических районах.

Второе условие – когда расчетные сейсмические воздействия на сооружение определяются с учетом характера сейсмического режима в районе строительства и сейсмического микрорайонирования территории. Этот метод предлагается для особо ответственных зданий или сооружений.

Расчетная сейсмическая нагрузка S_{ik} в выбранном направлении вдоль или поперек сооружения, приложенная в точке К и соответствующая i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле СНиП РК В.1.2-4-98:

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_3 S_{oik} \quad (21)$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий ответственность зданий и сооружений, принимаемый по табл. 3.2;

K_2 – коэффициент, учитывающий конструктивные решения зданий и сооружений, принимаемый по табл.3.3;

K_3 – коэффициент, учитывающий высоту здания или сооружения, определяемый по формуле

$$K_3 = 1 + 0,06(P-5), 1 \leq K_3 \leq 2, \quad (22)$$

где P – количество этажей;

S_{oik} – значение сейсмической нагрузки для i -го тона собственных колебаний здания или сооружения, определяемая в предположении упругого деформирования конструкции по формуле

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_{ui} \beta_{ik}, \quad (23)$$

где Q_k – вес здания или сооружения, отнесенный к точке К, определяемый с учетом расчетных нагрузок на конструкции согласно рис. 8;

A – коэффициент сейсмичности, значения которого следует принимать:

- при расчетах на горизонтальные воздействия – 0,125; 0,25; 0,5; 1,0 для площадок строительства с сейсмичностью соответственно 7, 8, 9, 10 баллов;

- при расчетах на вертикальные воздействия – 0,1; 0,2; 0,4; 0,8 для площадок строительства с сейсмичностью соответственно 7, 8, 9, 10 баллов;

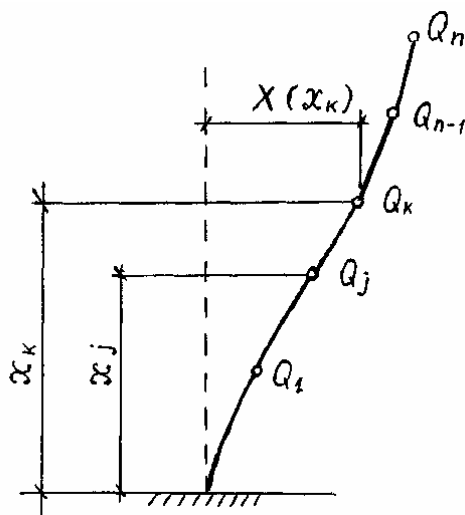


Рис 8. Расчетная схема с n числом степеней свободы

- при расчете зданий, расположенных на площадках строительства, сложенных грунтами III категории по сейсмическим свойствам. Вышеуказанные значения коэффициентов A следует умножить на 0,8, если сейсмичность площадки была увеличена на один балл по сравнению с сейсмичностью района.

B_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений;

$K_{ш}$ – коэффициент, учитывающий диссипативные свойства конструкций и принимаемый по табл.6;

z_{ik} – коэффициент, зависящий от формы τ деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по i -му тону и от места расположения нагрузки.

Таблица 6

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Участок графика (периоды T , с)	Значение β или формула для участка
I	от 0,00 с до 0,48 с	2,5
	от 0,48 с до 1,50 с	$1,2/T$
	более 1,50 с	0,8
II	от 0,00 с до 0,72 с	2,5
	от 0,72 с до 1,80 с	$1,2/T$
	более 1,80 с	0,8
III	от 0,00 с до 0,96 с	2,5
	от 0,96 с до 2,00 с	$1,2/T$
	более 2,00 с	0,8

Расчетная нагрузка для особого сочетания определяется умножением нагрузок на коэффициенты сочетаний, принимаемых по нормам. Горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов при расчете веса здания или сооружения не учитываются. При установлении вертикальной сейсмической нагрузки следует учитывать вес моста крана и тележки с коэффициентом сочетания, равным 0,8, а также вес груза, равного грузоподъемности крана, с коэффициентом 0,3. Горизонтальную сейсмическую нагрузку от веса моста кранов следует учитывать только в направлении, перпендикулярном к оси крановых путей. Коэффициенты сочетания крановых нагрузок, предусмотренных нормами [4], при этом не учитываются. Вес мостовых или подвесных кранов при определении периода собственных колебаний зданий должен учитываться, с коэффициентом сочетания 0,8. При определении вертикальных нагрузок от мостовых подвесных и опорных кранов, а также горизонтальных сейсмических нагрузок от мостовых кранов и грузов рекомендуется принимать коэффициент сочетания 0,5.

Значение коэффициента динамичности определяется по таблице 6 или по графикам (рис.9) в зависимости от периодов собственных колебаний T_i здания или сооружения по i -му тону и категорий грунта по сейсмическим свойствам:

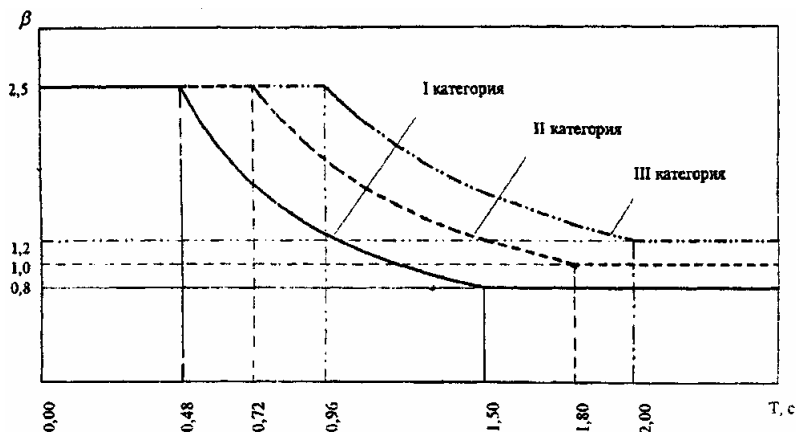


Рис.9. Графики коэффициентов динамичности β_i для грунтов I, II, III категории

Для приближенных расчетов зданий и сооружений на сейсмические воздействия при нахождении периодов собственных колебаний применяются эмпирические формулы.

Для жестких зданий с учетом влияния грунтов

$$T = \frac{nH\sqrt{B}}{\sqrt{B}} = nH\sqrt{B} \quad (24)$$

где H – высота здания; B – размер в плане здания; $\sqrt{B}$ – коэффициент, характеризующий несущие конструкции: для кирпичных зданий – 1,0; для крупнопанельных зданий – 0,95;

$$n = \frac{45}{R_{cp}} \text{ – коэффициент, зависящий от вида грунта в основании}$$

сооружения;

R_{cp} – расчетное сопротивление грунта.

Для каркасных зданий

$$T = 0,0178H + 0,098. \quad (25)$$

Для зданий $H > 15$ м

$$T = 0,17\sqrt{\delta}, \quad (26)$$

где δ – горизонтальное перемещение верха здания, рассматриваемого как консоль с постоянными по высоте весом в постоянной жесткостью, при действии нагрузки, равной весу здания.

Для уточненных расчетов определение периодов и форм собственных колебаний производят в соответствии с настоящим пособием и работами авторов [6, 8, 9].

Расчетное значение коэффициента формы колебаний для зданий и сооружений следует определять по формуле

$$\beta_{ik} = \frac{X_i(X_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_j(X_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2(X_j)} \quad (27)$$

где $X_i(X_k)$ и $X_j(X_j)$ – смещение здания или сооружения при собственных колебаниях по i -му тону о рассматриваемой точке K и по всех точках, где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным (рис.8); Q_j – вес здания или сооружения, отнесенный к точке j и определяемый аналогично Q_k .

Для зданий высотой до 5 этажей включительно с незначительно изменяющимися по высоте нагрузками и жесткостями этажей при T_1 менее 0,4 с. коэффициент β_k допускается определять по упрощенной формуле

$$\beta_k = \frac{X_k \sum_{j=1}^n Q_j X_j}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2}, \quad (28)$$

где X_k и X_j – расстояние от точек K и j до верхнего обреза фундаментов.

Данный метод определения сейсмических нагрузок основан на анализе несущей способности и позволяет учитывать различные факторы, влияющие на сейсмостойкость зданий. Так, формулы (21) и (23) включают ряд коэффициентов, каждый из которых имеет определенный физический смысл. Например, при коэффициенте надежности, равном единице по нормам, сейсмическая нагрузка будет обеспечена, но для большинства зданий и сооружений массового строительства этот коэффициент – меньше единицы.

При расчете зданий в зависимости от степени их ответственности коэффициент надежности принимается равным 1,5 или 1,2, что соот-

ветствует расчету на нагрузки, близкие к максимальным для данной интенсивности землетрясения. Этот метод не допускает наступления предельных состояний, учитываемых коэффициентом K_1 с заданной обеспеченностью надежности.

Таким образом, расчетная сейсмическая нагрузка принимается действующей на здание и сооружение горизонтально на уровне перекрытий и покрытия в направлении их продольной и поперечной осей, при этом учитываются раздельно в этих направлениях величины сейсмических нагрузок.

Размеры зданий (или отдельных отсеков зданий) в плане, не должны превышать размеров, указанных в табл. 7 [7].

Таблица 7

Сейсмичность строительной площадки, в баллах	Размеры по длине (ширине), в м		
	Категория грунтов по сейсмическим свойствам		
	I	II	III
7	80/150	80/150	80/96
8	80/96	80/96	60/72
9	60/96	60/72	60/60
10	45/45	45/45	36/36

Примечание: 1. В знаменателе приведены данные для зданий с железобетонным или металлическим каркасом (кроме зданий с диафрагмами или ядрами жесткости), в числителе – для остальных зданий.

2. Предельные размеры отсеков одноэтажных каркасных зданий, проектируемых для строительства на площадках сейсмичностью 10 баллов, допускается принимать равными: на грунтах I и II категории – 60 м, на грунтах III категории – 48 м.

Здания или отдельные отсеки, как правило, должны иметь правильную форму в плане.

Выступы стен зданий или отсеков в плане не должны превышать:

на строительных площадках сейсмичностью 7 баллов: для каменных зданий – 2 м; для крупнопанельных, объемно-блочных, каркасных и со стенами из монолитного железобетона – 6 м;

на строительных площадках сейсмичностью 8 и 9 баллов: для каменных зданий – 1 м; для крупнопанельных, объемно-блочных, каркасных и со стенами из монолитного железобетона – 3 м;

на строительных площадках сейсмичностью 10 баллов: для крупнопанельных, объемно-блочных, каркасных и со стенами из монолитного железобетона – 2 м;

Здания сложной геометрической формы рассчитываются в наиболее опасных направлениях для несущих конструкций или их

элементов при землетрясении с учетом основания и грунтовых условий.

Расчетные значения поперечной и продольной сил, нормальных и касательных напряжений в конструкциях сооружения от сейсмических нагрузок с учетом высших форм колебаний следует определять по формуле

$$N_p = \sqrt{\sum_{j=1}^n N_i^2}, \quad (29)$$

где N_i – значения усилий или напряжений в рассматриваемом сечении, вызываемых сейсмическими нагрузками, соответствующими i -й форме колебаний; n – число учитываемых при расчете форм колебаний. Расчетные значения усилий принимаются для проверок несущей способности конструкций зданий и сооружений. При расчете на прочность и устойчивость конструкций зданий ($N_p \leq [N_{пр}]$ по первой группе предельных состояний) помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с требованиями норм при расчете соответствующих конструкций, должен вводиться дополнительный коэффициент условий работы $m_{кр}$.

Для обеспечения сейсмостойкости зданий также требуются выполнить проверку деформаций по условию

$$\partial \leq [\partial], \quad (30)$$

где ∂ – деформация или смещение здания или его отдельных элементов;

$[\partial]$ – предельные деформации для зданий (рамными каркасами – 1/250; крупнопанельными стенами – 1/400; кирпичными стенами – 1/1500).

2.3 Особенности проектирования и расчёта сейсмостойких зданий и сооружений

Сейсмические нагрузки на сооружения или здания могут иметь любое направление в пространстве. Расчёт высотных и пространственных зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учётом сейсмических воздействий [6,7,8,9].

Высота зданий не должна превышать размеров, указанных в табл.8

Таблица 8

№ пп	Несущие конструкции здания	Высота, м (число этажей)			
		Сейсмичность строительной площадки, баллы			
		7	8	9	10
1	Стальной каркас с навесными панелями типа "сэндвич" или легкобетонными панелями	По требованиям для сейсмических районов		32 (9)	16 (4)
2	Монолитный, сборно-монолитный или сборный железобетонный каркас с монолитными или сборными ядрами или диафрагмами жесткости (в т.ч. составными диафрагмами)	50 (16)	42 (12)	32 (9)	13 (3)
3	Монолитный, сборно-монолитный или сборный железобетонный каркас со стеновыми навесными панелями или кирпичным стеновым заполнением в плоскости каркаса	32 (9)	25 (7)	19 (5)	13 (3)
4	Монолитный, сборно-монолитный или сборный железобетонный каркас с самонесущими кирпичными стенами	15 (4)	12 (3)	9 (2)	–
5	Железобетонный каркас с безбалочными перекрытиями и навесными стеновыми панелями	19 (5)	16 (4)	8 (2)	–
6	Стены крупнопанельные, из монолитного железобетона, объемные блоки	50 (16)	42 (12)	32 (9)	16 (4)
7	Стены комплексной конструкции; стены каменно-монолитной конструкции	21 (6)	19 (5)	16 (4)	4 (1)
8	Стены из кирпичной или каменной кладки	16 (4)	13 (3)	8 (2)	–
9	Стены деревянные бревенчатые, брусчатые, щитовые	13 (3)	8 (2)	8 (2)	4 (1)
10	Стены из местных грунтовых материалов	3 (1)	3 (1)	3 (1)	–

Примечания: 1. Проектирование зданий с габаритами, превышающими указанные в таблице, должны осуществляться с участием специализированных научно-исследовательских организаций.

2. На строительных площадках сейсмичностью 9 баллов проектирование и строительство зданий высотой более 9 этажей допускается по согласованию с Комитетом по жилищной и строительной политике.

3. За высоту здания принимается разность отметок низшего уровня отсыпки (или спланированной поверхности земли, примыкающей к зданию) и верха наружных стен (или низа стропильных конструкций).

4. На строительных площадках сейсмичностью 8, 9 и 10 баллов высота школ ограничивается тремя этажами, а дошкольных учреждений (детских садов и яслей) и больниц – двумя этажами.

Перепады по высоте в здании или отсеке рекомендуется принимать симметричными в плане.

Смежные участки здания (отсека) не должны иметь перепады высот более 5 м. При строительстве на площадках сейсмичностью 10 баллов перепады по высоте между смежными участками здания, как правило, не допускаются.

Перекрытия смежных участков здания следует располагать на одном уровне.

В основу расчета положен метод спектральных кривых, ординаты которых используются при определении расчетных сейсмических нагрузок.

Расчет по спектральному методу даёт достаточно точные результаты для линейных колебаний зданий или сооружений. Однако этот метод имеет некоторые недостатки, например, учитываются только максимальные сейсмические силы и упругие деформации зданий при землетрясении. Поэтому наряду с этим методом развиваются и другие способы расчёта на сейсмостойкость сооружений.

Рассмотрим основные направления теории и расчета сейсмостойкости сооружений:

1. Динамический метод расчёта на сейсмостойкость сооружений по фактическим акселерограммам.

2. Уточнение расчётных схем высотных зданий и сооружений при совместном учёте горизонтальных и вертикальных сейсмических сил при землетрясении.

3. Учёт и анализ упругих и пластических колебаний сооружений.

4. Методика расчёта пространственных зданий и сооружений.

5. Метод расчёта на сейсмические воздействия с учётом упруго-пластических деформаций зданий.

6. Применение вероятностных методов теории сейсмостойкости сооружений.

7. Активная сейсмозащита зданий и сооружений.

2.3.1 Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения

В теории сейсмостойкости применяется классификация высотных зданий и сооружений в зависимости от величин периодов и форм собственных колебаний их при сейсмических воздействиях. Здания или

сооружения с периодом первой формы собственных колебаний $T_1 > 0,5$ сек. относятся к типу жёстких систем, а при $T_1 < 1,1$ сек. – к типу гибких систем. К промежуточному типу сооружений относятся "жёстко-гибкие системы" с периодом первой формы собственных колебаний в пределах $0,5 \dots 1,1$ сек., характеризующие уменьшение жёсткости всей системы, при этом периоды собственных колебаний увеличиваются. Эти характерные свойства, хотя и условно, дают определённые понятия гибких и жёстких сооружений. В гибких сооружениях сдвиговыми деформациями можно пренебречь по сравнению с изгибными, которые оказывают существенное влияние при поворотах поперечных сечений относительно горизонтальных осей. Этим жёсткие сооружения отличаются от гибких, а также от каркасных зданий, в которых деформации вызываются как поперечными силами, так и моментами. При определении сейсмических нагрузок на гибкие сооружения высшие формы колебаний имеют большое значение, что и характеризует основную особенность их поведения при землетрясениях.

Высотные здания и сооружения с распределёнными параметрами наиболее удобны для исследования общих закономерностей колебаний при землетрясениях. Причём закон изменения интенсивности массы принимается близким к фактическому её распределению по сооружению. Расчётная схема здания или сооружения с распределёнными параметрами представляется в виде упругой системы, несущей непрерывно распределённую массу с заданной интенсивностью. Примем, в качестве примеров, высотное каркасное здание (рис. 10) и дымовую трубу (рис. 11), где расчётные схемы могут быть представлены в виде консольных стержней с распределёнными массами.

Для определения сейсмических сил рассмотрим схему общего вида (рис. 4.3,а), которая представляет собой невесомый консольный стержень, несущий непрерывно распределённую массу с произвольным законом изменения её интенсивности.

Консольный стержень имеет переменное сечение и может испытывать изгибные и сдвиговые деформации в главной плоскости стержня, заделанного в основании упругоподатливо. Примем функцию $y(x,t)$, которая описывает переменные по высоте и во времени смещения точек стержня от начального состояния его недеформированной оси. Для описания инерционных характеристик стержня применяется закон изменения интенсивности массы m_x по высоте стержня.

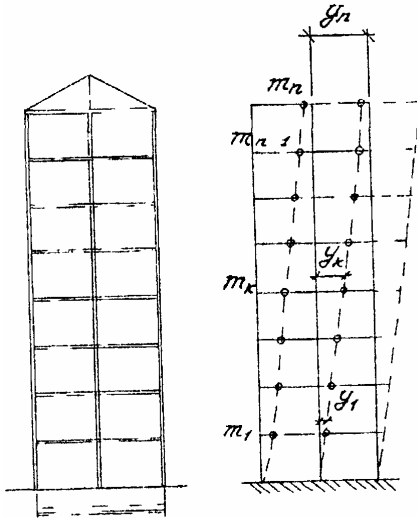


Рис. 10. Расчётная схема каркасного здания

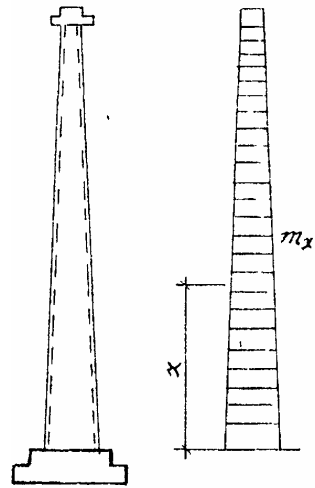


Рис. 11. Расчётная схема дымовой трубы

Расчётную схему примем с бесконечным числом степени свободы (рис. 12).

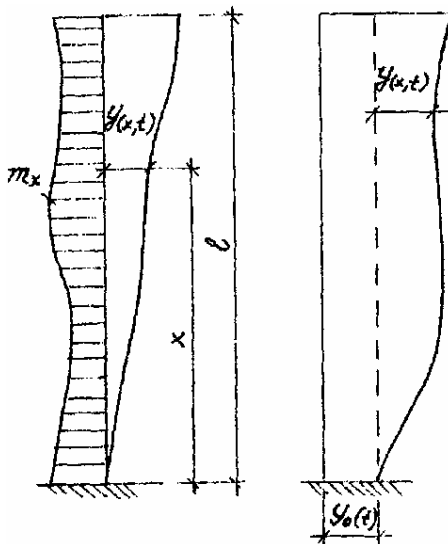


Рис. 12. Расчётная схема системы с бесконечным числом степени свободы

Деформированное состояние можно описать линейным дифференциальным оператором L над функцией y по переменной x , определяющей интенсивность статической нагрузки $q(x)$, которая уравнивает заданную деформацию (y):

$$L[y(x)] = q(x). \quad (31)$$

Содержание оператора L будет зависеть от вида деформаций и характера изменения жёсткости стержня. Рассмотрим пример 6 (рис.12) для изгибных деформаций с переменной жёсткостью стержней;

$$L[y] = \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EJ_x \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right), \quad (32)$$

где EJ_x – изгибная переменная жёсткость системы;

– для сдвиговой деформации с постоянной жёсткостью стержней;

$$L[y] = kGA \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}, \quad (33)$$

где kGA – сдвиговая жёсткость системы.

Упругие реакции деформирования $[y]$ с учётом вышеизложенных положений примут вид

$$r(x) = -L[y(x)]. \quad (34)$$

Решение сейсмических колебаний зданий и сооружений в рассматриваемой задаче решается в такой же последовательности, как и в случае систем с конечным числом степеней свободы. Будем рассматривать горизонтальную составляющую сейсмической нагрузки и предполагать, что основание системы испытывает перемещение по закону $Y_0(t)$ в главной плоскости стержня (рис. 12, б). В процессе колебаний системы её силы инерции $S(x,t)$, порождаемые распределёнными массами m_x , запишутся в виде интенсивности этих сил

$$S(x,t) = -m_x [\ddot{y}(x,t) + \ddot{Y}_0(t)]. \quad (35)$$

В нашем случае, силы инерции являются главной внешней нагрузкой, которая уравнивает деформацию $y(x,t)$ при колебаниях и учитывая (31), будем иметь

$$L[y(x,t)] + m_x \ddot{y}(x,t) = -m_x \ddot{Y}_0(t). \quad (36)$$

Дифференциальное уравнение сейсмических колебаний системы с распределёнными параметрами (36) и с учётом рассеяния энергии по гипотезе неупругого сопротивления запишется так:

$$(1 + \Gamma_j) L[y^*(x, t)] + m_x \ddot{y}^*(x, t) = -m_x \ddot{y}_0^*(t). \quad (37)$$

Выражения (36) и (37) являются идентичными для сейсмических колебаний систем с одной степенью свободы с дискретными параметрами.

Для определения функции $y(x, t)$, удовлетворяющей дифференциальному уравнению (37), начальные и граничные условия запишутся в виде:

$$\begin{aligned} y(x, 0) &= y_0(x); & \dot{y}(x, 0) &= \dot{x}_0(x); \\ M(x, t) &= 0; & Q(x, t) &= 0, \end{aligned} \quad (38)$$

где $y_0(x)$, $\dot{x}_0(x)$ – смещения и скорости точек системы в момент $t=0$;

M, Q – условия отсутствия моментов и поперечных сил при $t = 0$.

Тогда, уравнение (37) примет вид

$$(1 + \Gamma_j) L[y^*(x, t)] + m_x \ddot{y}^*(x, t) = 0. \quad (39)$$

Выражение (39) есть дифференциальное уравнение свободных колебаний упругой системы, решение которого рассматривается в виде ряда Фурье

$$y^*(x, t) = X(x) O^*(t). \quad (40)$$

Общее решение свободных колебаний системы с распределёнными параметрами представим, как бесконечную совокупность частных решений

$$y(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} y_i(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} X_i(x) o_i^*(t) \quad (41)$$

Частные случаи.

1. При практических расчётах систем на сейсмические воздействия приходится ограничиваться несколькими членами в суммах правой части, включающим конечное число частот, которые распространяются на системы с распределёнными параметрами. Для максимальных значений интенсивности сейсмических сил отдельных нормальных составляющих запишется в виде

$$S_i(x) = \max_t |S_i(x, t)| = m_x D_i X_i(x) C_w(T_i), \quad (42)$$

где $D_i = \frac{\int_0^\lambda m_x X_i^2(x) dx}{\int_0^\lambda m_x X_i(x) dx}$ – коэффициент разложения, учитывающий условия ортогональности форм собственных колебаний системы.

Преобразуем выражение к виду, аналогичному расчётной формуле норм. Обозначим $q(x) = qm_x$, где $q(x)$ – интенсивность вертикальной нагрузки системы.

С учётом (42) имеем

$$S_i(x) = q(x) A \varepsilon_i K_{ui} z_i(x). \quad (43)$$

Здесь коэффициент формы упругой деформации системы с учётом (41) определяется выражением

$$z_i(x) = X_i(k) \frac{\int_0^\lambda q_x X_i(x) dx}{\int_0^\lambda q_x X_i^2(x) dx}. \quad (44)$$

Выражение (43) позволяет определять максимальную интенсивность распределённых сейсмических сил инерции в соответствии со спектральной кривой динамического коэффициента. Для нашего случая можно определять максимальные моменты и поперечные силы нормальных составляющих колебания

$$M_i(x) = \max_i |M_i(x, t)| = \frac{K_{ui} g}{4p^2} E J D_i X_i''(x) T_i^2 \varepsilon_i \quad (45)$$

$$Q_i(x) = \max_i |Q_i(x, t)| = \frac{K_{ui} g}{4p^2} E J D_i X_i'''(x) T_i^2 \varepsilon_i \quad (46)$$

Здесь штрихами обозначено дифференцирование собственных функций по аргументу x .

По формулам (45) и (46) $M_i(t)$ и $Q_i(t)$ представляют сейсмические усилия в виде наложения усилий нормальных составляющих и анализировать формы систем при сейсмических колебаниях.

При определении сейсмических воздействий жёстких и каркасных зданий в основном ограничиваются учётом первой формы колебаний. Например, для гибких сооружений учитывают пять форм колеба-

ний, а для приближения к действительной работе системы учитывают высшие формы колебаний. Влияние высших форм колебаний системы учитывается формулой (45) в виде ряда по собственным функциям $X_i(x)$ при нахождении сейсмической нагрузки. Сходимость ряда обеспечивается коэффициентами разложения D_i и скорость убывания её величин зависит от форм собственных колебаний.

На рис. 13 даны первые формы колебаний для жёсткого и гибкого здания с постоянной жёсткостью, приведённые к одинаковому масштабу; в отношении высотного здания, и ординаты в её верхней точке. Жёсткие здания и сооружения в основном испытывают деформации сдвига при наибольшей полноте первой формы колебаний с вогнутостью кривой направленной в сторону оси системы. Гибкие сооружения испытывают изгибные деформации при наименьшей полноте первой формы колебаний, т.е. выпуклость направлена в сторону оси системы. Формы колебаний каркасных зданий занимают промежуточное положение между жёсткой и гибкой.

Учёт податливости основания (на рис. 13 показаны пунктирами) влияет на периоды собственных колебаний зданий и сооружений, а также на величину сейсмических сил. В зависимости от свойств грунтов и конструкции фундамента возможны упругие повороты и сдвиги по основанию.

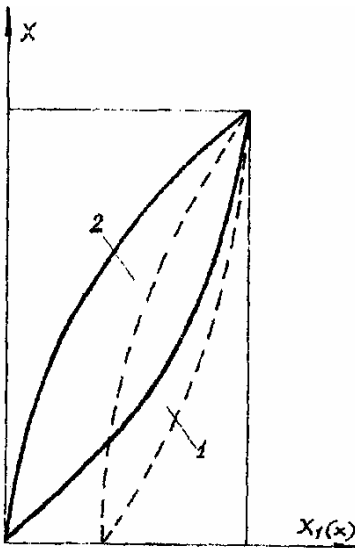


Рис. 13. Формы колебаний жёсткого (1) и гибкого (2) зданий.

Пунктиром показаны соответствующие формы колебаний при податливом основании

2. Многоэтажные здания. Периоды свободных горизонтальных колебаний многоэтажных зданий для трех первых тонов определяют по следующим формулам.

а) при зданиях рамной системы

$$T_i = 4H\sqrt{m/Kl/(2i-1)}, \quad (47)$$

где $i = 1, 2, 3$ – номер тона свободных колебаний; $H = H_0n/(n-0,5)$ – расчетная высота здания; H_0 – расстояние от обреза фундамента до оси ригеля верхнего этажа; n – общее число этажей; l – высота этажа; K – сила, вызывающая единичный угол перекося, характеризующая сдвиговую жесткость многоэтажной рамы и определяемая по формуле

$$K = 12/[l(1/s_i + 1/r_i)], \quad (48)$$

s_i – сумма погонных жесткостей стоек этажа; r_i – то же, ригелей этажа.

б) При зданиях связевой системы

$$T_i = \alpha_i H^2 \sqrt{m/(BI)}, \quad (49)$$

где B – изгибная жесткость сплошной диафрагмы в своей плоскости; $\alpha_1 = 1,8$; $\alpha_2 = 0,3$; $\alpha_3 = 0,1$.

При определении сейсмических нагрузок учитывают коэффициенты динамичности, дающие возможность считать приложение нагрузок к конструкциям зданий статическим. Если грунты относятся к III категории по сейсмическим свойствам, то коэффициенты динамичности определяются по [7]

$$\beta_i = 1,5T_i, \quad (50)$$

где T_i – период свободных колебаний для i -го тона, с; во всех случаях должно быть $0,8 \leq \beta_i \leq 2$.

2.3.2 Особенности проектирования расчёта пространственных покрытий сооружений на сейсмические воздействия

Рассматривается пространственная работа зданий и сооружений в 2-х и 3-х направлениях при землетрясении. Учитывается протяжённость и пространственный характер покрытий сооружений при переносных движениях оснований.

Исследование и анализ последствий сильных землетрясений показывает [6,8], что здание подвергается воздействию волн нескольких видов, при этом наибольшее значение имеют воздействия 3-х типов сейсмических волн: глубинные – продольные и поперечные, и поверхностные – волны Рэлея и Лява. Эти волны распространяются с различной скоростью и достигают здания в разные моменты времени. Поэтому сейсмические

колебания здания должны рассматриваться как пространственно-временной случайный процесс. Его изменчивость в пространстве характеризуется спектрами пространственной корреляции. По мере удаления от эпицентра землетрясения преобладающее значение приобретают пространственные волны, вызывающие ускорения основания здания как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях (рис. 14).

Ранее в первом приближении сейсмическая нагрузка для железобетонных оболочек покрытий определялась как для жёсткого диска при упругом деформировании всего здания. Расчётная схема такого сейсмостойкого здания представлялась в виде консольного стержня, закреплённого в основании и несущего на свободном конце сосредоточенную массу. Эта схема была принята на основании предположений, что конструкция железобетонного покрытия в диаметре имеет небольшие размеры и колебание их происходит в основном в горизонтальных направлениях при сейсмических воздействиях. Несовершенство такого упрощённого определения сейсмической нагрузки на здания становится очевидным. Между тем последствия Ташкентского (1966 г.), Баканасского (1979 г.) и Луговского (2003 г.) землетрясений показали [6,8,9], что необходимо учитывать и вертикальную составляющую сейсмической нагрузки при расчёте несущих конструкций зданий. Особенно важным является одновременный учёт вертикальной и горизонтальной составляющих сейсмической нагрузки для большепролетных пространственных оболочек покрытий. При сейсмическом колебании грунта основное внимание уделяется той составляющей, частота которой совпадает с частотой собственных колебаний сооружения. При этом следует рассматривать только предельные случаи, когда сейсмические волны вызывают перемещения основания в одной фазе, т.е. одного знака (рис. 14, а). При симметричном нагружении силами инерции длина сейсмической волны запишется в виде

$$l = VT_0 \gg L, \quad (51)$$

где V – скорость распространения сейсмической волны; T_0 – период колебания грунта, соответствующий периоду основного тона колебаний здания; L – длина здания.

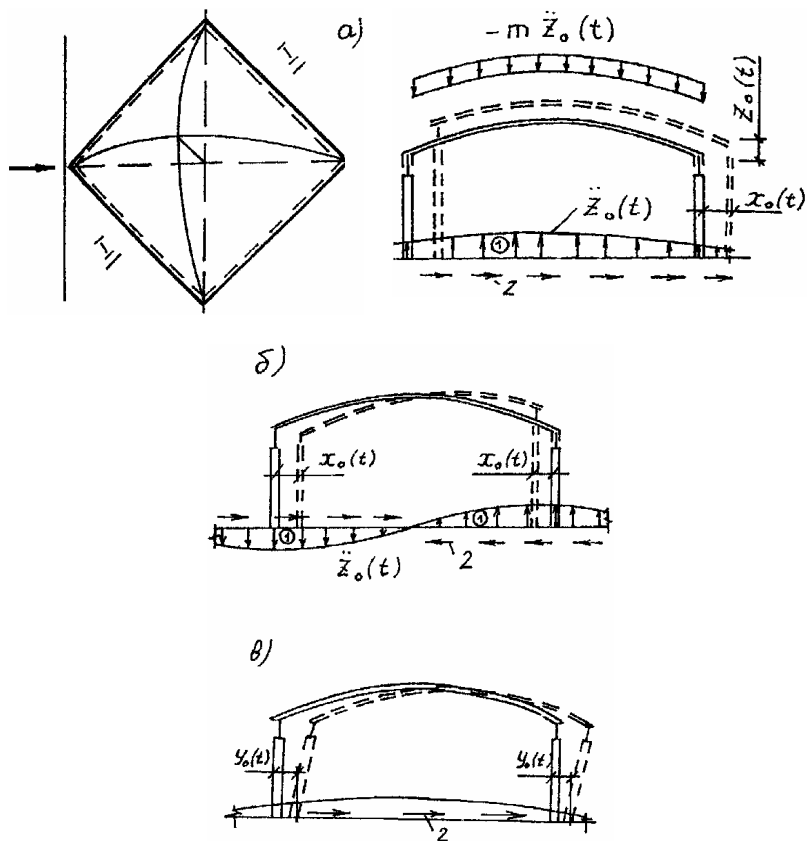


Рис. 14. Схема сейсмического воздействия на пространственные здания:
 а) – симметричное нагружение силами инерции в вертикальном направлении;
 б), в) – кососимметричные нагружения силами инерции в горизонтальном

Сопоставление и анализ проведённых исследований [6 ÷ 9] показал, что наиболее опасными видами движений для большепролётных и пространственных покрытий будут кососимметричные нагружения силами инерции. Длина сейсмической волны соизмерима с пролётом покрытия $L = \lambda$ или $L = \lambda/2$. Конструкции покрытия испытывают неодинаковые по величине и направлению перемещения и ускорения (рис. 14, б, в). В этом случае значение ускорения переносного движения грунта отличается от ускорений движений опор и может находить-

ся в противофазе, влияющей на формы собственных колебаний пространственных оболочек покрытий.

В отличие от нормы 7 коэффициент пространственной формы колебаний железобетонных оболочек в вертикальном направлении рассматривается в виде двумерной системы.

При этом произвольное распределение масс $m(x,y)$ и ускорений $Z_0(x,y,t)$ (рис. 14) принимаются по площади оболочек покрытий.

Длина сейсмических волн, намного превосходящая размеры покрытия в плане (симметричное нагружение силами инерции), и вся конструкция оболочки получают одни и те же перемещения и ускорения (рис. 14, а,б).

Длина сейсмических волн, соизмеримая с пролётом покрытия (кососимметричное нагружение силами инерции), и конструкции получают неодинаковые (по величине и направлению) перемещения и ускорения (рис. 14, в,г).

При определении коэффициента формы колебаний в z_{ik} [6,7] применён принцип разложения по главным направлениям, который позволяет рассматривать колебания принятой расчётной схемы как независимые в каждом направлении. По этому принципу приняты разложения нагрузки, вызывающей колебания по тем же главным направлениям. При этом разложение должно быть произведено так, чтобы каждый из её членов вызывал деформацию системы, точно отвечающую соответствующей форме её свободного колебания. Нагрузка должна быть разложена в ряд, в котором каждый её член был бы подобен тем нагрузкам, которые вызывают соответствующую форму свободного колебания. Эта внешняя нагрузка представляет собой инерционные силы в соответствующих направлениях, вызываемые переносным движением оболочек покрытия.

При сейсмических колебаниях оболочки произвольная точка "n" срединной поверхности будет находиться в пространственном движении. Перемещение этой точки будет представлять вектор, зависящий как от положения точки на поверхности (от координат x,y), так и по времени t . Тогда оболочку покрытия можно представить как двумерную систему, имеющую произвольное распределение масс $m(x,y)$ и ускорений $Z_0(x,y,t)$ переносного движения (рис. 14).

Внешнюю нагрузку можно записать в общем виде:

$$r(x,y,t) = m(x,y) Z_0(x,y,t) \quad (52)$$

или

$$r(x,y,t) = m(x,y) F(x,y) Z_0(t)$$

где x, y – параметры рассматриваемой поверхности в декартовой системе координат; $m(x, y)$ – объёмная масса, имеющая произвольное распределение масс по покрытию, которая определяется координатами x, y ; $F(x, y)$ – коэффициент, зависящий от закона загрузки оболочки покрытия инерционными силами системы; $\ddot{Z}_0(t)$ – ускорение основания.

В данном случае внешняя нагрузка должна быть разложена на ряд составляющих $r_{ij}(x, y, t)$, вызывающих деформацию оболочки аналогичную при соответствующих формах собственных колебаний $X_i(x)$, $Y_j(y)$. Поэтому можно записать для любых граничных условий

$$r(x, y, t) = \sum_i \sum_j r_{ij}(x, y, t) \quad (53)$$

Учитывая, что каждый член разложения составляющих нагрузки $r_{ij}(x, y, t)$, пропорционален соответствующей форме собственных колебаний $X_i(x)$, $Y_j(y)$, можно записать

$$r_{ij}(x, y, t) = \bar{b}_{ij} m(x, y) X_i(x) Y_j(y), \quad (54)$$

где $\bar{b}_{ij}$ – коэффициент, зависящий от пространственной формы колебаний оболочки и различный для каждого главного направления.

Для определения коэффициента $\bar{b}_{ij}$ умножим обе части равенства (4.22) на величины $X_m(x)$, $Y_n(y)$ с учётом (4.23) и интегрируя по всей поверхности оболочки, получим

$$\begin{aligned} & \iint_S r(x, y, t) X_m(x) Y_n(y) dx dy = \\ & = \iint_S \sum_i \sum_j \bar{b}_{ij} X_m(x) Y_n(y) m(x, y) X_i(x) Y_j(y) dx dy \end{aligned} \quad (55)$$

В силу взаимной ортогональности форм собственных колебаний при $i \neq m$ и $j \neq n$ следующее выражение обращается в нуль:

$$\iint_S \sum_i \sum_j m(x, y) X_i(x) Y_j(y) X_m(x) Y_n(y) dx dy = 0 \quad (56)$$

Следовательно, коэффициент $\bar{b}_{ij}$ будет равен

$$\bar{b}_{nm} = \frac{\iint_S m(x, y) X_m(x) Y_n(y) dx dy}{\iint_S m(x, y) X_m^2(x) Y_n^2(y) dx dy} \quad (57)$$

Заменяя m , n на i, j и $m(x, y)$ на $q(x, y)/q$ и учитывая формулы (53), получим

$$\delta_{ij} = \frac{\iint_S q(x, y) F(x, y) X_i(x) Y_j(y) dx dy}{\iint_S q(x, y) X_i^2(x) Y_j^2(y) dx dy} \quad (58)$$

Используя выражение (58) с учётом (52)...(55), определим в общем виде коэффициент пространственной формы колебаний оболочек

$$z_{ij}^B(x, y) = \frac{X_i(x) Y_j(y) \iint_S q(x, y) F(x, y) X_i(x) Y_j(y) dx dy}{F(x, y) \iint_S q(x, y) X_i^2(x) Y_j^2(y) dx dy}, \quad (59)$$

где $X_i(x)$, $Y_j(y)$ - пространственная форма собственных колебаний оболочек покрытия; $F(x, y)$ - коэффициент, зависящий от закона загрузки по площади оболочки инерционными силами.

От соответствующей формулы для z_{ij} приведённой в СНиП РК В.12-4-98, выражение (59) отличается введением дополнительного коэффициента, который учитывает протяжённость оболочек покрытия соответствующими силами инерции. Экспериментальные исследования подтверждают применимость этого коэффициента на практике. Например, величина вертикальной составляющей сейсмической нагрузки, определённая с учётом данного коэффициента $F(x, y)$, существенно отличается от нагрузки, определяемой по существующей методике.

При действии симметричной нагрузки на оболочки покрытия, когда $F(x, y) = 1$ и $i = j = 1$ при равномерно распределённой по её поверхности нагрузки, приняв функции $X_1(x)$, $Y_1(y)$ и сделав преобразование, получим

$$z_{11}^B(x, y) = 1,74 \sin \frac{P}{l_1} x \cdot \sin \frac{P}{l_2} y$$

Для квадратного очертания в плане железобетонных оболочек запишется

$$z_{11}^B(x, x) = 1,74 \sin^2 \frac{P}{l} x$$

Форма колебаний квадратной оболочки при действии кососимметричной нагрузки запишется

$$z_{I2}^B(x, x) = 0,45 \left(1 - \frac{2x}{l} \right) \sin^2 \frac{p}{l} x$$

Следовательно, вертикальную составляющую сейсмической нагрузки предлагается определять с учетом (4.21), (4.28) в следующем виде:

$$S_{0ij}^B = q(x, y) A F(x, y) \varepsilon_{ij}^B(t) K_{u3} z_{ij}^B(x, y) \quad (60)$$

где $q(x, y)$ – распределённая нагрузка, вызывающая инерционную силу, принятая по поверхности пространственного покрытия; A – коэффициент, значения которого принимаются по СНиП РК В.1.2.-4-98; $F(x, y)$ – функция распределения инерционного движения по площади покрытия; K_u – коэффициент, значения которого принимаются по данным табл. 3.4; $\varepsilon_{ij}^B(t)$ – коэффициент динамичности, соответствующий ij -й форме собственных вертикальных колебаний оболочек покрытия (при работе железобетонных оболочек в упругопластической стадии рекомендуется принимать $0,75 - 0,85 \varepsilon_{ij}^B(t)$; $z_{ij}^B(x, y)$ – коэффициент пространственной формы колебаний, зависящий от формы деформаций оболочки покрытия при его собственных вертикальных колебаниях по ij -й форме и от распределения нагрузки по площади покрытия.

Теоретические и экспериментальные исследования показали [6,8], что работа железобетонных оболочек покрытия при сейсмических колебаниях сооружения имеют явно выраженный пространственный характер. Так, горизонтальные колебания отдельно стоящих оболочек покрытий сопровождались поступательными перемещениями в двух взаимно-перпендикулярных направлениях, закручиванием в плане и деформацией оболочек покрытия. Пространственный характер работы проявился даже в одноэтажных промышленных зданиях с плоским покрытием. При этом применяемая в практических расчётах одноэтажных зданий модель в виде одномассовой системы не позволяет учитывать факторы, характеризующие пространственную работу конструкции. Если незначительны и допустимы погрешности в определении динамических параметров, то ошибки в распределении сейсмических сил между вертикальными несущими конструкциями существенны. Поэтому в зависимости от вертикального и горизонтального направлений действия сейсмических сил железобетонные оболочки покрытия загружаются соответствующими инерционными силами. В связи с этим динамические параметры по горизонтальным направлениям оболочек определяются из двух взаимно-перпендикулярных направлений независимо друг от друга.

Достоинство рассмотренной пространственной модели заключается в том, что она учитывает основные особенности пространственной работы здания с покрытием типа оболочек.

Исследования также показали, что деформативность оболочек покрытия при горизонтальных колебаниях определяется в основном деформативностью опор за счёт поступательных перемещений в соответствующих направлениях по осям x или y .

При определении расчётных значений частот и форм собственные колебания оболочек покрытия в горизонтальном направлении в первом приближении рассматриваются как колебания каркаса здания. Причём динамическая расчётная схема принимается в виде консольной стойки (как система с одной степенью свободы), защемлённой в уровне верха фундамента, с массой сосредоточенной в уровне верха опор.

Определим частоту колебаний оболочек в горизонтальных направлениях по формуле

$$\omega_{x(y)} = \frac{l}{2p} \sqrt{\frac{C_{x(y)}}{m}}, \quad (61)$$

где $C_{x(y)}$ – жёсткость каркаса здания с покрытием типа оболочек на уровне верха опор в соответствующих направлениях; m – объёмная масса, принимаемая сосредоточенной в уровне верха опор.

Как известно, жёсткость каркаса здания на уровне верха опор определяется как сумма жесткостей отдельных колонн

$$C_{x(y)} = \sum_l^n C_{x(y)}^k = \sum_l^n \frac{l}{\partial_{x(y)}}, \quad (62)$$

где $C_{x(y)}^k$ – жёсткость колонны по направлению x и y ; n – количество колонн в каркасе здания в соответствующих направлениях; $\partial_{x(y)}$ – перемещение колонны по направлению x или y .

Для системы с одной степенью свободы при сравнении значений частот теоретической, определённой по формуле (4.30), и опытной (соответственно 7,25 и 6,6 Гц), можно отметить близость их величин. Кроме того, при приложении горизонтальных нагрузок к крайним угловым колоннам наблюдалось незначительное кручение системы из четырёх оболочек, покрытий.

Как было отмечено выше, на основную частоту колебаний системы (6,6 Гц) накладывалась частота (более низкая – 5,8...6,0 Гц), вызванная кручением, которая быстро затухала. Однако для упрощения

методики расчёта пренебрегаем явлением кручения диска покрытия, состоящего из нескольких оболочек.

Исследования также показали [6], что изменение жёсткости оболочек покрытия существенно влияет на частоты высших тонов колебаний здания (особенно 2-3-го) и гораздо меньше на частоту основного тона колебаний.

Для практических расчетов колебания железобетонных оболочек покрытия в горизонтальных направлениях рассматриваются как колебания жёсткого криволинейного диска. Периоды основного тона собственных горизонтальных колебаний оболочек покрытия составили 0,2 – 0,95 с., а логарифмические декременты колебаний не превысили 0,15. При этом коэффициенты динамичности $\beta_i^F(t)$ и $\beta_j^F(t)$ в основном можно определять по графику СпИП РК В.1.2-4-98, а соответствующие значения периодов в двух взаимно-перпендикулярных направлениях. Однако в отдельных случаях загрузки $\beta_i^F(t)$ и $\beta_j^F(t)$ могут возрасти по ординате графика (рис. 15).

Для определения коэффициентов пространственных форм колебаний оболочек в двух взаимно-перпендикулярных горизонтальных направлениях принимаем одномерную систему. При этом произвольное распределение масс $m(x)$ или $m(y)$ и ускорений переносного движения $X_0(x,t)$ или $Y_0(y,t)$ (рис. 14) рассматривается по нормальным сечениям оболочек в соответствующих направлениях. Внешние инерционные нагрузки можно записать в следующем виде:

по направлению x

$$r(x,t) = m(x) \ddot{X}_0(t) F(x), \quad (63)$$

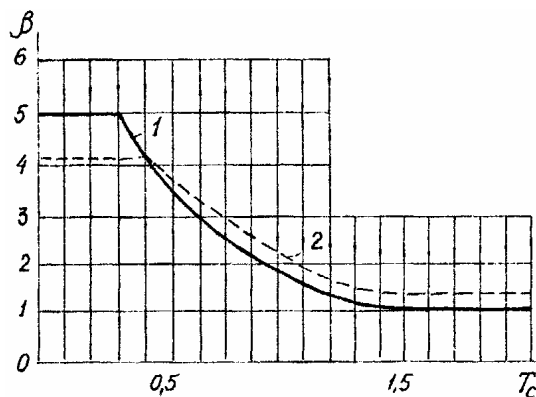


Рис.15. График коэффициента динамичности:
1 - упругая работа железобетонной оболочки;
2 - упругопластическая работа оболочки

по направлению у

$$r(y, t) = m(x) X_0(t) F(y), \quad (64)$$

где $X_0(t)$, $Y_0(t)$ – ускорение основания по направлениям х и у; $F(x)$, $F(y)$ – коэффициенты или функции распределения инерционных сил, зависящие от закона загрузки по нормальным сечениям оболочек в соответствующих направлениях.

Как известно, внешняя нагрузка должна быть разложена на ряд составляющих $r_i(x, t)$ и $r_j(y, t)$, вызывающих деформации во взаимно-перпендикулярных сечениях оболочек, аналогично той, которая возникает при соответствующих формах свободных колебаний $X_i(t)$, $Y_j(t)$. При этом необходимо, чтобы каждая составляющая разложенной нагрузки была пропорциональна соответствующим значениям $m(x)X_i(x)$ и $m(y)Y_j(y)$:

по направлению х

$$r_i(x, t) = \bar{b}_i m(x) X_i(x), \quad (65)$$

по направлению у

$$r_j(y, t) = \bar{b}_j m(y) Y_j(y), \quad (66)$$

где $r_i(x, t)$, $r_j(y, t)$ – величины инерционных нагрузок в i и j направлениях; $\bar{b}_i$, $\bar{b}_j$ – коэффициенты, зависящие от формы колебаний оболочек в i и j направлениях.

Следовательно, должны соблюдаться условия:

$$r(x, t) = \sum_i^{\infty} r_i(x, t) \quad (67)$$

$$r(y, t) = \sum_j^{\infty} r_j(y, t) \quad (68)$$

Умножив обе части равенства на $X_h(x)$ и на $Y_k(y)$ и подставив (63), (64), (65), (66) в равенства (67) и (68), проинтегрируем соответственно по сечениям оболочек. Тогда с учётом взаимной ортогональности форм будем иметь:

по направлению х:

$$X_0(t) \int_0^{\lambda x} m(x) F(x) X_h(x) dx = \bar{b}_h \int_0^{\lambda x} m(x) X_h^2(x) dx, \quad (69)$$

по направлению у:

$$\frac{1}{\lambda_y} \int_0^{\lambda_y} m(y) F(y) Y_h(y) dy = \bar{b}_k \int_0^{\lambda_y} m(y) Y_h^2(y) dy \quad (70)$$

Из формул (69) и (70) найдём значения $\bar{b}_h$ и $\bar{b}_k$. Зная эти величины и заменяя h, k на i, j ; $m(x), m(y)$ на $q(x)/q; q(y)/q$, а также учитывая выражения (4.32), (4.33), получим коэффициенты форм колебаний в нормальных сечениях оболочек при соответствующих горизонтальных направлениях:

по направлению x :

$$z_i^F(x) = \frac{\int_0^{\lambda_x} X_i(t) \int q(x) F(x) X_i(x) dx}{\int_0^{\lambda_x} F(x) \int q(x) X_i^2(x) dx}; \quad (71)$$

по направлению y :

$$z_j^F(y) = \frac{\int_0^{\lambda_y} Y_j(t) \int q(y) F(y) Y_j(y) dy}{\int_0^{\lambda_y} F(y) \int q(y) Y_j^2(y) dy}. \quad (72)$$

Формулы (71) и (72) применимы для практических расчётов. В отличие от выражения для коэффициента формы, приведённого в СНиП [4], уравнения (71) и (72) позволяют определять коэффициенты форм в нормальных сечениях оболочки в двух взаимно-перпендикулярных горизонтальных направлениях независимо друг от друга. При этом характер загрузки принимается по нормальным сечениям оболочки соответствующими силами инерции (рис. 14, а, б).

Для квадратного очертания в плане железобетонной оболочки, приняв функции $X_i(x)$ и $Y_j(y)$ и сделав преобразования, получим при $F(x) = 1, F(y) = 1$:

по направлению x :

$$z_i^e(x) = \frac{4 \sin\left(i \frac{p}{l} x\right)}{ip}, \quad (i=1,3,5); \quad (73)$$

по направлению y :

$$z_j^e(y) = \frac{4 \sin\left(j \frac{p}{l} y\right)}{jp} \quad (j = 1,3,5). \quad (74)$$

Сейсмическое воздействие в горизонтальных направлениях создаёт в оболочках покрытия невыгодное напряжённое состояние, характеризующееся развитием значительных изгибных усилий. Это явление может не перекрываться нормированными запасами несущей способности по нормальным сечениям оболочек в соответствующих направлениях. Поэтому для пространственных железобетонных конструкций оболочек актуальной является задача расчёта на горизонтальные составляющие сейсмической нагрузки, которые предлагается определять по формулам:

по направлению x

$$S_{\theta i}^2 = q(x)AF(x)v_i^2(t)K_{\omega}z_i^2(x) \quad (75)$$

по направлению y

$$S_{\theta j}^2 = q(y)AF(y)v_j^2(t)K_{\omega}z_j^2(y) \quad (76)$$

где $q(x)$, $q(y)$ – распределённая нагрузка, вызывающая инерционную силу, принятая по нормальным сечениям пространственного покрытия в соответствующих направлениях; A – коэффициент, значения которого следует принимать по норме [4]; $F(x)$, $F(y)$ – функции распределения инерционных сил по площади покрытия в соответствующих направлениях по оси X, Y ; $v_i^2(t)$, $v_j^2(t)$ – коэффициент динамичности, соответствующий i, j -й форме собственных горизонтальных колебаний оболочек покрытия; $z_i^2(x)$, $z_j^2(y)$ – коэффициент пространственной формы колебаний, зависящий от формы деформаций оболочек покрытия при его собственных горизонтальных колебаниях по i, j -й форме и от распределения нагрузки.

Как показывает опыт проектирования и строительства оболочек покрытия [6.9], при достаточной жёсткости опорного контура их можно рассматривать в первом приближении как жёсткий шарнирно опёртый криволинейный диск, не деформируемый в горизонтальной плоскости. При этом основная масса сооружения приходится на оболочки и, сведя всю массу в одну точку, рассматриваем её как систему с одной степенью свободы. В данном случае на горизонтальные составляющие сейсмической нагрузки рассчитываются только опоры.

Отдельно стоящие оболочки и система, состоящая из нескольких оболочек, имеют единственную частоту, а соответствующий коэффициент формы колебаний $z_j^2(y) = 1$. Коэффициент динамичности определяется по СНиПу РК В.1.2.-4-98 или графику (рис. 15), зная период (частоту)

основного тона колебаний системы. Отсюда горизонтальные составляющие сейсмических сил с учётом (75) и (76) запишутся в виде:

по направлению x

$$S_{0i}^x = Q A \phi_i^x(t) K_{uz_i^x}(x), \quad (77)$$

по направлению y

$$S_{0j}^y = Q A \phi_j^y(t) K_{uz_j^y}(y) \quad (78)$$

Полученные выше формулы для определения расчётных сейсмических нагрузок на пространственные покрытия отражают более точно действительную работу зданий и сооружений при землетрясениях.

Проведённые исследования показывают [6,8], что поступательно-крутильные колебания пространственных и протяжённых сооружений выявили наличие кручения симметричных в плане систем. Крутильные колебания пространственных и протяжённых сооружений вызывают значительный динамический эффект, сопровождающийся ростом коэффициента динамичности $P_i(t)$. В настоящее время накапливаются материалы по уточнению методов расчёта крутильно-поступательных колебаний при землетрясениях.

2.4 Мероприятия по сейсмозащите сооружений, поврежденных землетрясением

Исследование и анализ последствий землетрясений накапливают данные, которые позволяют оценить целесообразность безопасности сооружения и указать пути проведения спасательно-восстановительных работ. Необходимость в проведении спасательно-восстановительных работ подтверждается мерами по оказанию немедленной помощи в ликвидации последствий землетрясений [9], оказываемой Агентством ЧС в Казахстане и СНГ. Так, например, было при Газлийском (1984 г.), Нефтегорском (1995 г.), Луговском (2003 г.) землетрясениях и некоторых других, что позволило сравнительно быстро ликвидировать, их последствия, в том числе восстановить поврежденные здания и сооружения. Аналогичные меры принимаются и в других странах. Так, после сильного землетрясения в январе 1980 г. на Азорских островах в течение года было реконструировано и восстановлено более 7 тыс. домов. В августе 1999 г. произошло землетрясение в Турции. Город Измит был разрушен до основания. Погибло более 15 тыс. человек. Этим объясняется внимание, которое в последние

годы уделяется этой проблеме Международными и Европейскими конференциями; по сейсмостойкому строительству.

2.4.1 Основные направления сейсмозащиты сооружений

Спасательно-восстановительные работы, которые должны проводиться в кратчайшие сроки предусматривают: минимальный объем демонтажных работ, наибольшее использование поврежденных конструкций, высокий уровень механизации работ, максимальное использование элементов заводского изготовления, высокие требования к планированию и организации работ по устойчивому функционированию объектов хозяйствования в чрезвычайных ситуациях, особенно при землетрясениях.

Пострадавшие после сильных землетрясений сооружения, которые подлежат дальнейшей эксплуатации, обычно ремонтируют, восстанавливают или усиливают в следующем порядке:

1. Ограничиваются ремонтом зданий или сооружений при ликвидации наружных дефектов и устранение повреждений в несущих элементах.

2. Восстановление предусматривает ликвидацию повреждений в несущих элементах сооружений и реконструкцию их до первоначального состояния.

3. Усиление состоит в дополнительных антисейсмических мероприятиях, первоначально не предусмотренных проектом, доведении сооружения до степени, отвечающей требованиям, предъявляемым современными нормами сейсмостойкого строительства.

Проблема ликвидации последствий землетрясения применительно к конкретному объекту может быть сформулирована так: обеспечить пространственную жесткость сооружения и его способность противостоять сейсмическим воздействиям в той же или в большей мере, чем до повреждения.

При восстановлении и усилении сооружений большая роль принадлежит конструктивным антисейсмическим мероприятиям. Это особенно важно в сложившихся условиях, когда сроки внесения существенных изменений в карту сейсмического районирования короче сроков службы сооружений. Только за последние 20 лет площадь высокосейсмических районов (7 баллов и выше) возросла более чем в 1,5 раза. Значительные, чаще неожиданные коррективы в ожидаемую оценку величины сейсмической интенсивности внесли разрушительные землетрясения. Конструктивные мероприятия создают определенный запас, нередко обеспечивая геометрическую неизменяемость

зданий даже при землетрясениях интенсивностью, превышающей расчетную сейсмичность здания, предусмотренную проектом. При этом конструктивные антисейсмические мероприятия в первую очередь предусматриваются при армировании кладки стен, устройстве антисейсмических поясов на уровне перекрытий, ограничение предельных размеров зданий и сооружений, этажности и т. д.

При оценке степени восстановления следует учитывать остающийся срок их службы или физический износ и конструктивно-планировочное решение. Например, если сооружение построено из промышленных конструкций и имеет планировочное решение, допускающее реконструкцию в пределах габаритов, установленных нормами [4,7], то предпочтительно его усиление до стадии, отвечающей требованиям расчетной сейсмичности. Здания или сооружения из местных материалов целесообразно восстанавливать только до стадии, предшествующей землетрясению.

В ряде случаев ликвидация последствий землетрясения соответствует степени восстановления сооружения и состоянию, предшествовавшему землетрясению. Часто это диктуется не только экономическими соображениями, но и технической невозможностью выполнения ряда конструктивных мероприятий, рекомендуемых нормативами и инструкциями.

Анализ ликвидации последствий сильных землетрясений показывает, что существующие способы восстановления или усиления часто применяются без должного технико-экономического обоснования. Отсутствует какой-либо нормативный документ, регламентирующий не только техническую обоснованность, но и экономическую целесообразность их применения.

Проблема восстановления или усиления состоит в обеспечении необходимой несущей способности, как отдельных элементов, так и всего сооружения, при действии нормативных расчетных сейсмических нагрузок. Выбор способа восстановления сооружения зависит от назначения, конструкции, степени повреждения, срока службы, мер антисейсмической защиты, частоты повторяемости землетрясений в регионе. Экономическая целесообразность выбора способа восстановления определяется степенью соизмеримости затрат на восстановление или усиление здания и стоимостью строительства нового объекта.

В связи с увеличением объема капитальных вложений на строительство, в том числе в сейсмоактивных районах, все большее значение приобретают вопросы, связанные с экономикой сейсмостойкого строительства. По-видимому, этому способствовало несколько причин. Одна из них – широкое признание статистических подходов в инже-

нерных задачах тем, что ущерб, причиняемый землетрясением, не снижается, хотя безопасность населения в современных сооружениях и зданиях, построенных с соблюдением требований сейсмостойкого строительства, намного выше, чем в старых постройках.

При разработке способов восстановления и экономической оценке мер по восстановлению следует учитывать:

- возможность появления деформаций в конструкциях современных сейсмостойких зданий в случае землетрясений расчетной интенсивности и тем более в случае превышения ее в районах с сейсмичностью 7, 8, 9, 10 баллов;
- широкое применение разработанных способов восстановления в связи с высоким уровнем оптимизации жилых, общественных, промышленных, сельскохозяйственных зданий и специальных сооружений;
- организационно-техническая готовность к возможным землетрясениям на территории населенных пунктов и городов для ликвидации последствий землетрясений в кратчайшие сроки и с оптимальными затратами средств;
- необходимость определения оптимального соотношения между затратами на антисейсмическое усиление современных зданий или сооружений и восстановление их в случае землетрясения.

Расходы на антисейсмические мероприятия постоянно растут. Если двадцать лет назад в СНГ расходы на антисейсмические усиления оценивались в 100 млн. руб. в год, то сейчас их оценивают более чем в 3 раза.

Интенсивность землетрясений существенно сказывается на затратах; по восстановлению, причем дифференцированно для различных конструктивных схем. Так, для кирпичных зданий и сооружений с редкой сеткой поперечных стен в первом приближении этот фактор может учитываться при сроке службы до 6 лет и расчетной сейсмичности здания 8 баллов коэффициентами 1,16; 1,06 и 1,03 соответственно после землетрясений интенсивностью 8, 7 и 6 баллов.

Для сооружений, запроектированных из условий расчетной сейсмичности 8 баллов, при землетрясении интенсивностью 8. баллов стоимость затрат на восстановление составляет для каменных сооружений 11-21 % сметной стоимости сооружения; при землетрясении 7 баллов – 2,3-10,5 %; при землетрясении 6 баллов – 0,3-4,3 % и в среднем может оцениваться для 8, 7 и 6 баллов соответственно 16,6 и 2 % сметной стоимости сооружения. Убытки от землетрясений приведены в табл. 9.

Таблица 9

Убытки от землетрясения

Балл	Убытки от землетрясения в сооружениях, построенных без антисейсмических мероприятий (в % от первоначальной стоимости)	Убытки (%) от землетрясения при антисейсмических мероприятиях, рассчитанных на баллы			Убытки (%), предотвращенные благодаря антисейсмическим мероприятиям, рассчитанным на баллы		
		7	8	9	7	8	9
7	14	6	5	4	8	9	10
8	32	-	12	8	-	20	24
9	103	-	-	22	-	-	81

Уточнение и накопление аналогичных данных необходимо, в частности, при застройке города или населенного пункта с участками различной сейсмической активности, например для блочных сооружений, рассчитанными на повышенную сейсмичность, унифицированные изделия для которых выпускает одно предприятие.

Для оценки целесообразности и степени восстановления можно воспользоваться работой [9], позволяющей определять оптимальные предварительные затраты на антисейсмическое усиление сооружений и основанным на минимизации целевой функции величины полных затрат на антисейсмическое усиление и дополнительных затрат на восстановление поврежденных сооружений. Пусть C – полные затраты на антисейсмическое усиление в процентах к стоимости сооружения; X – первоначальные затраты на антисейсмическое усиление в процентах к стоимости сооружения; T_p – расчетный срок службы сооружения; K_t – коэффициент приведения разновременных затрат к одному периоду времени; B_s – долговременная средняя частота возникновения в данной точке земной поверхности сейсмических колебаний любой интенсивности s или сейсмическая сотрясаемость; $R(X, s)$ – матрица средневоятных убытков при землетрясении интенсивностью s баллов и при первоначальных затратах X .

Тогда

$$C = X + m \sum_{s=6}^{s=9} B_s R(X, s) \quad (79)$$

где $m = K_t T_p$

Оптимальная величина первоначальных затрат X определяется отысканием минимума функции экономического риска c , т. е. из условия

$$\partial c / \partial X = 0 \quad (80)$$

либо решением вариационной задачи в случае использования в (79) интеграла по s вместо суммы.

Например, имеем ориентировочную стоимость антисейсмического усиления сооружений в процентах к их сметной стоимости, можно установить для сооружений различных типов убытки при землетрясениях.

Функция $R(X, s)$ может быть аппроксимирована более простой зависимостью, например полиномом второй степени

$$R(X, s) = a_0(s)X^2 + a_1(s)X + a_2(s). \quad (81)$$

Учитывая, что экспериментальные данные крайне ограничены, и поэтому будут постоянно корректироваться для различных типов сооружений по мере изучения последствий землетрясений, коэффициенты $a_0(s)$, $a_1(s)$, $a_2(s)$ предлагается при каждом значении s подбирать из условия наилучшей аппроксимации экспериментально полученных значений матрицы $R(X, s)$.

Коэффициенты $a_{js} = a_j(s)$, входящие в аппроксимационную формулу (81), при $S = 6, 7, 8, 9, 10$ баллов и $j = 0, 1, 2$ следует подбирать так, чтобы была минимальная погрешность:

$$\Delta_s = \sum_i \left[r_{is} - \left(\sum_{j=0}^2 a_{js} X_i^{2-j} \right) \right]^2 \quad (82)$$

Здесь r_{is} — эмпирическое значение убытков при землетрясениях в долях от сметной стоимости здания.

В этом случае коэффициенты a_{js} могут быть определены из условий:

$$\frac{\partial \Delta_s}{\partial a_j} = 0; \quad j = 0, 1, 2; \quad s = 6, 7, 8, 9, 10. \quad (83)$$

Накопленных экспериментальных данных при $S = 6, 7, 8, 9$ достаточно для определения коэффициентов a_{js} . Для нахождения a_{j10} экстраполируем недостающее экспериментальное значение (например, $r_{2,10}$), проведя параболу через точки $r_{2s}(s = 6, 7, 8, 9)$ и предполагая, что $r_{2,10}$ лежит на этой параболе. Используя (82) и (83), систему уравнений для определения a_{js} при любом S можно записать следующим в виде:

$$\left. \begin{aligned} a_{0S} \sum_i X_i^4 + a_{1S} \sum_i X_i^3 + a_{2S} \sum_i X_i^2 &= \sum_i r_{iS} X_i^2 \\ a_{0S} \sum_i X_i^3 + a_{1S} \sum_i X_i^2 + a_{2S} \sum_i X_i &= \sum_i r_{iS} X_i \\ a_{0S} \sum_i X_i^2 + a_{1S} \sum_i X_i + na_{2S} &= \sum_i r_{iS} \end{aligned} \right\} \quad (84)$$

Здесь n – число известных экспериментальных данных убытков при землетрясениях соответствующей интенсивности.

Решение системы (84) можно записать, используя известные формулы Крамера:

$$a_{0S} = (\Delta a_0) / \Delta; \quad a_{1S} = (\Delta a_1) / \Delta; \quad a_{2S} = (\Delta a_2) / \Delta, \quad a_{3S} = (\Delta a_3) / \Delta, \quad (85)$$

где Δ – определитель системы (84); $\Delta a_0, \Delta a_1, \Delta a_2, \Delta a_3$ – определители получающиеся при замене в Δ соответствующего столбца столбцом из свободных членов системы.

Используя (79) и (81) запишем (80) следующим образом:

$$1 + m \sum_{s=6}^{S=10} B_s [2a_0(s)X + a_1(s)] = 0, \quad (86)$$

откуда легко определить экстремальное значение $X = \bar{X}$:

$$\bar{X} = -\frac{1}{2} \frac{(1/m) + \sum_{s=6}^{s=9} B_s a_1(s)}{\sum_{s=6}^{s=9} B_s a_0(s)}. \quad (87)$$

Для определения критериев необходимых затрат на восстановление сооружений после землетрясений, будем исходить из предположения, что, после землетрясения сооружений восстанавливается до первоначального состояния и затраты на восстановление равны $R(X, s)$.

Повреждения сооружений, имевших одинаковое первоначальное антисейсмическое усиление, после землетрясения будут случайной функцией, математическое ожидание которой равно $R(X, s)$. Кроме того, многие из эксплуатируемых сооружений либо не имеют антисейсмического усиления, либо оно было назначено из расчета сейсмической активности, отличающейся от определенной новыми картами сейсмического районирования, и во всех случаях без оценки опти-

мальных затрат. Вопрос о целесообразном уровне восстановления подобных сооружений пока не подкреплён в достаточной мере исходной информацией и рассматривается в общем плане.

Используя апостериорную информацию – физический износ сооружения и фактический срок от начала эксплуатации до землетрясения, можно определить оптимальный уровень, до которого следует восстанавливать сооружение.

Пусть T_p – расчетный срок службы здания, T_3 – время от начала эксплуатации до землетрясения. Считаем, что здание всегда восстанавливается, по крайней мере, до первоначального (неусиленного) состояния. Для определения оптимального уровня затрат на усиление сверх первоначального состояния можно воспользоваться формулой (87):

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{X}'' = -\frac{1}{2} \frac{(1/\mu'K') + \sum_{s=6}^{S=10} B'_S a_I(s)}{\sum_{s=6}^{S=10} B'_S a_0(s)} & \text{в случае } \bar{X}'' > 0; \\ \bar{X}' = 0 & \text{в случае } \bar{X}'' \leq 0. \end{array} \right. \quad (88)$$

Здесь μ' – коэффициент приведения, который соответствует сроку службы сооружения $\bar{T}_p = T_p - T_3$; $K' \geq 1$ – коэффициент, характеризующий качество работ и степень физического износа сооружения; B'_S – сотрясаемость данного района на момент начала восстановления, которая может отличаться от сотрясаемости района к началу эксплуатации сооружения из-за корректировки таблиц сотрясаемости вследствие землетрясений, происшедших после ввода сооружения в эксплуатацию.

Если затраты на восстановление здания до первоначального состояния X_0 , то полные оптимальные затраты на восстановление с учётом апостериорной информации

$$X_y = X_0 + \bar{X} \quad (89)$$

и могут отличаться от априорно предсказываемых затрат на восстановление $R(X, s)$.

Следовательно, задача сводится, в первую очередь, к назначению критериев, на основании которых следует решать вопрос о целесообразности восстановления или дополнительного усиления пострадавшего объекта и только затем, пользуясь приведенной на рис. 16 блок-схемой, переходить к определению оптимальных затрат.

На первом этапе задача сводится к оценке целесообразности восстановления поврежденного сооружения до первоначального состоя-

ния. Представляется допустимым принять, что восстановление нецелесообразно, если

$$\bar{X}_0 > 0,5 * z \bar{S}, \quad (90)$$

где $\bar{S}$ – остаточная стоимость объекта без учета возможных затрат на разборку сооружения; z – коэффициент, характеризующий возможность размещения оборудования в соответствии с современными требованиями технологичности ($z \leq 1$).

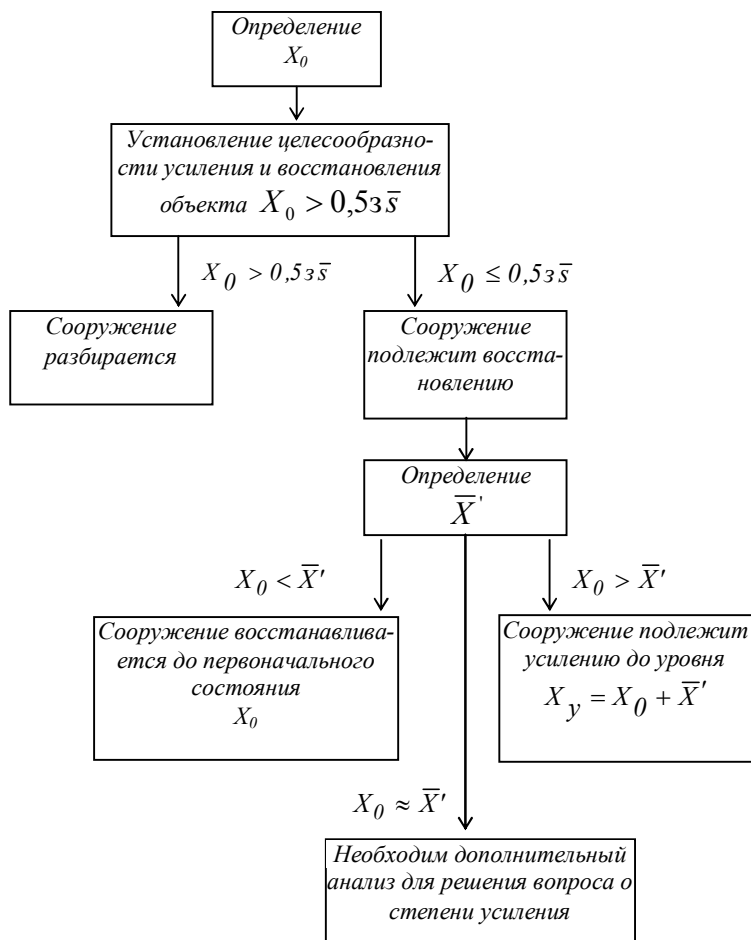


Рис 16. Блок-схема определения целесообразности восстановления или усиления объектов

Если $X_0 \leq 0,5^* z\bar{s}$, то необходим дополнительный анализ для решения вопроса о целесообразности восстановления объекта до первоначального состояния или усиления его до технически необходимого уровня, т. е. до стадии, отвечающей требованиям, предъявляемым к его сейсмостойкости.

Оптимальные затраты на усиление или восстановление сооружения определяются в этом случае по формулам (88) и (89). Однако указанные предложения относятся только к экономической целесообразности усиления и не распространяются на сооружения, при этом для повышения сейсмостойкости которым диктуется рядом ограничений, предъявляемых требованиями сейсмостойкого строительства к объемно-планировочным и конструктивным решениям.

Если исходить только из условий экономической целесообразности, то можно ограничиться следующими положениями:

- при $\bar{X} < X_0$ объект подлежит усилению до стадии, определяемой формулой (89) и полностью отвечающей предъявляемым требованиям к сейсмостойкости;

- при $\bar{X} = X_0$ необходим анализ с привлечением данных, получаемых по формулам (88) и (89), и с последующей инженерно-экономической оценкой результатов по каждому конкретному объекту.

Если дополнительные затраты на усиление X_1 превышают затраты на восстановление сооружения до первоначального состояния X_0 , по нашему мнению, можно ограничиться восстановлением объекта лишь до первоначального состояния. Этот случай может часто встречаться на практике, когда в результате землетрясения соответствующий населенный пункт относят к зоне сейсмичности, превышающей ранее принятую. В пользу восстановительных мероприятий до степени, отвечающей первоначальному состоянию объекта как наиболее массовой формы восстановления, говорят такие доводы:

- нецелесообразно массовое усиление объектов, которые получили незначительные повреждения, но находятся в тех же сейсмических зонах, что и поврежденные сооружения;

- конструктивные антисейсмические мероприятия рассчитаны на применение во вновь строящихся объектах и зачастую, невыполнимы при восстановлении или реконструкции сооружения, ранее возведенного без антисейсмических мероприятий;

* Значение коэффициента 0,5 подлежит уточнению и, по-видимому, должно назначаться дифференцированно для различных районов с учетом отдаленности, наличия базы стройиндустрии, назначения объекта и т. д.

- изменение сейсмичности распространяется на требования, предъявляемые к сооружениям, которые необходимо восстановить в возможно короткие сроки с расчетом на ограниченный срок их последующей эксплуатации.

Изложенные предложения следует рассматривать как первое приближение решения задачи, которая является сложной и слабо подкрепляется крайне малой информацией и поэтому в настоящее время решается, как правило, на основании интуитивных оценок.

2.4.2 Способы сейсмозащиты сооружений

Возможность и целесообразность восстановления, выбор способов и схемы усиления определяются в каждом случае индивидуально с учетом степени, характера повреждения конструкций к эксплуатационного назначения здания, вида материала и его физико-механических характеристик, условий производства работ и технико-экономических соображений.

Спасательно-восстановительные работы проводятся для реконструкции и увеличения несущей способности поврежденных, конструктивных элементов сооружения и связей между ними, повышение их пространственной жесткости и восстановление способности оказывать сопротивление расчетным сейсмическим нагрузкам.

Определение несущей способности деформированных конструкций необходима для принятия решения о возможности их дальнейшего использования или усиления. Эта оценка производится инженерным обследованием объекта с последующим проверочным расчетом на основании полученных данных о фактической прочности материалов конструкций и сооружений.

Физико-механические характеристики строительных материалов определяются с помощью неразрушающих методов испытания, проверенных практикой и позволяющих при минимальной трудоемкости получить необходимый объем информации с достаточной для расчетов степенью точности. При необходимости из тела поврежденных конструкций могут быть взяты образцы материала для испытания их в лабораторных условиях.

В зависимости от степени повреждения сооружения назначаются восстановление отдельных элементов, усиление связей между элементами и мероприятия по повышению пространственной жесткости здания или сооружения. Эти мероприятия назначаются в случае сильного повреждения большого числа конструктивных несущих элементов.

При выборе способа усиления следует стремиться к достижению следующих показателей:

- минимальный, но достаточный объем работ по конструктивному усилению с максимальным использованием существующих конструкций;
- наименьший объем отделочных работ, так как стоимость и трудоемкость их часто превышают стоимость самих конструктивных мер по усилению;
- минимальный перерыв в эксплуатации сооружения, связанный с проведением работ;
- максимальная механизация, высокая технологичность при производстве работ.

Существующие способы восстановления сооружений, пострадавших в результате землетрясения, могут быть разделены на три типа.

Тип I объединяет все приемы восстановления отдельных несущих элементов сооружений или зданий – простенков, стен, колонн, ригелей, плит перекрытий, блоков и т.д.

Тип II объединяет способы восстановления связей между частями и элементами сооружения или здания – углов пересечения и сопряжения стен, панелей, блоков, узлов железобетонных рам и т. п.

Тип III включает в себя способы восстановления и повышения пространственной жесткости сооружения, увеличения способности сооружения как системы в целом воспринимать и разделять сейсмическую нагрузку между всеми несущими элементами.

Изучение опыта ликвидации последствий землетрясений показывает, что необходимость применения этих типов зависит от степени повреждения, уровня антисейсмической защиты и конструктивной схемы сооружения.

Сооружения или здания жесткой конструктивной схемы с низким показателем механической прочности материалов несущих конструкций (кирпичные, мелкоблочные) при землетрясении расчетной интенсивности требуют способов усиления типа I и II и в редких случаях типа III.

Для панельных и крупноблочных зданий или сооружений обычно применяется тип II и изредка – типы I и III. Опыт повреждений каркасных зданий говорит о том, что для их восстановления при землетрясениях, превышающих расчетную интенсивность, применяется тип I и при значительном превышении расчетных нагрузок – тип II способа восстановления.

Тип III способа восстановления находит широкое применение для сооружений жесткой конструктивной схемы, не имеющих достаточно

конструктивных мер антисейсмической защиты при значительном повреждении большого числа несущих элементов и частичной потере устойчивости.

Для простоты изложения способы восстановления сооружений представлены схематически на рис. 17.

При выборе способа восстановления следует также иметь в виду, что во избежание излишних затрат на сейсмостойкое строительство допускается повреждение второстепенных элементов, восстановление которых связано с небольшими расходами. К ним относятся перегородки, оконные переплеты, элементы сантехнического оборудования, заполнение каркасов, штукатурка стен, потолков, откосов, отдельные детали кровли, облицовка цокольной части здания и др.

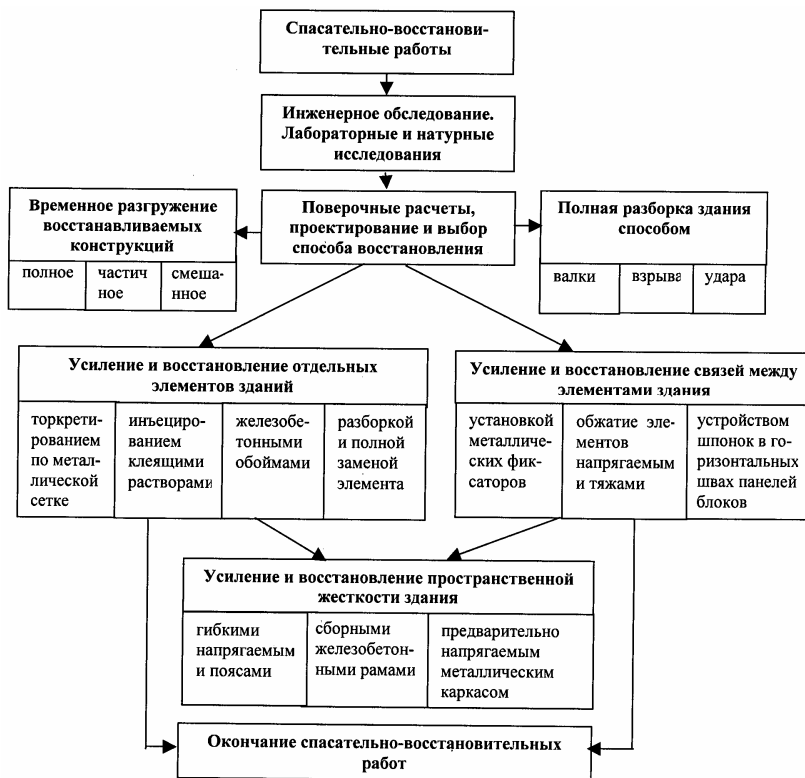


Рис. 17. Классификация способов спасательно-восстановительных работ

Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением, подробно рассматриваются в [9]. В работе приводятся наиболее распространенные из них для объектов массового строительства, области применения, а также краткое описание со ссылками, где можно получить более подробную информацию.

Для усиления отдельных элементов могут применяться металлические обоймы. Для восстановления пространственной жесткости сооружения применяется, как правило, сочетание двух и более из изложенных способов восстановления. Один из них обеспечивает усиление отдельных элементов, второй – связь вертикальных элементов между собой, третий – связь вертикальных и горизонтальных элементов.

В зависимости от наиболее распространенных в соответствующих сейсмических районах конструктивных решений целесообразно создать классификацию решений, включая преднапряженные усилимые подвески и восстановление сооружений для придания им сейсмостойкости (рис. 18, 19).

Эта классификация должна учитывать: конструктивное решение; существующий уровень сейсмovoоружения (или его отсутствие); степень повреждения и на их основе предусматривать необходимый или требуемый уровень сейсмозащиты; конструирование решения по обеспечению требуемого уровня сейсмозащиты; необходимые средства и ресурсы для реализации предлагаемых решений (рис. 20).

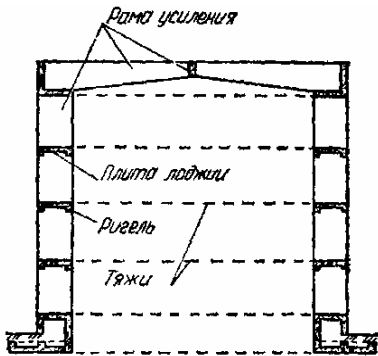


Рис. 18. Усиление здания из крупных блоков с железобетонными рамами

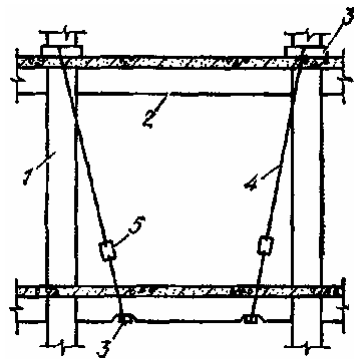


Рис. 19. Усиление с помощью предварительно напряженных подвесок

1 – колонна; 2 – ригель; 3 – анкерное устройство; 4 – тяжи; 5 – натяжная муфта

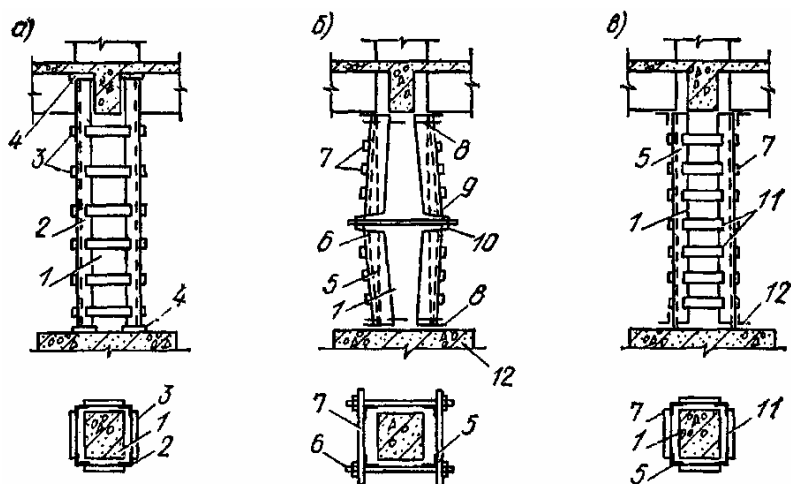


Рис. 20. Способы сейсмоусиления железобетонных колонн

а – металлическая обойма; 2 – двусторонняя распорка в период монтажа; в – распорка в напряженном состоянии; 1 – усиваемая колонна; 2 – стойка-уголок; 3 – соединительные планки обоймы; 4 – прокладка, приваренная к арматуре колонны и стойки; 5 – распорка-уголок; 6 – натяжной монтажный болт; 7 – соединительные планки распорок; 8 – крепежный монтажный болт; 9 – вырез в боковой полке уголка в месте их перегиба при монтаже; 10 – планка для натяжных болтов в месте перегиба распорок; 11 – соединительные планки, скрепляющие распорки; 12 – упорные уголки

2.4.3 Меры по сейсмозащите сооружений и контроль за качеством строительно-монтажных работ

При сейсмозащите высокое качество строительно-монтажных работ является неперенным условием сейсмостойкого строительства. Отступления от этого требования приводят не только к огромному ущербу, наносимому землетрясениями, но и к человеческим жертвам. Несмотря на принимаемые, меры качество строительства в сейсмических районах пока зачастую все еще остается неудовлетворительным. Последствия одного из сильных землетрясений в г. Газли (1984 г.) наглядно подтвердило, что низкое качество работ явилось одной из причин значительного повреждения многих объектов: каркасных, крупнопанельных, крупноблочных, кирпичных зданий и сооружений.

Рассмотрим не только причины плохого качества работ и методы производства работ и контроля, но и меры по устранению дефектов, вызванных неудовлетворительным качеством строительства.

При выполнении работ на строительной площадке, связанных с изготовлением железобетонных конструкций, могут возникнуть дефекты бетонирования вследствие применения некачественных материалов, нарушения технологии производства бетонных работ и недостатков в изготовлении опалубки.

В сооружениях из железобетонных конструкций дефекты разделяются на две основные группы.

К первой группе относятся дефекты в виде гравелистой поверхности, неглубоких раковин и незначительных наплывов.

Ко второй группе относятся глубокие и сквозные раковины, пустоты, трещины и отклонения от проектных размеров, которые могут возникать в результате загрузки бетона в опалубку с большой высоты, отсутствия послойного вибрирования, применения более жестких, чем предусмотрено по проекту, бетонных смесей, загрузки бетонной смеси после длительного транспортирования, при котором смесь начала схватываться. Глубокие раковины и пустоты могут появиться чаще всего в местах труднодоступных и неудобных для укладки и вибрирования бетонной смеси.

Дефекты первой группы ликвидируются очисткой раковин зубилом и металлической щеткой от неплотного бетона и заделкой раствором или торкрет-бетоном. Дефекты второй группы ликвидируются по согласованию с проектной организацией.

При заделке глубоких раковин следует применять бетон с крупностью заполнителя до 20 мм на портландцементе марок М400 и М500. Бетон следует подбирать на марку выше бетона ремонтируемой конструкции сооружения.

Например, когда расчистка раковин может вызвать ослабление конструкции в целом, следует производить бетонирование нагнетанием раствора через отверстия в обоймах, установленных заранее на ремонтируемых участках конструкции. Более опасными, чем раковины, являются пустоты. Они заделываются бетоном на мелком щебне для ускорения твердения которого используется прогрев. Качество бетона проверяется внешним осмотром и простукиванием, а в сомнительных случаях – инструментальной дефектоскопией и пробными испытаниями.

При контроле качества сварных соединений внешнему осмотру и обмеру необходимо подвергать не менее 10, из которых три отбираются для механических испытаний на прочность. Допускается вместо

вырезки деловых соединений использовать образцы, выполненные в тех же условиях, что и деловые соединения.

При одном отрицательном результате в процессе испытания образцов необходимо все деловые образцы подвергнуть 100 %-ному контролю радиографическим методом. Работы по сварке должны быть прекращены и могут быть возобновлены только после выявления причин устранения дефектов или усиления дефектных стыков. Сварщик, выполнивший эти сварные стыки, от работы по сварке отстраняется и может быть допущен только после получения положительных результатов испытаний вновь сваренных пробных стыков.

Стальные стержни должны обладать хорошей свариваемостью, т. е. стойкостью расплавленного металла сварного шва против образования трещин в горячем наплавленном металле, соответствовать требованиям ГОСТа и приниматься на основании результатов контрольных испытаний в лаборатории.

В сварных арматурных сетках и каркасах, изготавливаемых контактной точечной сваркой, должны быть сварены все пересечения стержней периодического профиля.

Для изготовления арматурных сеток и каркасов с применением сварки плавлением необходимо соблюдать дополнительные требования: зачистку металла, соблюдать качество электродов, соответствующие условия для производства работ и др.

Сварные швы располагаются параллельно воспринимаемым ими усилиям. Прочность сварных швов должна быть больше прочности стыкуемых элементов на 15–20%. Сварные швы в соединениях необходимо выполнять электродами, которые обеспечат достаточную пластичность швов.

При приемке изделия должны быть проверены также прочность бетона, а при необходимости морозостойкость и водонепроницаемость. Если контрольные образцы бетона показывают, что прочность элементов конструкций ниже проектной, то прочность бетона сооружения проверяется неразрушающими методами, а также взятием и испытанием бетонных кернов.

В процессе приемки изделия проверяется соответствие проекту осей и размеров конструкций, допустимые отклонения которых от проектных в зависимости от элементов конструкций составляют 3–20 мм, а также точность монтажа. Допустимые отклонения при монтаже сборных железобетонных конструкций сооружения находятся от ± 5 –20 мм.

Качество сварных стыковых соединений арматурных стержней должно контролироваться:

проверкой основных и сварочных материалов, сварочного оборудования;

проверкой точности сборки сварных соединений, качеством подготовки и сварки, режимами сварки;

внешним осмотром, механическими испытаниями, проверкой с помощью физических методов сварных соединений.

Допустимые отклонения в размерах и качестве сварных соединений при монтаже сборных железобетонных конструкций составляют, как правило, не более $0,05-0,5 d$, где d – диаметр свариваемой арматуры.

Формы контроля представляет собой приемку партии готовых сварных соединений. Бетонирование конструкций до получения результатов контроля качества не допускается. Если наименьшие средние арифметические показатели прочности сварных соединений окажутся ниже браковочного минимума, то производятся повторный отбор и испытание контрольных образцов (6 шт.) с одновременным контролем радиографическими методами не менее 10 %.

Устранение дефектов и соблюдение требований, обеспечивающих высокое качество железобетонных конструкций, позволяет решить эту проблему применительно к железобетонным каркасам зданий и сооружений.

Например, установку панелей перекрытий на стены и панелей стен на перекрытия следует производить на слое цементного раствора, марка которого определяется расчетом, но должна быть не ниже М50. Соединения панелей можно замоноличивать лишь при наличии чистых бетонных поверхностей. Для замоноличивания применяется только пластичный бетон с тщательным вибрированием. Допустимые отклонения при монтаже панелей не должны превышать для различных операций 5-20 мм.

При возведении зданий из монолитного бетона особое внимание должно уделяться подвижности бетонной смеси, которая должна быть в следующих пределах: для керамзитобетона в летний период – 4-6 см, в зимний период – не более 4см; для тяжелого бетона в летний период – 6-8 см, в зимний период – 4-6 см.

При изготовлении бетонной смеси, транспортировке и укладке бетона необходимо:

до минимума сократить промежуток времени от момента изготовления бетонной смеси до ее укладки;

перевозить бетон в специальной ёмкости;

в зависимости от условий строительства, когда не требуется круглосуточной непрерывной укладки бетона, бетонирование на открытом воздухе производить в вечернее и ночное время;

до укладки тщательно проверить плотность опалубки, устранив щели, заделав тщательно стыки и т. д.;

бетон по песчаному или гравийному основанию укладывать по предварительно обильно смоченному подстилающему слою;

опалубку до укладки бетона обильно увлажнять;

бетон готовить в закрытом помещении или в тени.

В условиях жаркого и сухого климата уход за бетоном заключается в создании для бетона соответствующих термовлажностных условий, обеспечивающих сохранение в нем воды, необходимой для нормального процесса твердения. Одновременно уход должен предусматривать условия, которые предохраняют бетон от механических повреждений; резкого высушивания, особенно поверхностных слоев; влияния дождей на свежий бетон. Уход за бетоном производится: увлажнением поверхности; покрытием поверхности бетона изолирующими покрытиями и пленками. Основным видом ухода за бетоном является увлажнение, которое осуществляется покрытием открытой поверхности бетона влажными материалами, поливкой открытой поверхности бетона. Бетон следует сразу покрыть влажным незагрязненным материалом. Покрытием могут служить брезент, мешковина, рогожа, маты, щиты и т. п.

Допускается применение слоя влажного крупнозернистого песка не менее 4–5 см, укладываемого непосредственно по свежему бетону. Влажные опилки, шлак, земля и другие сыпучие покрытия допускаются лишь в случае, если они не соприкасаются непосредственно с поверхностью бетона. Для затвердевшего бетона это ограничение отпадает. Допускается бетон укрывать брезентом, рогожей и т.д., а затем по мере отвердения бетона, заменять их сыпучими влажными покрытиями.

При укладке бетона при температуре наружного воздуха выше +30 °С поверх брезента, мешковины, рогожи, матов, щитов и т. д. рекомендуется сразу укладывать слой влажных сыпучих материалов. Допускается укладка по свежему бетону непроницаемого толя или пергамента.

Если бетон находится на солнце, то число поливок должно быть увеличено в 1,5 раза и поливать следует преимущественно в первой половине дня и после заката солнца. При других условиях поливают равномерно в течение дня, но обязательно по одному разу утром и вечером.

Дефекты, допущенные при уходе за бетоном, выявляются при испытании бетона в конструкции или образцах, выдержанных как и

основной бетон: появляются характерные белые пятна, возникают мелкие трещины.

Контроль прочности на сжатие должен производиться при подъеме опалубки через 112-14 ч, а затем в 3-, 7- и 28-дневном возрасте. Прочность должна составлять по отношению к проектной марке: а) при подъеме опалубки – 1-1,5 %, б) через 14 ч – 5 %; в) через 3 дня – 35 %; г) через 7 дней – 70 %; д) через 28 дней – 100 %.

Подъем опалубки производится в том случае, если бетон достиг прочности не менее 0,2 МПа.

Опалубка должна подниматься непрерывно во избежание схватывания бетона и образования больших «срывов». Бетон в опалубку необходимо подавать постоянно с тем, чтобы ранее уложенный бетон не успел схватиться и образовать поверхностную корку, т.к. это может привести к созданию рабочего горизонтального шва и нарушению монолитности. Пример такого повреждения монолитной керамзитобетонной стены в результате землетрясения приведен на рис. 21.

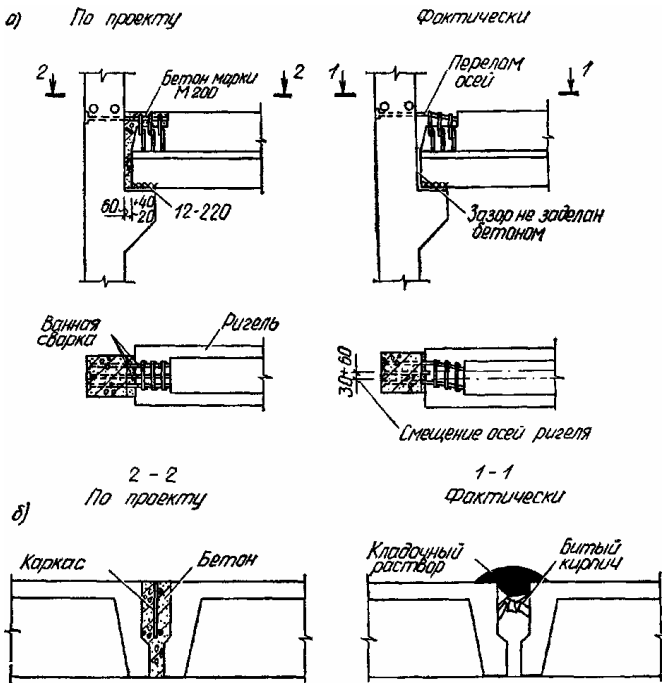


Рис. 21. Примеры некачественного выполнения узлов
а – стык ригеля с крайней колонной; б – стык панелей перекрытий

В случае необходимости возобновления бетонирования после длительного перерыва поверхностную корку следует разрушить, удалить ее, промыть поверхность бетона и очистить стенки опалубки от мусора.

Отклонения в размерах и положении монолитных сооружений не должны превышать для стен, возводимых в скользящей опалубке: при отсутствии промежуточных перекрытий $1/500$ высоты сооружения, но не более 100 мм; при наличии промежуточных перекрытий $1/1000$ высоты сооружения, но не более 50 мм.

В сооружениях или зданиях со стенами из камня основной причиной неудовлетворительного качества работ является низкая прочность сцепления раствора с камнем.

В случае необходимости возобновления бетонирования после длительного перерыва поверхностную корку следует разрушить, удалить ее, промыть поверхность бетона и очистить стенки опалубки от мусора.

Отклонения в размерах и положении монолитных сооружений не должны превышать для стен, возводимых в скользящей опалубке: при отсутствии промежуточных перекрытий $1/500$ высоты сооружения, но не более 100 мм; при наличии промежуточных перекрытий $1/1000$ высоты сооружения, но не более 50 мм.

В сооружениях или зданиях со стенами из камня основной причиной неудовлетворительного качества работ является низкая прочность сцепления раствора с камнем.

При выполнении каменной кладки в сейсмических районах особое внимание следует обращать на работы, от которых зависит сцепление камней с раствором. Камни перед укладкой необходимо тщательно очищать от налетов, полученных при транспортировке и хранении, а также налетов, связанных с недостатками технологии производства камней. Известно, что при загрязнении поверхности кирпича прочность сцепления резко уменьшается и может стать даже нулевой.

Кирпич, камни из легких пород для уменьшения поглощения воды из раствора должны перед укладкой смачиваться.

Исследования показали, что пористые природные камни, а также кирпич из лёссовидных суглинков, обладающие высоким водопоглощением, необходимо погружать в воду не менее чем на 1 мин. При подаче на рабочее место кирпича в контейнерах замачивание можно выполнять опусканием контейнера в воду на 1,5 мин. Вместе с тем необходимо следить, чтобы не получилось разжижения раствора, поскольку и обезвоживание и разжижение раствора снижают сцепление.

Подвижность раствора, связанная с содержанием пластификаторов и воды, сильно влияет на сцепление в кладке. Глубина погружения в раствор стандартного конуса, характеризующая его подвижность, должна быть в пределах: 6–8 см для кладки из камней тяжелых горных

пород и крупных блоков; 12-18 см для кладки из кирпича и камней легких горных пород, а также для заполнения вертикальных швов крупноблочной кладки. Если в растворах применяются пески, содержащие сверх нормы пылеватые частицы, то следует увеличивать количество цемента, которое устанавливается на основании результатов лабораторных испытаний.

При временной остановке производства работ не следует заливать раствором верхний ряд кладки. Продолжение работ необходимо начинать с полива водой поверхности кладки.

Наращение сцепления в период с 7 до 28 дней определяют с помощью переходного коэффициента, установленного лабораторными испытаниями опытных кладок. Фактическое сцепление в кладке принимается по прочности 28-дневного возраста и определяется как среднее арифметическое результатов отдельных испытаний.

Среднее значение прочности сцепления на отдельных участках кладки должно составлять не менее 70 %, а по всему сооружению не менее 90 % требуемого проектом значения. Если средняя прочность на отдельном участке окажется ниже 70 %, то необходимо провести повторные испытания на соседних участках кладки, результаты которых считаются окончательными. Для устранения указанного дефекта наряду с уходом за кладкой необходимо вводить в раствор специальные добавки, повышающие сцепление раствора с камнем.

Для жесткости и повышения водоудерживающей способности растворов в их состав чаще всего вводится известь или глина. Повышенная удобоукладываемость и водоудерживающая способность цементно-известковых и цементно-глиняных растворов по сравнению с цементными, а также их малая усадка обеспечивают большую прочность сцепления в каменной кладке.

Для обеспечения должного сцепления в кладке из сухого кирпича с обычной и высокой водопоглощаемостью обязательно применение пластификатора. Следует отметить, что при значительном увлажнении кирпича и применении камней с низкой водопоглощаемостью эффективность пластификаторов падает.

В связи с этим были предложены органические пластификаторы, применение которых в малом количестве придает раствору необходимые удобоукладываемость и водоудерживающую способность. Эти пластификаторы представляют собой микропенообразователи, создающие при перемешивании растворной смеси мелкие пузырьки воздуха, обволакивающие песок. Эти пузырьки играют роль смазки, увеличивающей подвижность раствора.

Дефекты каменной кладки могут возникать из-за неравномерной толщины швов, пустошовки и т. п. В связи с этим в сейсмических рай-

онах применение для кладки растворов на цементных вяжущих, изготовленных без пластификаторов, не допускается, а в 8- и 9-балльных районах без специальных добавок не рекомендуется.

Выполнение кирпичной и каменной кладки вручную при отрицательной температуре для несущих и самонесущих стен, в том числе усиленных армированием, при расчетной сейсмичности 9, 10 баллов запрещается.

При расчетной сейсмичности 8 и менее баллов допускается выполнение зимней кладки вручную с обязательным; включением в раствор добавок, обеспечивающих твердение раствора при отрицательных температурах.

Причины дефектов кладки может быть раствор. Он в значительной степени утрачивает свои вяжущие свойства, если долго находится в расходных ящиках и схватывается, а затем разбавляется водой и перемешивается. Замороженный и отогретый раствор также теряет часть этих свойств. Такие растворы не должны применяться.

При возведении кирпичной кладки следует тщательно контролировать соблюдение проектных размеров, отклонения от которых не должны превышать приведенных в табл. 10.

При возведении сооружений в сейсмических районах необходимо внимательно следить за правильностью выполнения антисейсмических мероприятий, составляя на эти работы соответствующие акты и паспорта.

Таблица 10

Допускаемые отклонения от проектных размеров, мм

Показатели	Материал стен		
	кирпич	пильный известняк	
		мелкий	средний и крупный
Толщина стены	+10	+15	+15
Отметки обрезов и этажей	15	15	15
Ширина простенков	-15	-20	-20
Ширина проемов	+15	+20	+20
Смещение осей смежных оконных проемов	20	20	20
Смещение осей конструкций	10	10	10
Поверхности и углы кладки по вертикали:			
на один этаж	10	10	10
на все этажи	30	30	30
Горизонтальность рядов кладки на 10 м длины стены	15	20	20
Неровности на вертикальной поверхности кладки, обнаруженные при наложении рейки длиной 2м:			
оштукатуриваемой	10	10	10
неоштукатуриваемой	5	5	5
Толщина горизонтальных швов	$\begin{cases} +3 \\ -2 \end{cases}$	$\begin{cases} +3 \\ -2 \end{cases}$	± 5
Толщина вертикальных швов	-2	-2	-

3 ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫЕ ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Оползнем называют смещение масс горных пород вниз по склону в виде скользящего движения в основном без потери контакта между движущимися и неподвижными породами. Движение оползня начинается вследствие нарушения равновесия склона и продолжается до достижения нового состояния равновесия [10]. Вызываются как естественными, так и искусственными (антропогенными) причинами.

Перемещения значительной массы породы, вызванные оползнями, могут приводить к катастрофическим последствиям и приобретать характер стихийного бедствия. Оползни могут разрушать отдельные объекты и подвергать опасности целые населенные пункты, губить сельскохозяйственные угодья, создавать опасность при эксплуатации карьеров, повреждать коммуникации, туннели, трубопроводы, телефонные и электрические сети, угрожать водохозяйственным сооружениям.

3.1 Характеристика и классификация оползней

Оползни могут сходить в любое время года. Однако оползневые смещения приурочены в основном к определенным сезонам, так как их активизация сопряжена прежде всего с интенсивностью питания подземными и поверхностными водами. Большинство оползней возникает в весенне-летний период, который характеризуется благоприятными условиями увлажнения склонов гор, а также с сентября по май – из-за обильного выпадения осадков и незначительного их испарения, что обуславливает водонасыщение горных пород, особенно покрытых суглинками.

Классифицируются оползни по масштабам явления, скорости движения и активности, механизму процесса, мощности и месту образования.

По масштабам оползни классифицируются на крупные, средние и мелкомасштабные.

Крупные вызываются, как правило, естественными причинами и образуются вдоль склонов на сотни метров. Их толщина достигает 10-20 и более метров. Оползневое тело часто сохраняет свою монолитность.

Средние и мелкомасштабные имеют меньшие размеры и характерны для антропогенных процессов.

Масштаб часто характеризуется вовлеченной в процесс площадью. В этом случае они подразделяются на грандиозные – 400 га и бо-

лее, очень крупные – 200-400 га, крупные – 100-200 га, средние – 50-100 га, мелкие – 5-50 га и очень мелкие – до 5 га.

По скорости движения весьма разнообразны, что видно из табл. 11:

Таблица 11

Скорость	Оценка движения
3 м/с	Исключительно быстрое
0,3 м/мин	Очень быстрое
1,5 м/сутки	Быстрое
1,5 м/месяц	Умеренное
1,5 м/год	Очень медленное
0,06 м/год	Исключительно медленное

По активности оползни разделяются на активные и неактивные. Главными факторами здесь являются породы склонов и наличие влаги. В зависимости от количества влаги они делятся на сухие, слабо влажные, влажные и очень влажные. Например, очень влажные содержат такое количество воды, которое создает условия для жидкого течения.

Оползни, образующиеся на естественных склонах и в откосах выемок подразделяются на несколько групп:

- структурные оползни – однородные связные глинистые породы и суглинки;

- контактные – связные глинистые породы, залегающие в виде пластов с хорошо выраженными плоскостями напластования;

- срезающие оползни – те же, что и при контактных оползнях, но в условиях более глубоких нарушений горных пород тектоникой и трещинами;

- структурно-пластические оползни – это неравномерная разгрузка горных пород, залегающих над пластическими глинами;

- суффозионно-структурные оползни – это связные глинистые породы, залегающие в чередовании с пластами и линзами водоносного песка;

- суффозионно-пластические – это те же, что и при образовании суффозионно-структурных оползней с учётом образования усадочных трещин на поверхности земли;

- суффозионно-просадочные – это те же, что и при образовании просадочных оползней, а также вынос подземными водами пылеватых и песчаных частиц из основания лёссовых пород.

По месту образования оползни подразделяются на горные, подводные, смежные и искусственных земляных сооружений.

В искусственных земляных сооружениях с крутыми откосами в выемках, образующихся в однородных глинистых грунтах на водораздельных участках возвышенности; в глубоких разрезах для открытой разработки месторождений полезных ископаемых; в насыпях, отсыпанных такими же породами при переувлажнении почвенно-растительного слоя и глинистых пород, залегающих у поверхности.

На естественных склонах возвышенностей и долин рек, а также в откосах выемок, состоящих из слоистых пород, у которых падение слоев направлено в сторону склона или по направлению к выемке. В зависимости от высоты расположения поверхности скольжения над подошвой склона (откоса, выемки) и его крутизны оползни могут переходить в обвалы с последующим их опрокидыванием у нижнего края поверхности скольжения.

На склонах возвышенностей и долин рек, сложенных слоистыми породами, залегающими горизонтально или с уклоном в сторону, противоположную склону. При оползнях в движение одновременно приходят целые группы пластов.

Образуются на склонах возвышенностей или в откосах выемок, сложенных плотными глинами или тяжелыми суглинками и моренными глинами, залегающими в чередовании с пластами и линзами водоносного песка. В отличие от структурных оползней, в таких оползнях смещение земляных масс происходит по слою разжиженного песка без ярко выраженной поверхности скольжения в основании склона. Оторвавшиеся массы земли движутся скачками, иногда с очень большой скоростью.

Оползни в земляных плотинах и автодорожных насыпях встречаются очень редко и принципиально ничем не отличаются от оползней железнодорожных насыпей. Наиболее часто такие оползни встречаются на Северном Кавказе. Часто именно они являются причиной ограничения скорости движения поездов и перерывов в железнодорожном движении.

Железнодорожные насыпи представляют искусственные земляные сооружения. Прочность и устойчивость их зависит от геологического строения и гидрогеологических условий основания; материала, из которого они отсылаются (состава и состояния грунтов); условий и способов отсыпки насыпи; от очертания их поперечного профиля.

Оползни железнодорожных насыпей могут быть на устойчивом или на неустойчивом основании.

Оползень насыпи на устойчивом основании образуется, как правило, при чрезмерной крутизне склона, а также при отсутствии подготовки на поверхности склона или основании насыпи и при обильном

увлажнении поверхности основания протекающими водами (при отсутствии водоотводов).

Оползни насыпей на неустойчивом основании обычно образуются в насыпях, отсыпанных на болотах или на заболоченных поймах рек. Оползневые деформации таких насыпей обычно выражаются в отрыве одной части насыпи от другой, оседании ее по очень крутой поверхности скольжения и выдавливании из-под нее мягких илистых грунтов основания. Выдавленный при этом грунт обычно распределяется у подошвы оползневого откоса насыпи в виде бугра или продольного вала.

Оползни, вызванные изменением природных условий, как правило, не начинаются внезапно. Первоначальным признаком начавшихся оползневых подвижек служит появление трещин на поверхности земли разрывов дорог и береговых укреплений, смещение деревьев, телеграфных столбов и др. С максимальной скоростью оползни движутся в начальный период, затем их скорость постепенно замедляется.

Оползни, вызванные хозяйственной деятельностью человека, в основном, связаны с перегрузкой оползневых склонов насыпями: различными инженерными сооружениями, утечкой воды из водопроводных коммуникаций, закрытием выходов подземных вод. Очень опасны для устойчивости берегов суточные колебания в нижних бьефах ГЭС и зимний расход воды из водохранилищ. В связи этим важное значение имеют всесторонняя оценка состояния склонов, прогноз последствий проектируемых земляных работ и качественное выполнение инженерно-геологических изысканий.

3.2 Прогнозирование и расчёт надёжности противооползневых сооружений

Противооползневые сооружения подвержены наибольшему риску разрушения у подножья крутых склонов местности с водонасыщенными грунтами. Риск может быть определен с высокой вероятностью отказа с ограниченными последствиями и с высоким уровнем ущерба различных типов сооружений.

Большую часть потенциальных оползней можно предотвратить, если своевременно принять меры в начальной стадии их развития. Среди различных мероприятий особенно важное значение имеют контроль и прогнозирование оползневых процессов. Они необходимы для расположения объектов в безопасных местах; своевременного предупреждения возникновения новых или предотвращения опасной величины и скорости смещения уже существующих оползней; выявления

необходимости борьбы с оползнями или возможности эксплуатации объектов без укрепления склона.

Для предотвращения возникновения оползней необходимо организовать контроль за состоянием склонов и соблюдением охранно-противо-оползневого режима, а также проводить комплекс противо-оползневых мероприятий с учетом гидрогеологических условий и характеристики оползневого участка. Необходимые для этого данные наносят на крупномасштабные карты. На них должны быть указаны: устойчивость склонов; возможность производства земляных работ; гидрогеологические условия района; возвышенности и косогоры; места расположения стоков, дренажных бассейнов, затопляемых участков и распределение подземных вод. На эти же карты наносят места прошлых оползней и районы возможного оползания. К карте прилагается пояснительная записка с подробным описанием оползневого района (участка).

Задачи прогнозирования и расчёта надёжности противооползневых сооружений решаются с применением теории вероятности.

Теоретический прогноз оползней достаточно сложный, как правило, производится специалистами оползневых станций (по данным многолетних наблюдений) и может быть только вероятностным. Принципиальная схема вероятностного прогноза возникновения оползня на естественном склоне в заданном районе и в заданный период времени T (по Е. П. Емельянову) состоит в следующем:

Определяют среднюю годовую величину коэффициента K_{cp}^n устойчивости данного склона в настоящее время (т.е. на начало периода T), под которым понимают отношение суммарного сопротивления сдвигу вдоль какой-либо потенциальной поверхности скольжения к сумме сдвигающих усилий вдоль этой поверхности

$$K_{cp}^n = \frac{\sum C_i \Delta l_i}{\sum \tau_i \Delta l_{i,i}}, \quad (91)$$

где C_i – сопротивление сдвигу на i -том участке, τ_i – касательная нагрузка, Δl_i – абсолютная деформация.

Рассчитывают среднюю скорость необратимых изменений коэффициента устойчивости склона (за год в настоящее время и ее прогноз на период T)

$$\Delta K_{cp} = f(T) \quad (92)$$

определяют зависимость амплитуды (A) обратимых колебаний коэффициента устойчивости склона от показателей F соответствующих факторов – $A = f(\sum F)$;

рассчитывают среднюю величину годовой амплитуды A_{cp} отрицательного отклонения коэффициента устойчивости склона и вероятной максимальной ее величины A_{max} за период T .

Далее определяют возможность оползня; конечная средняя годовая величина коэффициента устойчивости склона K_{cp}^H в конце прогнозируемого периода T составит

$$K_{cp}^k = K_{cp}^H - T \cdot \Delta K_{cp} \quad (93)$$

если $K_{cp}^k - A_{max} > 1$ – оползень маловероятен;

$K_{cp}^H - A_{max} < 1$ – оползень возможен;

$K_{cp}^k - A_{cp} < 1$ – вероятность оползня очень велика;

Рассчитывают вероятное время $t_{оп}$ смещения оползня (лет от начала прогнозируемого периода), т.е. наиболее вероятно смещение оползня в период от

$$(K_{cp}^H - A_{bфч} - 1) / \Delta K_{cp} \quad \text{до} \quad (K_{cp}^H - A_{bфч} - 1) / \Delta K_{cp} \quad (94)$$

Пример 1. Определить вероятное время возникновения оползня в горизонтальных склонах.

Исходные данные. Прогнозируемый период $T=50$ лет; значение среднего начального коэффициента устойчивости склона $K_{cp}^H = 1,27$. Сравнительно равномерный подмыв подошвы склона и сопутствующие процессы обуславливают среднее годовое уменьшение коэффициента его устойчивости $\Delta K_{cp} = 5 \cdot 10^{-3}$; среднее годовое отрицательное отклонение коэффициента устойчивости склона в результате колебаний его водонасыщения и пригрузки основания наносами $A_{cp} = \pm 3 \cdot 10^{-2}$.

Максимальное негативное отклонение коэффициента устойчивости склона за 50 лет (соответствующее наиболее неблагоприятному сочетанию факторов в течение года 2%-й обеспеченности) $A_{max} = -0,1$.

Р е ш е н и е. Наиболее вероятное смещение оползня следует ожидать в период от $(1,27-0,10-1,0)/0,005$ до $(1,27 - 0,03-1,0)/0,005$, т.е. через 34...48 лет.

Следовательно, возведение на этом склоне объекта со сроком амортизации 50 лет и более требует дополнительного проведения противооползневых мероприятий. Тем не менее, временные (рассчитанные на 10... 15 лет) объекты в настоящее время и в ближайшие годы возводить можно. На практике обычно заблаговременно выявляют условие, изменение которого способно вызывать оползни участка склона, и выполняют все противооползневые мероприятия, повышающие устойчивость пород. Для этого в пределах оползневых участков организуют постоянное наблюдение с целью выявления причин возникновения оползневых смещений, изучения их динамики и определения противооползневых мероприятий. Наблюдение ведут специальные посты со специалистами оползневых станций, в задачу которых входит контроль за колебанием уровней воды в колодцах дренажных сооружений, в буровых скважинах, реках, озерах и водохранилищах; за режимом подземных вод; скоростью и направлением оползневых смещений; выпадением и стоком атмосферных осадков. На наиболее ответственных участках такие посты оборудуют створы глубинных реперов и наблюдают за ними. В качестве реперов обычно используют буровые штанги длиной 2...2,5 м. В районах глубокого промерзания штанги-реперы устанавливают на глубину до 3 м и заливают раствором цемента. Особенно внимательно наблюдение за реперами ведут в осенне-весенний период, когда выпадает наибольшее количество осадков, являющихся одной из основных причин возникновения оползней.

На основании анализа результатов проведенных наблюдений выявляют оползневые районы и выполняются противооползневые работы на тех участках, где зафиксировано смещение пород.

Вертикальные перемещения всего сооружения или его части (блока) относительно грунта $Z_{отн}$ могут быть определены по формуле

$$Z_{отн} = \frac{10^7 P_1}{a_1 \gamma} \left\{ \frac{A_n}{A_\phi} \left[\frac{3H_c}{a_1} - \frac{G}{a_1 \gamma A_\phi} \left(1 - e^{-\frac{3\gamma A_\phi H_c}{G}} \right) \right] - \frac{2.7 H_c}{a_1} \right\} \quad (95)$$

где P_1 – динамическая нагрузка, кгс/см²;

a_1 – скорость распространения пластических деформаций в грунте, м/с ;

γ – объемный вес грунта, кгс/м³;

A_n – площадь перекрытия сооружения (блока), m^2 ;

A_ϕ – площадь подошвы фундамента сооружения (блока), m^2 ;

H_c – высота сооружения от верха перекрытия до подстилающего слоя, м;

G – суммарный вес сооружения (блока) и обсыпки над ним.

При определении перемещения части сооружения (блока) величину F_n следует принимать равной площади перекрытия, с которой собирается нагрузка, передаваемая на площадь фундамента рассматриваемой части сооружения (блока).

В ряде случаев величина $Z_{отн}$ может получиться отрицательной. Это свидетельствует о том, что вертикальное смещение частиц грунта больше, чем смещение сооружения или его блока.

Пример 2. Определим относительную осадку фундамента под колонну отдельно стоящего сооружения класса А-III с сеткой колонн 6×6 м. Исходные данные: $P_1 - 2 \text{ кгс/см}^2$, $a_1 = 200 \text{ м/с}$; $\gamma = 1600 \text{ кгс/м}^3$; $A_n = 36 \text{ м}^2$; $A_\phi = 4,7 \text{ м}^2$; $H_c = 4 \text{ м}$. Объем бетона, приходящийся на 1 м^2 перекрытия, $V_6 = 0,65 \text{ м}^3$. Высота грунта над перекрытием $0,8 \text{ м}$. Вес фундамента под колонну $G_\phi = 12 \text{ 000 кгс}$.

Вес блока сооружения в данном случае будет включать в себя вес перекрытия площадью 36 м^2 ; грунта над перекрытием, колонны и фундамента. Вес перекрытия совместно с весом колонны найдем по формуле

$$G_6 = \gamma_6 V_6 A_n,$$

где γ_6 – объемный вес бетона;

$$G_6 = 2200 \cdot 0,65 \cdot 36 = 52 \text{ 000 кгс}.$$

Вес грунта над перекрытием:

$$G_{гр} = \gamma h_r A_n = 1600 \cdot 0,8 \cdot 36 = 46 \text{ 000 кгс}.$$

Суммарный вес блока:

$$G = G_6 + G_{гр} + G_\phi = 52 \text{ 000} + 46 \text{ 000} + 12 \text{ 000} = 110 \text{ 000 кгс}.$$

Подставим все исходные данные в формулу для определения относительной осадки:

$$Z_{отн} = \frac{10^7 \cdot 2}{200 \cdot 1600} \frac{36}{4 \cdot 7} \left\{ \frac{3 \cdot 4}{200} - \frac{11 \cdot 10^4}{200 \cdot 1600 \cdot 4,7} \left(1 - e^{-\frac{3 \cdot 1600 \cdot 4,7 \cdot 4}{11 \cdot 10^4}} \right) \right\} - \frac{2,7 \cdot 4}{200} \Bigg\} = 62,5 \left\{ 6,5 [0,06 - 0,073 (1 - e^{-0,82})] - 0,054 \right\} = 5,7$$

Пример 3. В процессе оползневого смещения грунта оценить степень разрушения кирпичных сооружений на расстоянии 50 км (R) от эпицентра землетрясения в 6 баллов (J_0), глубина гипоцентра ($h = 30 \text{ км}$). Сооружения и здания построены на просадочных грунтах.

1. Определяем интенсивность землетрясения на расстоянии $R = 50 \text{ км}$

$$J_6 = 1,5M - 3,5\lambda g\sqrt{R^2 + h^2} + 3 = 1,5 \cdot 5,5 - 3,5\lambda g\sqrt{50^2 + 30^2} + 3 \cong 5,2 \quad \text{баллов}$$

2. Определяем реальную интенсивность (J_p) в районе расположения сооружения (табл. 11)

$$J_p = J_6 - (\Delta J_6 - \Delta J) = 5,2 - (1,6 - 2,6) = 6,0 \quad \text{баллов}$$

Здесь ΔJ – приращение балльности для грунта, на котором построено сооружение по сравнению с гранитом (табл. 12);

ΔJ_6 – приращение балльности для грунта в окружающей территории сооружения.

Таблица 12

№ пп	Тип грунта	Величины ΔJ , ΔJ_6
1	Гранит	0
2	Известняк	0,53
3	Щебень, гравий, галька	1,36
4	Полускальные грунты	0,92
5	Песчаные	1,6
6	Глинистые	1,62
7	Насыпные рыхлые	2,6

3. Определяем время наступления 1-ой фазы землетрясения

$$t_I = \frac{\sqrt{R^2 + h^2}}{x_{ср.прод.}} = \frac{\sqrt{50^2 + 30^2}}{6,1} = 10 \text{ сек.}$$

Здесь $x_{ср.прод.}$ – средняя скорость распространения продольных волн, км/с. К примеру: для гранита $x_{ср.прод.} = 6,9$ км/с,

для осадочных пород $x_{ср.прод.} = 6,1$ км/с.

4. Определяем время поступления главной фазы землетрясения:

$$t_{II} = \frac{h}{x_{ср.прод.}} + \frac{R}{x_{ср.пов.}} = \frac{30}{6,1} + \frac{50}{1,2} = 45 \text{ сек.}$$

Здесь $x_{ср.пов.}$ – средняя скорость распространения поверхностных волн. Для гранита $x_{ср.пов.} = 5,6$ км/с; известняки – $x_{ср.пов.} = 4,0$ км/с; щебень, гравий, галька – 1,5 км/с; песчаный грунт – 1,2 км/с; глинистый грунт – 1 км/с; насыпной грунт – 0,35 км/с.

5. Определяем интервал времени от наступления первой фазы землетрясения до поступления главной фазы:

$$\Delta t = t_{II} - t_I = 40 - 10 = 35 \text{ сек.}$$

6. Таким образом, землетрясение на расстоянии $R = 50$ км – сильное при осадочных породах. Магнитуда $M = 5,5$ балла. Интенсивность $J = 6$ баллов. Сооружения или здания получают слабые повреждения. Например, трещины в кирпичных стенах, разрушение остекления, будут ощущаться толчки через 10 сек.

3.3 Противооползневые мероприятия при обеспечении устойчивости сооружений

Борьба с оползнями основана на обеспечении устойчивости склона. Общими противооползневыми мероприятиями для оползней всех видов являются:

- отвод поверхностных вод, притекающих к оползневому участку со стороны (устройство нагорных канав);

- отвод атмосферных вод с поверхности оползневого участка;

- разгрузка оползневых склонов (откосов), террасирование склонов;

- посадка древесной и кустарниковой растительности в комплексе с посевом многолетних дернообразующих трав на поверхности оползневых склонов;

- спрямление русел рек и периодически действующих водотоков, подмывающих основание оползневых склонов;

- берегоукрепление (буны, донные волноломы, струенаправляющие устройства, защитные лесонасаждения и др.) в основании подмываемых оползневых склонов;

- отсыпка (намыв) земляных (песчаных, гравийных, каменных) контрбанкетов у основания оползневых склонов.

Противооползневые меры механического удержания земляных масс в равновесии включают: перераспределение земляных масс на оползневых склонах (планировку склона и его террасирование); устройство подпорных стенок; возведение контрбанкетов, контрфорсов, свайных рядов и др.

Подпорные стенки целесообразно устраивать при сравнительно небольших оползнях на склонах при нарушении их устойчивости (подрезки, подмывки, пригрузки и др.). Подпорные стенки, как правило, устраиваются из сборного железобетона или хорошо обожженного кирпича и камня. Для повышения устойчивости подпорных стенок обычно устраивают застенный дренаж. При расчете подпорных стенок необходимо определить оползневое давление на стенку, также временную нагрузку на откос и непосредственно на стенку.

Контрбанкеты являются довольно эффективным противооползневым мероприятием. Они устраиваются у подошвы действующих или потенциальных оползней и своей массой препятствуют смещению оползневого грунта. Протяженность контрбанкета определяется размерами оползня, ширина и высота – в зависимости от устойчивости оползневой массы. Контрбанкеты, как правило, устраиваются из грунта, а в отдельных случаях из бутового камня, укладываемого в основании оползня в виде призмы. При возведении контрбанкетов из недренирующих и слабодренирующих грунтов необходимо предусмотреть каптаж грунтовых вод в зоне устройства контрбанкетов. На поверхности контрбанкетов должны быть предусмотрены мероприятия по отводу поверхностных вод и борьбе с эрозией почв, травосеяние и др.

Контрфорсы – подпорные сооружения, удерживающие грунт склонов и откосов от смещения, и врезающиеся подошвой в устойчивые слои грунта. Обычно они возводятся из каменной кладки на цементном растворе, бетона или бутобетона. По своей конструкции они могут быть дренажными или без дренирующих элементов. В основании дренажа контрфорсов рекомендуется укладывать водоотводные трубы (асбестовые, керамические, бетонные) диаметром 150...200 мм.

Свайные ряды (сваи-шпонки) – применяются, как правило, в период временной стабилизации оползней, имеющих небольшую (до 4 м) мощность смещаемого тела. Сваи (железобетонные, бетонные, металлические) забивают в шахматном порядке в 2...3 ряда на глубину 2 м в несмещаемую породу. Чтобы не нарушить устойчивость склона при забивке, целесообразно устанавливать сваи в предварительно пробуренные скважины. Можно использовать также непригодные рельсы и стальные трубы диаметром 300...400 мм с последующей заливкой их бетоном. Размещать свайные ряды необходимо в нейтральной или пассивной (контрфорсной) части оползня.

Одним из важных противооползневых приемов является отвод поверхностных вод. Для отвода воды устраивается система нагорных водоотводных канав, лотков и ограждающих валов. Если рельеф оползневых склонов сильно пересечен, то целесообразно на водоотводных канавах устраивать перепады, быстротоки, шахтные или коньковые водосбросы, обеспечивающие их нормальную работу.

Достаточно эффективным видом борьбы с оползнями является и дренирование склонов. По конструкции дренажи бывают четырех типов: горизонтальные (трубчатые) дренажи-преградители; дренажные галереи; вертикальные и комбинированные дренажи.

Горизонтальные дренажи обычно применяются при неглубоком (до 4...8 м) залегании водоупора, т.к. они укладываются в открытые

траншеи. Для устройства дренажа могут применяться керамические, бетонные или асбестоцементные трубы. Диаметр и тип труб определяются гидравлическим расчетом и зависят от агрессивности подземных вод. Для проверки работы дренажа по его трассе устраивают смотровые, поворотные и перепадные колодцы. Такие типы дренажей рекомендуется устраивать на остановившихся оползнях или в местах, где им не угрожают оползневые смещения. Для удаления воды, содержащейся в трещинах и пустотах движущегося оползневого тела, целесообразно применять простейшие конструкции фашинного дренажа, т. к. этот тип дренажа достаточно гибкий и способен выдерживать значительные деформации, создаваемые небольшими подвижками.

Дренажные прорезы применяются в тех же случаях, что и фашинный дренаж, т.е., в основном, на движущихся оползнях. При массовом (площадном) выклинивании подземных вод на стабилизировавшихся оползневых склонах или устойчивых оползневых террасах целесообразно применять пластовые дренажи.

Дренажные галереи обычно применяют в местах глубокого залегания водоносного горизонта, питающего оползневый склон водой. Они эффективны при значительной водообильности и хорошей водоотдаче грунтов. Их рекомендуется применять только в общем комплексе противооползневых мероприятий, т. к. их устройство очень трудоемко и дорого.

Вертикальные дренажи (буровые скважины или шахтные колодцы) применяют при дренировании одного или нескольких водоносных горизонтов при большой глубине их залегания. Отвод воды из вертикальных дренажей производится в специальные водосборные галереи.

Комбинированные дренажи представляют сочетание горизонтальных и вертикальных дренажей, объединенных в одну систему. Они широко применяются на оползневых склонах с несколькими глубоко залегающими водоносными горизонтами, разделенными водупорными пластами.

Для борьбы с оползнями можно использовать и простейшие инженерные сооружения: нагорные канавы и дренажи.

Нагорные канавы предназначены для отвода воды с поверхности оползневого участка. Их устраивают глубиной 0,6... 1,5 м выше верхней границы оползневого участка. Канавы по возможности рекомендуется отрывать прямыми без резких изломов и поворотов, т.к. в таких местах обычно изменяется скорость течения воды и происходит отложение наносов. В результате сечение канав уменьшается, и они не могут пропускать расчетное количество воды. На оползнях глу-

биной до 2 м канавы можно отрывать поперек оползня. В этом случае ширина канавы должна быть в 3...5 раз больше ее глубины.

Для дренирования оползневых склонов можно использовать систему поперечных дренажей в сочетании с дренажами-прорезями, устраиваемыми вниз по склону.

Поперечные дренажи со сплошным заполнением представляют траншею глубиной 2...3 м, заполняемую (полностью или частично) щебенкой или хворостом. Уклон дна траншеи должен быть не менее 0,005.

В щебенчатых дренажах (рис. 22, 23) траншею в средней части заполняют щебнем или камнем, а в боковых частях – глинобетоном или хорошо промытым крупнозернистым песком.

Достаточно эффективным средством закрепления крутизны оползневых склонов является посадка древесной и кустарниковой растительности в комплексе с посевом многолетних дернообразующих трав. Корневая система деревьев и кустарников надежно связывает верхние слои почвы с нижележащими, предупреждая возможное сползание почвогрунтов вниз по склону. Закрепление склонов с помощью лесонасаждений особенно эффективно при борьбе с опывинами и неглубокими оползнями-потоками. Высаживать их рекомендуется поперек склона рядами на расстоянии до 1,5 м один от другого.

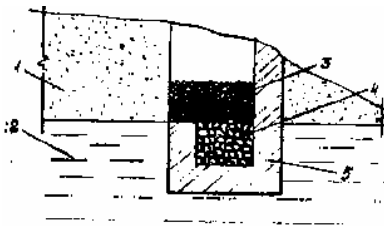


Рис. 22. Устройство щебенчатого дренажа:
1 – песок; 2 – глина; 3 – гравий;
4 – камень; 5 – глинобетон

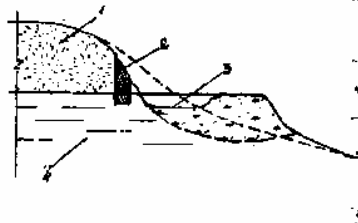


Рис. 23. Размещение дренажной траншеи на оползневом склоне:
1 – песок; 2 – дренажная траншея;
3 – застой воды; 4 – плотная глина

Кроме того, для закрепления оползневых склонов и защиты их от эрозии можно использовать дернообразующие однолетние и многолетние травы, корневая система которых хорошо защищает почву от размыва.

Для закрепления берегов рек, водохранилищ и морских обрывов, подвергающихся оползновым процессам, целесообразно применять откосные покрытия из железобетонных плит на сплошных гравийно-песчаных обратных фильтрах.

4 СЕЛЕЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Сель – это бурный грязевый или грязекаменный поток, состоящий из смеси воды и обломков горных пород, внезапно возникающий в бассейнах небольших горных рек. Характеризуется резким подъемом уровня воды, волновым движением, кратковременностью действия (в среднем от одного до трех часов), значительным эрозионно-аккумулятивным разрушительным эффектом.

По активности и мощности проявления сель в Казахстане занимает одно из первых мест среди стран СНГ – около 25% горной и предгорной территории республики подвергается разрушительному воздействию селевых потоков и снежных лавин [10,11].

В Республике Казахстан имеется более 2700 ледников, около 600 опасных высокогорных озер, 6000 очагов селеобразования. В горах Заилийского и Джунгарского Алатау, Алтая, Каратау и Тарбагатай располагается 300 селевых бассейнов.

Причинами зарождения селей служат ливни, интенсивное таяние снега, прорыв водоемов, реже землетрясения, извержения вулканов.

При сильном увлажнении склоновых отложений дождевыми и тальными водами для начала движения селевого потока достаточно землетрясения порядка 4-5 баллов.

Причиной возникновения селевых потоков могут быть и непосредственно сейсмические явления. Так, например, пострадал от селя в 1910 г. город Верный (Алматы): сель обрушилась в результате прорыва горного озера во время землетрясения. Подобное неоднократно наблюдалось в горах Заилийского Алатау. Сильное землетрясение, происшедшее в Перу в конце мая 1970 г., явилось причиной возникновения нескольких гляциальных селей, в результате чего было полностью уничтожен поселок Ренарика.

Прорыв горных озер и образование селевых потоков могут произойти и без сейсмогенных факторов. В Заилийском Алатау насчитывается более 100 больших и малых высокогорных озер. Прорыв одного такого озера может привести к образованию мощных селевых потоков. В безоблачный жаркий день 15 июля 1973 г. прорыв моренного озера Туюксу в верховьях Малой Алматинки вызвал грязекаменный поток огромной разрушительной силы. Это был 15-метровой вал, двигавшийся со скоростью более 10 м/с. Максимальный расход воды достигал 5200 м³/с. Поток легко нес пятиметровые валуны весом до 300 т и превратил долину реки в глубокой каньон, но город Алматы был надежно защищен 110-метровой плотиной с селехранилищем емкостью 6,2 млн. м³. Это уникальное сооружение выдержало мощный натиск

селя. Общий объем задержанной селевой массы составил 5,5 млн. м³, из них 4 млн. м³ наносов и 1,5 млн. м³ воды. В августе 1977 г. прорвало моренное озеро в верховьях Кумбельсу. Селевой поток, пройдя по Большой Алматинке, заполнил живописную горную долину грязью, валунами и нанес народному хозяйству огромный ущерб.

Селевые потоки в свою очередь принимают активное участие в образовании и усилении таких стихийных явлений, как водная эрозия, оползни, наводнения.

Озеро Иссык возникло несколько тысячелетий назад вследствие грандиозного оползня скальных пород правобережного склона р. Иссык. Образовавшийся завал высотой около 300 м задержал за годы своего существования около 80 млн. м³ селевых и озерных отложений. Объем озера составлял 17-18 млн. м³, площадь зеркала – 90 га, глубина – до 50 м. Сель, образовавшаяся 7 июля 1963 г. в Заилийском Алатау в результате таяния горных снегов и выпадения ливневого дождя, вынес в озеро около 1,5 млн. м³ селевой массы и поднял его уровень на 1,5 м. Вода перелилась через гребень завальной плотины, быстро размывла низовой откос и прорвала плотину. Весь объем озера был сброшен в русла горных рек. Наводнение опустошило нижерасположенную горную долину, разрушило ряд предприятий и 175 жилых домов в г. Иссык. При прорыве озера была уничтожена естественная преграда, созданная из наносов жерсайских селей; возникла возможность вовлечения в селевой поток материала завала, ранее накопленных селевых отложений.

4.1 Характеристика и классификация селей

В результате отложения грязекаменных наносов селевых потоков меняется сложившееся равновесие горных и предгорных склонов, и нередко наблюдается при этом оползневые подвижки.

Все сели по механизму зарождения подразделяются на три типа: эрозионный, прорывной и обвально-оползневый.

При эрозионном вначале идет насыщение водного потока обломочным материалом за счет смыва и размыва прилегающего грунта и затем уже формируется селевая волна.

Прорывной характеризуется интенсивным процессом накопления воды, одновременно размываются горные породы, наступает предел и происходит прорыв водоема (озера, внутриледниковой емкости, водохранилища). Селевая масса устремляется вниз по склону или руслу реки.

При обвально-оползневом происходит срыв массы водонасыщенных горных пород (включая снег и лед). Насыщенность потока в этом случае близка к максимальной.

Каждому горному району свойственны свои причины возникновения селей. Например, на Кавказе они происходят главным образом в результате дождей и ливней (85%).

Сели обладают значительными скоростями, большой разрушительной силой и создают характерные для них грязецебнистые, грязевые и водокаменные отложения. Имеющиеся материалы по селям свидетельствуют о том, что основные причины образования селевых потоков в разных районах примерно одинаковые и отличаются друг от друга соотношением отдельных факторов, составляющих комплекс причин.

В последние годы к естественным причинам формирования селей добавились техногенные факторы: нарушение правил и норм работы горнодобывающих предприятий, взрывы при прокладке дорог и строительстве других сооружений, порубки леса, неправильное ведение сельхозработ и нарушение почвенно-растительного покрова.

На основе главных факторов возникновения сели классифицируются следующим образом:

- зонального проявления. Главным фактором формирования являются климатические условия. Носят они зональный характер. Сход происходит систематически. Пути движения относительно постоянны;
- регионального проявления. Главный фактор формирования – геологические процессы. Сход происходит эпизодически, а пути движения непостоянны;
- антропогенные. Это результат хозяйственной деятельности человека. Происходят там, где наибольшая нагрузка на горный ландшафт. Образуются новые селевые бассейны. Сход – эпизодический.

Таблица 13

Классификация на основе первопричин возникновения селей

Типы	Первопричины	Распространение и зарождение
1. Дождевой	Ливни, затяжные дожди	Самый массовый на Земле тип селей. Образуется в результате размыва склонов и появления оползней
2. Снеговой	Интенсивное снеготаяние	Происходит в горах Субарктики. Связано со срывом и переувлажнением снежных масс
3. Ледниковый	Интенсивное таяние снега и льда	В высокогорных районах. Зарождение связано с прорывом талых ледниковых вод

Продолжение таблицы 13

Типы	Первопричины	Распространение и зарождение
4. Вулканогенный	Извержение вулканов	В районах действующих вулканов. Самые крупные. Вследствие бурного снеготаяния и прорыва кратерных озер
5. Сейсмогенный	Сильные землетрясения	В районах высокой сейсмичности. Срыв грунтовых масс со склонов
6. Лимногенный	Образование озерных плотин	В высокогорных районах. Разрушение плотин
7. Антропогенный, прямого воздействия	Скопление техногенных пород. Некачественные земляные плотины	На участках складирования отвалов. Размыв и сползание техногенных пород. Разрушение плотин.
8. Антропогенный, косвенного воздействия	Нарушение почвенно растительного покрова	На участках сведения лесов, лугов. Размыв склонов и русел

Сели классифицируются по перенесенной твердой массе:

1. Мощные с выносом более 100 тыс. м³ материалов. Бывают один раз в 5–10 лет.
2. Средней мощности, с выносом от 10 до 100 тыс. м³ материалов. Бывают один раз в 2–3 года.
3. Слабой мощности, с выносом менее 10 тыс. м³ материалов. Бывают ежегодно, иногда несколько раз в году.

Весьма мощные селевые потоки повторяются относительно редко – один раз в 30–50 лет и они выносят до 2–4 млн. м³ обломанного материала. однако следует заметить, что катастрофические сели огромной мощности – явление относительно редкое на фоне общей селевой деятельности.

Селевые потоки в бассейне реки повторяются ежегодно, а иногда и по несколько раз в год, а в одном и том же русле ручья (реки), как было указано выше, значительно реже. Селевые потоки наступают внезапно, нарастают быстро, порой почти мгновенно, кратковременны – продолжительность их обычно 1–3 часа, иногда 6–8 и редко более 10 часов. Крутой передний фронт селевой волны высотой от 5 до 15 м образует «голову» селя и движется сплошной стеной из грязи, камня и воды. Максимальная высота вала водогрязевого потока достигает 20–25 м, скорость движения составляет 10–15 км/ч, плотность – до 2 т/м³. При прохождении селя в бассейне Самура обнаружены валуны объемом свыше 1 м³, массой 2–3 т и более, а отдельные глыбы у выхода из долины достигали 5–6 м³, что составляет порядка 15–18 т. Селевой поток, прошедший 13 августа 1953 г. по долине р. Чхери (Кавказ), переместил каменную глыбу объемом 71 м³ и массой около 190 т. В пер-

вом приближении зона завала грязекаменной массой составляет порядка четверти площади конуса выноса, остальная часть конуса выноса заливается мутным водным потоком, как правило, исключается из сельскохозяйственного оборота.

Энергия давления селевого потока на препятствие составляет от 5 до 12 т на 1 м³.

Таблица 14

Классификация по объему единовременных выносов

Название селя	Объем селя, в м ³
Очень мелкий	Менее 1,0 тыс.
Мелкий	1,0–10 тыс.
Средний	10–100 тыс.
Крупный	0,1–1 млн.
Очень крупный	1–10 млн.
Гигантский	Более 100 млн.

Классификация селевых бассейнов по повторяемости селей характеризует интенсивность развития или его селеактивность (табл. 14). По частоте схода можно выделить три группы селевых бассейнов:

- высокой селевой активности (с повторяемостью один раз в 3–5 лет и чаще);

- средней селевой активности (с повторяемостью один раз в 6–15 лет);

- низкой селевой активности (с повторяемостью один раз в 16 лет и реже).

Классифицируются сели также и по их воздействию на сооружения:

Селеопасные бассейны классифицируются по четырём категориям, которым соответствуют типы селевых потоков с различными уровнями воздействия на сооружения и объёмам селевого выноса.

Категория селеопасности определяет типы селевых потоков, прохождение которых наиболее характерно для данного района. Так, для IV категории характерны маломощные потоки, для III – маломощные и среднемощные, для II – среднемощные и мощные, для I – все типы потоков, в том числе мощные и катастрофические.

Укрупненные показатели воздействия селевых потоков различного типа на сооружения в зависимости от суммарного объема селевого выноса даны в табл. 15.

Иногда применяется классификация бассейнов по высоте истоков селевых потоков:

- высокогорные. Истоки лежат выше 2500 м, объем выносов с 1 км² составляет 15–25 тыс. м³ за один сель;

- среднегорные. Истоки лежат в пределах 1000–2500 м, объем выноса с 1 км² составляет 5–15 тыс. м³ за один сель;
- низкогорные. Истоки лежат ниже 1000 м, объем выносов с 1 км² менее 5 тыс. м³ за один сель.

Таблица 15

Воздействие селевых потоков на сооружения

Тип селевого потока	Суммарный объем селевого выноса, м ³	Характеристика воздействия
Маломощный	до 10 ⁴	Небольшие размывы, частичные забивки отверстий водопропускных сооружений.
Среднемощный	2·10 ⁴ ...10 ⁵	Сильные размывы, полная забивка отверстий, повреждение и снос бесфундаментных строений.
Мощный	10 ⁵ ...9·10 ⁵	Большая разрушительная сила, снос мостовых ферм, разрушение опор мостов, каменных строений, дорог.
Катастрофический	более 10 ⁶	Разрушение целых строений, участков дорог вместе с полотном и сооружениями, погребение сооружений под наносами.

4.2 Прогнозирование и расчет устойчивости селезащитных сооружений

Оценка требуемого уровня безопасности по снижению риска при воздействии селевого потока на здания или сооружения и выявление на этой основе приоритетов проведения противоселевых мероприятий приобретает в настоящее время наиболее важное значение из всей совокупности проблем повышения надежности при чрезвычайных ситуациях. При этом статистические воздействия (внешних и внутренних давлений) позволяют установить уровень риска и уязвимость конструкций сооружений при определенных скоростях селя.

Применение основных понятий риска (надежности, вероятности, прогнозирования и т.д.) открывает большие возможности по установлению расчетной надежности, направленной на снижение опасности селезащитных сооружений.

При оценке последствий воздействия селевого потока на конкретные типы зданий и сооружений в качестве основного критерия используется величина эквивалентного давления P на стены. При скоростях продвижения селя, обычно не превышающих 20 м/с, воздействие на сооружение носит квазистатический характер, и суммарное

давление P определяется гидростатическим давлением, скоростным напором потока и геометрией объекта.

При давлении селевого потока на плоскость объекта, перпендикулярную направлению движения потока, давление P в точке на глубине Y определяется по формуле

$$P = P_c + P_g. \quad (96)$$

Здесь P_c – статическое давление, ρ – плотность потока, g – ускорение свободного падения, P_g – давление скоростного напора селя

$$P_g = \frac{1}{2} C \rho V^2,$$

где C – коэффициент взаимодействия; V – скорость продвижения селя, м/с.

Для случая действия селевого потока по нормали к стене $C = 1$.

Давление на плоское препятствие, расположенное под углом α к направлению движения потока, определяется по той же формуле при $C = \sin^2 \alpha$.

Суммарная смещающая сила, действующая на объект, определяется по формуле

$$N = A(P_{cp} + P_g), \quad P_{cp} = \frac{1}{2} \rho g H, \quad (97)$$

где A – площадь проекции обтекаемой части объекта на плоскость, перпендикулярную направлению движения селя, H – глубина потока.

При высоте селя, равной 5 и 10 м, и плотности $\rho = 2 \cdot 10^3$ кг/м³ статическое давление на полной глубине равно соответственно 0,1 и 0,2 МПа (1 и 2 кгс/см²).

При скоростях потока 2,5; 7,5; 15,0 м/с динамическое давление (без учета ударов крупных включений) составляет $6,25 \cdot 10^{-3}$; 0,056 и 0,225 МПа (0,0625; 0,56 и 2,25 кгс/см²), независимо от глубины.

При косом ударе селя о сооружение появляется касательная составляющая от силы трения:

$$N_c = K_T P_g, \quad (98)$$

где K_T – коэффициент трения, зависящий от вязкости потока.

Для селей в переходном состоянии при вязкости $\mu \approx 2,5 \dots 4,0$ коэффициент $K_T \approx 0,1$. Для вязких селей при $\mu \approx 20$ коэффициент $K_T \approx 0,3$. Наиболее расчетным является случай действия селя по нормали к стене.

Если высота селя превышает высоту сооружения или здания (или когда ширина объекта достаточно велика, чтобы способствовать поднятию уровня потока до того, как установится режим обтекания) нагрузка на крышу сооружения или здания определяется как статическое давление.

Гидростатическое давление селя на препятствие не зависит от его формы и ориентации и определяется только плотностью и глубиной (табл. 16).

Значения динамических давлений в зависимости от плотности, скорости селя и углов встречи с плоской преградой приведены в табл. 17...19

Расчетные давления селевого потока на плоскую преграду в зависимости от скорости и глубины определяются суммированием гидростатических и динамических давлений. Как видно из таблиц, угол β сильно влияет на динамические давления. Так, например, при скорости 5 м/с потока плотностью 1500 кг/м³ при $\beta = 90, 45$ и 30° динамические давления составляют соответственно 0,0187; 0,00938 и 0,00469 МПа, т.е. при 45° давление упало вдвое, а при 30° – более, чем в четыре раза.

Таблица 16

Гидростатическое давление селя, 10^5 Па, различной плотности ρ на глубинах H , м

ρ , кг/м ³	0,5	1,0	1,5	2,5	4,0	10,0
1200	0,0589	0,118	0,177	0,294	0,471	1,180
1500	0,0736	0,147	0,221	0,368	0,589	1,470
2000	0,0981	0,196	0,294	0,490	0,785	1,962

Таблица 17

Динамическое давление, 10^5 Па, селя плотностью $\rho = 1200$ кг/м³ на плоскую преграду в зависимости от скорости продвижения V при углах встречи

V , м/с	30°	45°	60°	90°
1,5	0,00338	0,00675	0,0101	0,0135
2,5	0,00938	0,0188	0,0281	0,0375
3,5	0,0184	0,0368	0,0551	0,0735
5,0	0,0375	0,075	0,112	0,150
6,5	0,0634	0,127	0,190	0,253
7,5	0,0844	0,169	0,253	0,337
9,0	0,122	0,243	0,364	0,486
10	0,150	0,300	0,450	0,600
15	0,338	0,675	1,010	1,350

Для суммарных давлений влияние угла встречи значительно меньше, поскольку для глубин более метра вклад статических давлений может превышать динамическую составляющую.

При движении селя скорости частиц (массовая скорость) у дна в зоне пограничного слоя меньше, чем в средней и верхней части пото-

ка. Однако, размер погранслоя невелик, что позволяет считать поток с равномерной по высоте скоростью. Статические давления распределены по глубине линейно. Поэтому для оценки последствий селя на объект следует учитывать эквивалентное давление, равное сумме динамического давления под углом встречи, среднего статического давления на половинной глубине.

Таблица 18

Динамическое давление, 10^5 Па, селя плотностью $\rho = 1500$ кг/м³ на плоскую преграду в зависимости от скорости продвижения V при углах встречи

$V, \text{ м/с}$	30°	45°	60°	90°
1,5	0,00422	0,00843	0,0127	0,0169
2,5	0,0117	0,0234	0,0351	0,0469
3,5	0,0230	0,0459	0,0689	0,0919
5,0	0,0469	0,0938	0,141	0,187
6,5	0,0792	0,158	0,238	0,317
7,5	0,105	0,211	0,316	0,422
9,0	0,152	0,304	0,456	0,607
10	0,188	0,375	0,562	0,750
15	0,422	0,844	1,265	1,687

Таблица 19

Динамическое давление, 10^5 Па, селя плотностью $\rho = 2000$ кг/м³ на плоскую преграду в зависимости от скорости продвижения V при углах встречи

$V, \text{ м/с}$	30°	45°	60°	90°
1,5	0,00563	0,0113	0,0169	0,0225
2,5	0,0156	0,0313	0,0469	0,0625
3,5	0,0306	0,0612	0,0918	0,122
5,0	0,0625	0,125	0,187	0,250
6,5	0,106	0,211	0,317	0,422
7,5	0,141	0,281	0,422	0,562
9,0	0,203	0,405	0,607	0,810
10	0,250	0,500	0,750	1,000
15	0,563	1,13	1,69	2,25

Пример. В табл. 20 приведены подсчитанные таким образом силовые параметры селевых потоков для $c = 1200 \text{ кг/м}^3$ и $\bar{\alpha} = 30^\circ$ (коэффициент взаимодействия $C = 0,25$).

Таблица 20

Суммарное давление, 10^5 Па , селея ($c = 1200 \text{ кг/м}^3$) на плоскую преграду под углом 30° при различных скоростях V , м/с, и глубинах H , м

V , м/с	0,5	1,0	1,5	2,5	4,0	10,0
1,5	0,033 0,039	0,062 0,068	0,092	0,151	0,239	0,592
2,5	0,048 0,067	0,077 0,096	0,098	0,157	0,245	0,598
3,5	0,093 0,114	0,122 0,143	0,107	0,166	0,254	0,607
5,0	0,151 0,179	0,180 0,209	0,126	0,185	0,273	0,626
6,5	0,264 0,367	0,293 0,396	0,152	0,211	0,299	0,652
7,5			0,173	0,232	0,320	0,673
9,0			0,210	0,269	0,357	0,710
10,0			0,238	0,297	0,385	0,739
12,5			0,323	0,382	0,470	0,823
15,0			0,426	0,485	0,573	0,926

По приведенной методике следует пользоваться при оценке ущерба от действия селея на конкретные объекты. При этом для учета снижения расчетных давлений за счет применения противоселевых сооружений следует применять коэффициент $K_{сн}$, приведенный в табл.21.

Таблица 21

Коэффициент $K_{сн}$ снижения эквивалентного давления селезащитными сооружениями

Селезащитное сооружение	$K_{сн}$
Запруды глухие из железобетона	три дамбы
	две дамбы
	одна дамба
Запруды глухие из камня	три дамбы
	две дамбы
	одна дамба
Запруды решетчатые металлические	три стенки
	две стенки
	одна стенка
Селезадерживающая плотина	0,1
Наносоуловитель	0,6
Селеотводящие сооружения	0,05
Селепуски, селепропускные сооружения	0

Продолжение табл. 21

Селезащитное сооружение		$K_{сн}$
Селенаправляющие (для защиты объектов вдоль русел)	железобетонные	0,15
	каменные	0,25
	из бревен	0,35
Тормозящие надолбы	четыре ряда	0,30
	три ряда	0,65
	два ряда	0,70
Каменные холмы	два ряда	0,70
	один ряд	0,85
Грунтовые холмы	два ряда	0,80
	один ряд	0,90
Простейшие сооружения (в балках)	валы-канавы	0,80
	террасы	0,70

Воздействие селе на сооружения носит квазистатический характер. Поэтому нагрузки на объекты определяются непосредственно по давлениям, рассчитанным по приведенным в данном разделе формулам. Отсюда следует, что устойчивость зданий и сооружений под действием селевого потока при давлениях, рассчитанных указанным способом, более высокая, чем, например, при воздействии таких же давлений от снежных лавин или воздушных ударных волн. Это объясняется тем, что эквивалентные давления от лавин и ударных волн определяются с учетом коэффициента динамичности $K_{\partial} > 1$, поскольку при скоростях схода лавин и массовых скоростях воздушных ударных волн реализуется фаза дифракционного обтекания, вызывающая динамический эффект. Для практических расчетов можно считать, что коэффициент динамичности селе $K_{\partial} = 1$.

В таблице 22 указаны возможные результаты воздействия селевых потоков, приведенные к суммарным давлениям селе, на следующие типы зданий и сооружений:

1. Здания и сооружения со стальными и железобетонными каркасами.
2. Здания и сооружения с легким металлическим каркасом или бескаркасной конструкции.
3. Здания и сооружения из сборного железобетона.
4. Кирпичные здания и сооружения, бескаркасные, с покрытием из железобетонных элементов, малоэтажные.
5. То же, многоэтажные (три этажа и более).
6. Склады-навесы из железобетонных элементов.
7. Административные многоэтажные здания с металлическим и железобетонным каркасом.

8. Деревянные здания и сооружения .
9. Здания фидерной или трансформаторной подстанции из кирпича или блоков.
10. Сооружения ГЭС из монолитного железобетона.

Таблица 22

Суммарное давление (10^5 Па) селевых потоков, вызывающих различные степени повреждения объектов

Тип объекта	Разрушение	Сильное повреждение	Среднее повреждение	Слабое повреждение
1	0,90... 1,50	0,75... 0,90	0,75...0,81	0,45...0,81
2	0,75...1,05	0,45...0,75	0,30...0,45	0,15...0,30
3	0,60...1,90	0,45...0,60	0,30...0,45	0,15...0,30
4	0,68...0,98	0,53...0,68	0,30...0,53	0,20...0,30
5	0,53...0,68	0,38...0,53	0,23... 0,38	0,15...0,23
6	1,5...1,6	1,2... 1,5	0,53... 1,20	0,30...0,53
7	0,75...0,90	0,60...0,75	0,45...0,60	0,30...0,45
8	0,30... 0,45	0,18...0,30	0,12...0,18	0,09...0,12
9	0,90...1,20	0,60...0,90	0,30...0,60	0,15...0,30
10	4,5...5,0	3,0...4,5	1,5...3,0	0,75...1,50
11	0,60...0,68	0,45...0,60	0,30...0,45	0,23...0,30
12	1,5... 1,6	1,2...1,5	0,75...1,20	0,45...0,75
13	3,00...3,2	1,5...3,0	1,05...1,50	0,60...1,05
14	0,90...0,98	0,60...0,90	0,30...0,60	0,15...0,30
15	2,5...2,6	1,5...2,5	0,90...1,5	0,60...0,90
16	1,05...1,13	0,75...1,05	0,45...0,75	0,38...0,45
17	30... 34	23...30	15...23	9...15
18	15...18	9...15	5,5...9,0	3,0...5,5
19	30...33	15...30	9...15	3...9
20	0,75...0,90	0,60...0,75	0,50...0,60	0,30...0,50
21	23...25	15...23	6...15	2,5... 6
22	1,8... 1,9	1,05...1,80	0,75... 1,05	0,45...0,75
23	1,5...1,7	0,9...1,5	0,6... 0,9	0,3... 0,6
24	1,6...1,8	1,0... 1,6	0,65...1,0	0,40...0,65
25	3,8...4,5	3,0...3,8	2,3...3,0	1,5...2,3
26	2,5...3,0	1,6...2,5	0,9...1,6	0,6...0,9
27	15...20	12...15	10... 12	3...10
28	150	75...140	30...75	15...30

11. Наземные стальные газгольдеры, резервуары для хранения нефте- и химпродуктов.
12. То же, частично заглубленные.
13. Стальные и железобетонные подземные резервуары для нефте- и химпродуктов.
14. Водонапорные башни.
15. Воздушные линии низкого напряжения.
16. То же, высокого напряжения.
17. Подземные стальные трубопроводы диаметром до 35 см.
18. То же, свыше 35 см.
19. Подземные чугунные и керамические трубопроводы.
20. Трубопроводы на металлических и железобетонных эстакадах.
21. Заглубленные сети коммунального хозяйства (водопровод, газопровод, канализация).
22. Радиорелейные линии, стационарные воздушные линии связи.
23. Воздушные линии телефонно-телеграфной связи.
24. Кабельные подземные линии связи.
25. Мосты из металла и железобетона пролетом до 50 м.
26. Деревянные мосты.
27. Земляные плотины.
28. Бетонные плотины.

Методика определения ущерба от действия селя на конкретный объект состоит в определении эквивалентного давления селя по его исходным параметрам и в обращении к табл. 19 для выяснения результатов воздействия.

Пример 1. Определить результат воздействия селевого потока на одноэтажное сооружение бескаркасной конструкции, ориентированное относительно возможного направления движения селя под углом $\beta = 30^\circ$. Параметры селя: возможная скорость продвижения 3...4 м/с, толщина потока 2...3 м при средней плотности $\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$.

Для значений ρ и β используем данные табл. 18. Динамическое давление примем по скорости 3,5 м/с, а статическое – для глубины 2,5 м.

Решение: динамическое давление 0,0018 Мпа, статическое 0,0147 Мпа, суммарное давление равно 0,0165 Мпа. По табл. 19 для давления 0,0165 Мпа находим, что указанное выше сооружение получит слабые повреждения.

Пример 2. Сооружение из плоских железобетонных плит с проёмами и уменьшенной собственной массой отличается транспортальностью и удобством при монтаже. Конструкции сооружений за-

менены плитами двух типов с перпендикулярно расположенными проемами для образования по вертикальной плоскости сквозных каналов прямоугольного сечения (исследования Байтанова Ж.Б. и Нурмаганбета Е.К.).

Первый тип плиты (рис. 24 а) выполнен с двухсторонними клинообразными выступами вдоль ее ширины, которые необходимы для опирания на вторую конструкцию и создания очертаний в виде дуги.

Второй тип плиты (рис. 24 б) с отверстиями выполнен клинообразно по толщине, расположен дискретно по дуге и создает в плане арку. В ее отверстия вставлен стальной стержень, заанкерванный в фундамент и имеющий нарезку для гайки, с натяжением которой создается усилие предварительного обжатия (рис. 24 в). Это увеличивает сопротивление сдвигу и повышает общую жесткость сооружения. В стенах каналов выполнены рассеивающие проемы для уменьшения динамических и статических нагрузок, возникающих при возможном их заклинивании.

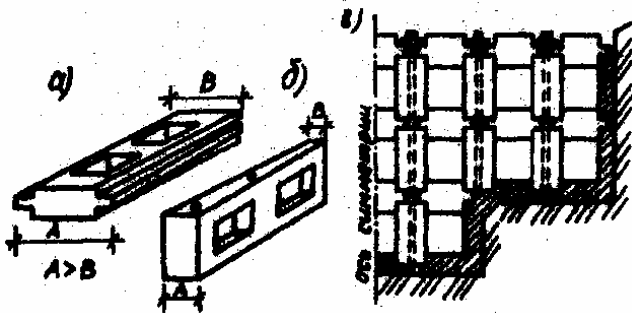


Рис. 24. Селезащитное сооружение из плоских железобетонных плит с проёмами

При взаимодействии селевого потока с сооружением ударная энергия гасится за счет его раздробления на струи при прохождении через сквозные каналы и проемы в плитах. При этом исключается образование сплошного водопада. При расчете используется вышеизложенная методика и табл. 17...22.

В процессе строительства сооружения упрощается технология монтажа за счет применения плоских и легких элементов, что немаловажно для труднодоступных горных районов.

4.3 Селезащитные мероприятия

Селевые потоки наносят ущерб главным образом автомобильным и железным дорогам, мостам и ирригационным каналам, линиям электро-передачи, зданиям и сооружениям в населенных пунктах, заваливают грязекаменной массой, многолетние насаждения, посевы сельскохозяйственных культур, туристические базы и т. д.

Можно ли прогнозировать сели?

Ответ на этот вопрос утвердительный. Важнейшим фактором образования селей является климатический; он создает оптимальные условия для формирования жидкой и твердой составляющей селей в очагах их зарождения. Сели можно прогнозировать по результатам наблюдений за прошлые годы и по данным ожидаемой погоды.

Методы прогноза селей включают эмпирические, статистические и расчетные данные. Процесс разработки метода прогноза включает в себя несколько этапов: ретроспекция селевых явлений, определение степени их активизации, прогноз.

При разработке противоселевых мероприятий необходимо учитывать следующие факторы: условия для формирования и механизм образования селей; строение селеформирующего бассейна и его русловой сети, режим прохождения селей; размеры горизонтов селевого потока, расход, объем, скорость перемещения и плотность селя, размеры транспортируемых скальных обломков, повторяемость селей; характер, расположение и значимость объектов, подверженных селевой угрозе [12].

В Республике используется комплексный метод защиты от селей. Он включает в себя организационно-хозяйственные (административные), агротехнические, лесомелиоративные, гидротехнические мероприятия. Первые три направлены на предупреждение селей в самих очагах их образования, гидротехнические – на борьбу с уже сформировавшимися селями.

Каждое мероприятие является одинаково важным и работы по их проведению должны начинаться либо с небольшим разрывом и вестись до полного завершения.

Организационно-хозяйственные мероприятия предусматривают: запрещение строительства в руслах селевых бассейнов промышленных предприятий, жилых и производственных зданий и сооружений, автомобильных дорог и других объектов хозяйствования без мер по защите от селевых потоков; охрану горных пастбищ, превращение их, где это возможно, в сенокосы, частичное или полное запрещение пастбы скота, особенно коз; подсев ценных пастбищных растений на

разбитых и смытых пастбищах; полное прекращение пахоты на крутых склонах. Эти мероприятия включают так же пропаганду среди населения правил разумного пользования природными ресурсами, организацию службы оповещения населения и туристов о селевой угрозе. К осуществлению организационно-хозяйственных мероприятий следует приступать сразу же после принятия общего решения о начале работ в данном селевом бассейне.

Агротехнические мероприятия включают в себя: обработку почву поперек склонов; правильный посев и уход за посевами; терра-сирования горных склонов; создание почвозащитных буферных полос; прерывистое бороздование; недопущение посевов пропашных культур; приемы по защите от эрозии и т. д.

Лесомелиоративные мероприятия предполагают осуществление следующих мер, таких, как охрана лесов, передача горных лесов и крестьянских хозяйств Государственному лесному фонду, борьба с вредителями и болезнями леса, облесение горных склонов и русел ручьев. Эффективность лесомелиоративных работ в отличие от гидротехнических сказывается не сразу, а спустя несколько лет, т. е. по мере развития и укрепления растительного покрова. Поэтому начало лесомелиоративных работ не следует откладывать, их нужно вести параллельно с гидротехническими работами. При проведении лесомелиоративных работ необходимо отдавать предпочтение противоэрозионным ассоциациям трав, кустарников и деревьев, дающим полезный выход сельскохозяйственной продукции (медоносные, эфирноносные, лекарственные и плодовые растения). Особенно эффективны медоносы, т.к. только пчелы могут снимать урожай с труднодоступных склонов, не оказывая на них вредного эрозионного влияния.

Гидротехнические сооружения, применяемые для борьбы с селевыми потоками и вообще с не регулируемым стоком в селевых бассейнах; в литературе делятся на два класса: противоэрозионные и противоселевые.

Противоэрозионные гидротехнические сооружения применяются в комплексе для борьбы с эрозионно-селевыми явлениями и служат основой для проведения агротехнических и лесомелиоративных работ.

Противоселевые гидротехнические сооружения применяются для борьбы с уже сформировавшимися селевыми потоками. По характеру воздействия на селевые потоки можно разбить на четыре группы: селерегулирующие, селеделительные, селезадерживающие и селетрансформирующие.

Селерегулирующие гидротехнические сооружения по своему назначению делятся на четыре подгруппы: селепропускные, селенаправляющие, селесбрасывающие и селеотбойные. Селепропускные сооружения (селепропуски, селеотводы) устраиваются для пропуска селевых потоков под (или над) защищаемыми объектами или в обход объектов. Селенаправляющие сооружения (подпорные стенки, опояски, дамбы) устраиваются с углом отклонения менее 15° к оси движущегося селевого потока для пропуска его вдоль защищаемого сооружения. Селесбрасывающие сооружения (запруды, перепады, быстротоки, пороги) располагаются в русле горного водотока в местах с большим уклоном русла с целью укрепления дна и берегов русла и защитных береговых сооружений. Селеотбойные сооружения (полузапруды, бумы, шпоры) устраиваются перед защитными дамбами, опоясками и подпорными стенками с углом отклонения 25° к оси движущегося селевого потока.

Селеделительные гидротехнические сооружения (щелевые запруды, тросовые селерезы и селезаградители) устраиваются для задержания расчетной крупной и пропуска массы мелкой фракции селевого потока.

Селезадерживающие гидротехнические сооружения по своему назначению делятся на две подгруппы: глухие и с отверстием. Селезадерживающие глухие гидротехнические сооружения (плотины, котлованы, обвалование) устраиваются для задержания, как селевых потоков, так и других видов горного стока. Селезадерживающие гидротехнические сооружения с отверстиями (плотины с отверстиями) устраиваются для задержания массы селевых потоков и пропуска паводкового стока (пример 2).

Селетрансформирующие гидротехнические сооружения устраиваются для трансформирования структурных селевых потоков в паводки. Для этого в русле основной реки или в ее притоке, куда впадает селеформирующий ручей, строится водохранилище. При достижении русла основной реки селевой поток пополняется водой из водохранилища, и уменьшается консистенция селя. Таким образом, селевой поток переходит в обычный паводок

Применение противоселевых сооружений является одним из способов уменьшения возможного ущерба от воздействия селей. В более широком плане следует рассматривать весь спектр противоселевых мероприятий, среди которых весьма эффективными являются меры по предотвращению селей, а также по ликвидации возможностей их формирования, регулированию снеготаяния, залесению, склонов водосборов и др.

Селезащитные сооружения обычно применяют для безопасности объектов при возможности их длительного нахождения в селеопасном районе. Такие сооружения предназначены для задержания селевых выносов выше защищаемого объекта; отвода селевого потока от защищаемого объекта или его пропуска через объект; стабилизации и защиты русла от размыва и промыва, а также защиты объекта от ударного воздействия селевого потока.

Задержание селевых выносов может осуществляться устройством селезаградителей, плотин (дамб) или котлованов-наносоуловителей, рис. 25.

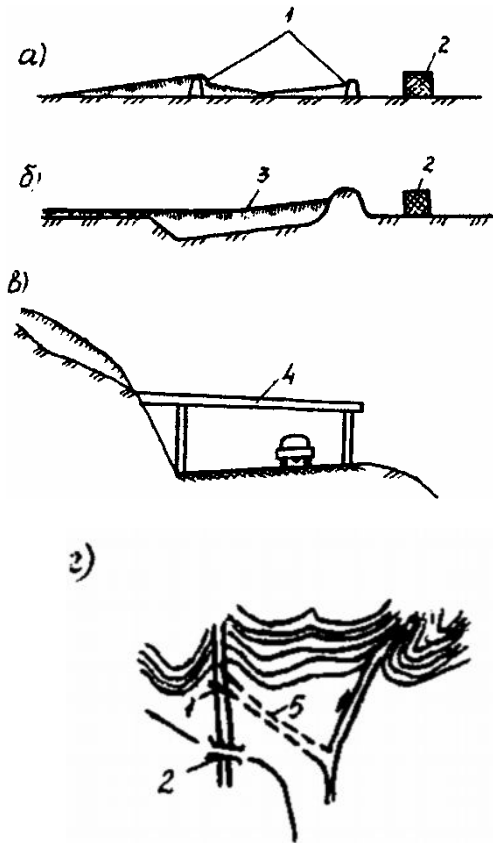


Рис. 25. Схемы противоселевых сооружений:

- а) селезаградитель; б) наносоуловитель; в) селеспуск;
- г) совмещение селевых русел;
- д) селеотвод;
- 1 – дамбы;
- 2 – защищаемый объект;
- 3 – котлован наносоуловитель;
- 4 – селепропускной лоток;
- 5 – селепропускной канал;
- 6 – селебойные буны.

Запруды. Применяются как для задержания выносов, так и в целях стабилизации русла. Устраиваются из различных материалов (каменя, бетона, железобетона, металла и др.) в виде глухих или решетчатых стенок, перегородающих русло. Минимальное расстояние между запрудами не должно превышать:

120 м – для мощных селей глубиной более 2 м, увлекающих обломки крупнее 0,5 м, при уклоне 0,6;

60 м – для селей небольшой глубины, увлекающих обломки не крупнее 0,4 м, при уклоне 0,05;

40 м – для маломощных селей, увлекающих мелкие обломки.

Селезадерживающие плотины. Удерживают большой объем твердого стока. Эффективная высота плотины:

$$H_{эф} = H \cdot \cos \alpha_0, \quad (99)$$

где H – максимальная высота селевого потока, α_0 – угол уклона.

Опорная поверхность сооружения располагается перпендикулярно поверхности склона или с уклоном вниз по склону на угол 15° от перпендикуляра к склону.

Наносоуловители – котлованы или расширения русла селевого потока выше защищаемого объекта. Уменьшают скорость селевого потока, вследствие чего твердая масса оседает. Проектирование наносоуловителей, как правило, заключается в выборе наиболее удачного места для их устройства и в назначении его размер

Рассмотрим сооружения для отвода селя от объекта и торможения потока:

Селеотводящие сооружения (селерезы, стенки). Направляют поток в сторону от защищаемого объекта. Возводятся высотой $H_{эф}$, согласно соотношению

$$H_{эф} = H + V^2/(2g). \quad (100)$$

Селеспуски. Применяются для переброски селей через защищаемые объекты (дороги, трубопроводы и др.). Представляют собой лоток, закрепленный на железобетонных рамах или каменноарочных опорах, продолжая селевое русло.

Селепропускные сооружения. Возводятся под защищаемым объектом в виде бетонных лотков-быстротоков и каналов. При возведении селеспусков на одном уровне с защищаемым объектом их устраивают в виде канализированных русел потока. Такие сооружения наиболее эффективны при пропуске селей через населенные пункты.

Селенаправляющие (подпорные стенки, опояски, дамбы), селеотбойные (полузапруды, буны, шпоры) сооружения. Предназначены

для защиты дна и берегов русел от размывов, а также для защиты каких-либо объектов, расположенных вдоль русел.

Селенаправляющие сооружения в виде стенок устраивают вдоль берега в местах его наиболее интенсивного размыва, селеотбойные сооружения устанавливают под углом 25° к оси потока, причем один конец сооружения закрепляют в защищаемый берег. Это позволяет отклонить направление потока к противоположному берегу. Сооружения данного типа устраивают из камня, железобетона или бревен.

Тормозящие сооружения (надолбы, земляные и каменные холмы). Устраивают для уменьшения скорости селя на склонах с крутизной до 15° . Располагаются рядами. При высоте сооружений $H_T \geq H$, где H - толщина потока, расстояние между ними в ряду принимают равным $4H_T$, а расстояние B между рядами $B = 6H_T$.

Простейшие сооружения (валы-канавы и террасы с широким основанием) устраивают в балках. Валы-канавы располагают строго горизонтально на склонах крутизной не более 10° , иначе может произойти разрушение насыпного откоса. На склонах крутизной от 10° до 30° устраивают ступенчатые террасы с обратным уклоном $4...6^\circ$ и шириной 3,5...4,0 м.

Эффективность селезащитного сооружения может быть оценена по степени уменьшения эквивалентного давления на защищаемый объект. При этом предполагается, что само сооружение не будет разрушено или смыто под воздействием селевого потока. Поэтому при проектировании и возведении селезащитного сооружения следует обеспечить его устойчивость к действию данного потока, учтя возникающие нагрузки. Нагрузка на плоские и наклонные поверхности противоселевого сооружения определяется так же, как на преграды защищаемых объектов.

Нагрузки на стенки лотков и горизонтальные поверхности селеспусков и селепропускных сооружений принимаются только по статической компоненте селевого давления (т.е. при коэффициенте бокового давления $K_\delta=1$, как для жидкой среды). Давления на тормозящие сооружения в виде надолб и холмов определяются с коэффициентами $C = 0,4$ и $C = 0,15$ соответственно.

В табл. 20 приведены коэффициенты $K_{сн}$ снижения эквивалентных давлений на защищаемые объекты, характеризующие эффективность селезащитных сооружений, в предположении их исправного функционирования. При полном гарантированном отводе селевого потока от защищаемого объекта он окажется совершенно не нагруженным, т.е. получаем значение $K_{сн} \rightarrow 0$. При отсутствии селеза-

щитного сооружения $K_{сн}=1$, т.е. коэффициент снижения нагрузки находится в диапазоне $0 \leq K_{сн} \leq 1$.

Последствия воздействия селя на различные объекты с учётом селезащиты определяется по указанной выше методике, согласно табл.21, однако по давления P_3

$$P_3 = K_{сн} \cdot P, \quad (101)$$

где P - суммарное давление (без учета селезащиты).

Пример 3. Определить результат воздействия селевого потока на объект из следующего примера 1 при наличии перед ним тормозящего сооружения в виде надолб в два ряда.

Суммарное давление без учета селезащиты $P=0,0166$ МПа. Из табл. 20 для надолб $K_{сн} = 0,7$. Эквивалентное давление

$$P_3 = 0,7 \cdot 0,0166 = 0,00116 \text{ МПа.}$$

Из табл. 21 следует, что сооружение не получит повреждений.

Одним из способов предотвращения селей является ликвидация искусственных или естественных водоемов, прорыв которых может привести к образованию селей, а также уменьшение водной составляющей селей.

Меры по ликвидации возможности формирования селей могут носить заблаговременный или оперативный характер. В короткие сроки (до суток) могут быть выполнены работы по опорожнению водоемов, плотины которых созданы искусственно или состоят из льда. Работы по опорожнению озер, перемычки которых сложены тальми или мерзлыми рыхлообломочными породами, являются трудоемкими и могут быть выполнены заблаговременно. Заблаговременное опорожнение озер в неселеопасный период позволяет предотвращать сели и обеспечить сохранность коммуникаций и гидротехнических сооружений.

Предварительный выпуск озер до наступления селеопасного периода осуществляется устройством канализационных каналов. Каналы могут устраиваться с помощью землеройной техники, взрывным способом или прицельным бомбометанием.

Уменьшение объёма воды может осуществляться регулированием снеготаяния. Ускорение снеготаяния достигается расчленением снежного покрова на полосы путем распыления над ними светопоглощающих порошков (каменноугольной пыли, саж, золы, и др.). Полосы целесообразно устраивать шириной 30...40 м при оптимальной норме расхода пыли (золы) 5...10 т/км². Это ускоряет снеготаяние на 15...20 суток, по сравнению с естественным, и тем самым создаются условия редкого снижения поверхностного стока воды (за счет ее

сброса небольшими объемами). Замедление снеготаяния осуществляется дымовыми экранами, создаваемыми с помощью дымовых шашек, поскольку это приводит к значительному понижению температуры приземного воздуха. Так, спустя 15...20 минут после задымления поверхностный сток воды уменьшается в два раза.

Анализ и проведение различных профилактических мероприятий во многих случаях позволяет избежать необходимость возведения дорогих капитальных селезащитных сооружений.

Для безопасности объектов в селеопасных районах необходимо предусматривать организационные и технические мероприятия. К организационным мероприятиям относятся: создание службы контроля за селевыми очагами с оповещением о возможных проявлениях селей; мероприятия по быстрому выводу людей и техники в безопасные районы; ликвидация последствий селепроявления и защиты сооружений.

Контроль за состоянием селевых очагов и оповещения организуются специальные посты селевых станций и метеослужба. На случай проявления селевой активности разрабатываются и доводятся до населения необходимые сигналы и надлежащий характер действия по ним. При планировании мероприятий по выводу людей и техники намечаются безопасные районы, основные и запасные маршруты выхода из селеопасных районов. Мероприятия по ликвидации последствий селей предусматриваются на уровне Правительства РК.

5 ПРОТИВОЛАВИННЫЕ И ЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Лавина – это снежный обвал массы снега на горных склонах, пришедшей в интенсивное движение. Снежные лавины представляют серьезную опасность. В результате их схода гибнут люди, уничтожаются материальные ценности, парализуется работа транспорта, блокируются целые районы, могут возникать наводнения с объемом подпруженного водоема до нескольких миллионов кубометров воды. Высота прорывной волны в таких случаях может достигать 5...6 м. Лавинная активность приводит к накоплению селевого материала, так как вместе со снегом выносятся каменная масса, валуны и мягкий грунт [11].

Возникновение лавин возможно во всех горных районах, где устанавливается снежный покров. Для схода лавин необходимо наличие благоприятного сочетания лавинообразующих факторов, а также склонов крутизной от 20° до 50° при толщине снежного покрова не менее 30...50 см. К лавинообразующим факторам относятся: высота старого снега, состояние подстилающей поверхности, величина прироста свежеснеговывающего снега, плотность снега, интенсивность снегопада, оседание снежного покрова, метелевое перераспределение снежного покрова, температурный режим воздуха и снежного покрова. Наиболее важными из них являются приrost свежеснеговывающегося снега, интенсивность снегопада и метелевый перенос. В отсутствие осадков сход лавин является следствием интенсивного таяния снега под воздействием тепла и солнечной радиации и процесса перекристаллизации, приводящих к разрыхлению снежной толщи (вплоть до образования мелкодисперсной снежной массы в глубине этой толщи) и ослаблению прочности и несущей способности отдельных слоев.

Формирование лавин происходит в лавинном очаге, представляющем собой участок склона и его подножия, в пределах которого движется лавина. Принято различать три зоны лавинного очага: зона зарождения (лавиносор), зона транзита (лоток), зона остановки (конус выноса) лавины (рис. 26). Основными параметрами лавинного очага являются:

- превышение ΔH лавинного очага (разность максимальной и минимальной высот склона в пределах лавинного очага);
- площадь A лавинного сбора, его длина L и ширина B ;
- средние углы лавиносор α_1 и зоны транзита α_2 .

Классификация лавин, учитывающая природу их формирования, представлена в табл. 23.

До 70% всех лавин обусловлены снегопадами. Эти лавины сходят во время снегопадов или в течение 1...2 суток после их прекращения.

По частоте схода (повторяемости) принято различать:

систематические лавины (сходят каждый год или один раз в 2...3 года);

спорадические лавины (сходят 1...2 раза в 100 лет и реже, место схода трудно определить).

Таблица 23

Классификация снежных лавин

Тип лавины	Особенности
Лотковая	Движение по фиксированному руслу
Осов (склоновая) Прыгающая	Отрыв и движение по всей поверхности склонов
Пластовая Грунтовая	Свободное падение с уступов склонов
Сухая	Движение по поверхности нижележащего слоя снега
Мокрая	Движение по поверхности грунта
	Сухой снег в лавинном очаге
	Мокрый снег в лавинном очаге

В отдельных районах за зиму и весну систематические лавины могут сходить по 15...20 раз.

Обильные снегопады, а также землетрясения силой 5...6 баллов и более являются причинами формирования катастрофических лавин.

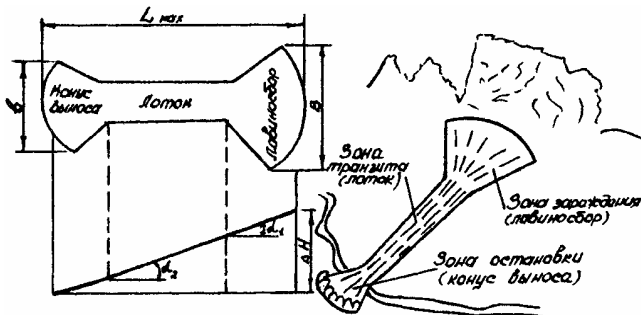


Рис. 26. Схема лавинного очага:

L_{max} – дальность выброса лавины; B – ширина лавиносбора; B – ширина выброса (конуса выброса); α_1 – средний угол лавиносбора; α_2 – средний угол транзита;
 ΔH – превышение лавинного очага

Лавины метелевого типа преобладают в Хибинах (до 80%) и реже встречаются в горах умеренных широт и южного пояса России. Лавины из свежавывавшего снега преобладают в районах южного пояса Кавказа и Казахстана.

Результаты действия лавин на элементы инфраструктуры лавиноопасной территории (инженерные сооружения, транспортные или иные коммуникации, здания и сооружения) определяются характеристиками лавины (табл. 24). Так, лавина объемом 10 м^3 представляет серьезную опасность для человека или автомобильной техники. Более крупные лавины способны разрушить капитальные инженерные сооружения, образовывать труднопроходимые или непроходимые завалы на дорогах, блокировать жизнедеятельность целых районов. Катастрофические лавины могут наносить чрезвычайно большой ущерб, блокировать целые регионы в сотни квадратных километров, особенно при землетрясениях.

Таблица 24
Диапазоны основных характеристик снежных лавин

Наименование показателей	Величина
Масса m , т	от единиц до 10^7 т
Объем V , м^3	от единиц до 10^7 м^3
Скорость движения v , м/с	мокрые лавины 10... 20 сухие лавины 20... 100
Динамическое давление p_n , МПа	до 2
Дальность выброса L_{max} , м	до 2000
Повторяемость, ед/год	0,01... 20
Плотность лавинного снега ρ , т/м^3	сухая лавина 0,2... 0,4 мокрая лавина 0,3... 0,8
Высота фронта лавины H_f	от долей метра до 10 м
Площадь сечения лавинного потока, м^2	от единиц до 10^3 м^2
Коэффициент лавинной активности площади (отношение лавиноактивной площади к суммарной) K_s	0,3... 1,0
Коэффициент поражения дна долины (отношение поражаемой длины дна долины ко всей длине на данном участке) $K_{\text{дн}}$	0,2... 1,0
Объем лавинных завалов на дне долин и дорогах, м^3	до 10^7

Скорость лавины является одной из основных ее характеристик. Для приближенных расчетов скорость перемещения фронта лавины

(скорость лавины) может быть принята равной 50...90 м/с. Она выше скорости течения снежной массы за фронтом (в потоке). Сила удара достигает 0,4 МПа, а при наличии в лавине твердых включений превышает это значение в несколько раз. Удар фронта лавины по преграде сменяется воздействием на преграду давления обтекания, условно принимаемого квазистационарным.

Движение сухой лавины обычно сопровождается снежно-пылевым облаком. Перемещение такого облака подобно течению тяжелого газа. При высоких скоростях фронта лавины и высокой плотности снежно-пылевого облака перед фронтом лавины возникает ударная волна. Воздействие такой ударной волны и снежно-пылевого облака сходно с действием воздушной ударной волны взрыва. Оно распространяется дальше границы выброса лавины и возможно обрушение сооружения.

Водонасыщенные лавинные потоки подобны гидравлическим потокам. Их действие рассчитывается так же, как действие воздухонасыщенной жидкости или селевой массы. Возможность достижения лавиной объекта оценивают по дальности выброса. Принято различать максимальную дальность выброса L_{max} (определяемую расчетом для наиболее неблагоприятных условий) и наиболее вероятную L_{cp} (среднегодовую, определяемую по данным наблюдений).

Повторяемость схода лавин, особенно внутрисезонную необходимо учитывать при планировании и выполнении работ в лавиноопасных районах.

5.1 Прогнозирование и расчет параметров лавин

Прогнозирование лавин сводится к определению периода, во время которого действие лавинообразующих факторов приводит к сходу лавин. Определение периода возможного лавинообразования, участков схода лавин и ожидаемых объемов лавинных завалов позволяет спланировать порядок выполнения и объемы работ по ликвидации последствий схода лавин, а также обеспечить, наряду с другими мерами, безопасность их выполнения.

Наиболее распространенные признаки лавинной опасности представлены на рис. 27. Характеристики лавиноопасных территорий и данные по степени лавиноопасности основных типов таких территорий представлены в табл. 24...27. Эти данные позволяют оценить степень лавинной опасности территории и возможные объемы лавинных завалов.

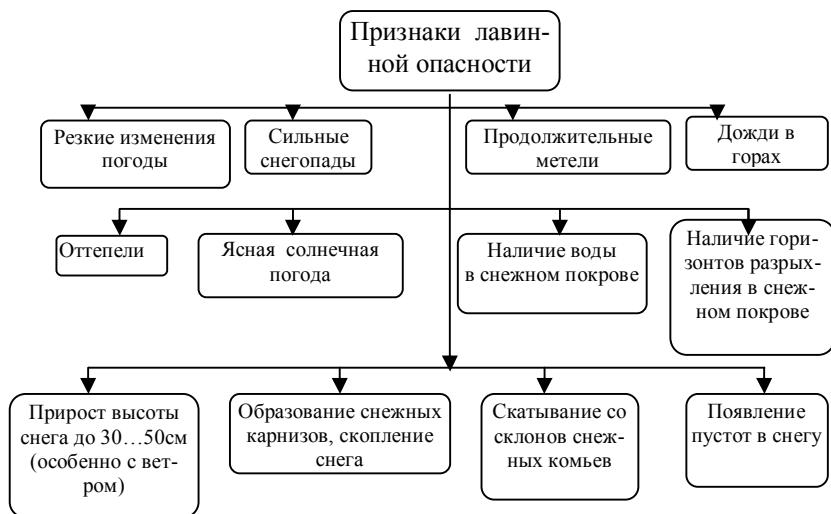


Рис. 27. Признаки лавинной опасности

Прогноз лавинной опасности может быть фоновым, районным и детальным (табл. 28). В настоящее время районный и детальный прогнозы не могут быть получены без данных об устойчивости снежного покрова. Эти данные требуют проведения разведки лавинных очагов, соответствующих специальных измерений и расчетов. Фоновый прогноз лавин составляется службами Госкомгидромета.

Основными параметрами, которые необходимо знать при планировании и выполнении работ по ликвидации последствий схода лавин, а также при выполнении иных работ в горных условиях, являются: количество и площадь лавинных очагов; сроки начала и окончания лавиноопасного периода; объем лавин (средний и максимальный); скорость движения, дальность выброса и сила удара; высота лавинного потока.

Количество и площадь лавинных очагов могут быть определены по топографической карте (масштаб 1:25000...1:50000) по рельефу местности или на основе данных разведки и ближайших метеостанций.

Сроки начала и окончания лавиноопасного периода определяют по периоду залегания устойчивого снежного покрова (по данным метеостанций) с учетом вертикального градиента, составляющего примерно 6...7 дней на 200...250 м высоты.

Степень устойчивости снежных масс оценивают показателем:

$$K_y = \tau_y / \tau ,$$

где τ_y – предельное сопротивление сдвигу в плоскости возможного скольжения, τ – касательное напряжение в этой плоскости от собственного веса снега. Возникновение лавин возможно при $K_y < 4$, а при $K_y < 1$ – неизбежно.

Объем лавин рассчитывается по формулам

$$V_{\max} = Sh_{\max}, \quad V_{\text{ср}} = KSh_{\text{ср}}, \quad (102)$$

где S – лавиноактивная площадь; $h_{\text{ср}}, h_{\max}$ – средняя и максимальная высоты снежного покрова в очаге (по многолетним данным);

$K \approx 0,5$ – эмпирический коэффициент.

Скорость v , м/с, лавины определяется по формуле

$$v = \sqrt{2gh_c}, \quad (103)$$

а динамическое давление p_n , Па, на поверхность препятствия, расположенного перпендикулярно направлению движения лавины, равно

$$p_n = K_I \cdot \frac{1}{2} \rho v^2 = 2\rho gh_c, \quad (104)$$

где ρ – плотность лавинного снега, кг/м³, принимаемая равной 300 кг/м³ для лавины из свежеснежавшего снега, 400 кг/м³ для лавины из старого снега, 500 кг/м³ для лавины из мокрого снега; g – ускорение свободного падения, м/с². Величину h_c , м, определяют по поперечному разрезу лавинного очага по траектории движения лавины.

Если поверхность препятствия образует угол β с направлением движения лавины, давление определяется по формуле

$$p = p_n \sin^2 \beta. \quad (105)$$

Суммарную нагрузку N , Н, на препятствия типа столбов при их обтекании лавиной определяют по формуле

$$N = \frac{1}{2} \rho v^2 S, \quad (106)$$

где S , м², – площадь проекции обтекаемого препятствия на плоскость, перпендикулярную направлению движения лавины.

При косом ударе лавины, кроме нормальной силы, возникает касательное напряжение $A = K_T p$, где $K_T \approx 0,3$ – коэффициент трения, p – нормальное давление (рис.28).

Давление на крышу сооружения, наклоненного под углом α_c к горизонту, равно

$$p = \rho g H_{\text{л}} \cos \alpha_c, \quad H_{\text{л}} = v^2 / (2g \cos \alpha), \quad (107)$$

где H_d – высота фронта лавины, м, α – угол наклона склона на подходе лавины к сооружению.

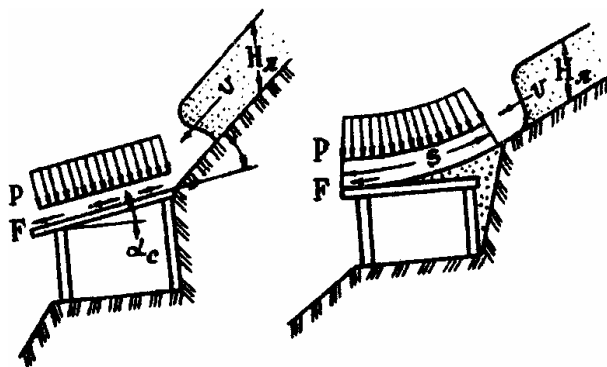


Рис. 28. Схема взаимодействия лавины с сооружением, врезанным в склон

Таблица 25

Характеристики лавиноопасных территорий при различных превышениях ΔH лавинного очага

Тип территории	ΔH , м		Условия лавинообразования и элементы режима
	среднее	максимальное	
Низкогорный	100	400	Образование лавин ограничено величиной сгонакопления. Могут формироваться небольшие лавины. Большинство лавин останавливается на склонах
Средне-горный лугово-лесной	300	1000	Формирование лавин ежегодное. В нижней части пояса, а также на залесенных склонах образуются, как правило, малые лавины. На безлесных склонах активность лавинообразования быстро увеличивается с высотой. В многоснежные зимы большинство лавин достигает дна долин
Среднегорный луговой	450	1400	В нижней части пояса у границы леса (ежегодно формируются мощные лавины; здесь максимум лавинной активности. Лавины обычно достигают дна долин

Продолжение таблицы 25

Высокогор- ный при- ледниковый	250	1000	Формирование лавин ежегодное, в большинстве очагов в холодный сезон возможен неоднократный их сход. Большинство лавин, лотковые или склоновые, как правило, достигает дна долин
Высокогор- ный ледни- ковый	300	600	Ежегодный многократный сход лавин в большинстве очагов. Формируются преимущественно лотковые лавины, на ледниковых В склонах – склоновые. Лавины обычно достигают дна долин

Таблица 26

Классификация лавинной опасности

Степень опасности	Характеристика
Незначительная	Сход небольших лавин в редких лавинных очагах практически не представляет угрозы для людей, техники и сооружений
Слабая	Опасности от лавин можно избежать без специальных противолавинных мероприятий
Небольшая	Обеспечение безопасности достигается использованием прогноза и профилактикой
Умеренная	Освоение территории требует возведения противолавинных сооружений (удерживающих щитов, отклоняющих стенок и др.)
Большая	Освоение территории невозможно без возведения капитальных – защитных, и противолавинных сооружений (дамб, галерей).
Максимальная	Обеспечение безопасности существующими способами практически невозможно

Таблица 27

Характеристика лавинной опасности в зависимости
от величины ΔH , м

Характеристика	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
А	0,35	0,55	0,7	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0	1,0	1,0
Б	0,05	0,15	0,25	0,35	0,50	0,65	0,75	0,80	0,85	0,90
В	–	75	110	140	170	200	230	260	290	320
Г	1	2	3	6	9	12	17	22	27	33
Д	8	7	6	4	3	2	2	1,5	1,5	1,5
Е	10	11	9	6	5	4	3	2	2	2

В табл. 25 приняты следующие обозначения характеристик:

А – коэффициент лавинной активности площади, K_S ;

Б – доля очагов лотковых лавин в общей площади лавиноопасных склонов;

В – средняя ширина зоны выброса лотковых лавин, м ;

Г – средняя площадь лавиносборов, га ;

Д – количество лавинных очагов на 1 км долины;

Е – количество лавинных очагов на 1 км² долины.

Таблица 28

Лавинная опасность территорий при различной высоте снега

Высотный ландшафтный пояс	Тип рельефа (ΔH , м)	Средний максимум высоты снега, см		
		30... 70	70...100	более 100
Низкогорный степной	Овражно-балочный мелко-расчлененный (до 250) с узкими долинами и широкими водоразделами	Незначительная	Незначительная	–
Среднегорный лесолуговой (долины и водоразделы узкие)	Среднерасчлененный (250...500) Глубоко-расчлененный (500...1000)	Слабая Небольшая	Слабая Небольшая	Небольшая Умеренная
Среднегорный луговой (долины и водоразделы узкие)	Среднерасчлененный (250...500) Глубоко-расчлененный (500...1000) Глубоко-расчлененный (>1000) Холмисто-увалистый	Умеренная	Большая	Большая
		Большая	Максимальная	Максимальная
		Большая	Максимальная	Максимальная
		Незначительная	Незначительная	Незначительная
Высокогорный приледниковый (широкие долины и узкие водоразделы)	Среднерасчлененный (250...500) Глубоко-расчлененный (500...1000)	Умеренная	Умеренная	Большая
		Умеренная	Большая	Большая
Высокогорный ледниковый (широкие долины и узкие водоразделы)	Среднерасчлененный (250...500) Глубоко-расчлененный (500...1000)	–	Большая	Большая
		–	Максимальная	Максимальная

Таблица 29

Характеристики различных видов прогноза лавинной опасности

Характеристика	Прогноз		
	Фоновый	Районный	Детальный
Охватываемая территория	Горная сторона, хребет, крупная территория	Долина перевальных участков, группы лавинных очагов	Отдельный лавинный очаг, горный склон
Заблаговременность прогноза	1...3 сут	Несколько часов	—
Исходная информация для прогноза	Аэросиноптическая, метеорологическая, сведения о снегонакоплениях	Метеоусловия, данные об устойчивости снежной толщи	Метеоусловия, данные об устойчивости снежной толщи
Назначение прогноза	Оценка лавино-опасности по региону	Предупреждение о лавинной опасности, корректировка планов работ	Оценка состояния лавинного очага, горного склона

5.2 Противолавинные мероприятия

За десятилетний период наблюдений в бассейне Малой Алматинки сошло 1498 лавин и выявилось следующее распределение их по месяцам (в %): ноябрь – 4; декабрь – 4; январь – 23; февраль – 9; март – 39; апрель – 19; май – 2.

О масштабе лавинообразования в Заилийском Алатау можно судить по объему лавины, сошедшей на северном склоне в центральной части, ниже 3200 м, в междуречье Аксай-Турген в 1966 г. При этом лавиной было снесено со склонов более 110 млн. м³ снега (в водном эквиваленте), что в 1,5 раза превышает среднегодовое стока Малой Алматинки.

Лавины, сходящие до марта, небольшие по размерам, и ущерб от них, как правило, незначителен. В марте – апреле лавины сходят чаще, а по объему и силе разрушений они более мощные.

Мокрые лавины состоят из плотного и вязкого (мокрого) снега. Масса каждого кубометра такого снега составляет 400-600 кг. Скорость мокрых лавин колеблется в пределах 10-20 м/с. Мощность потока лавин составляет 10-15 м. Воздушная волна при движении мокрых лавин обычно не образуется. Давление мокрых лавин может достигать 200 т/м².

Скорость крупной сухой лавины достигает 100 м/с. Высокая скорость и большая высота потока создают значительное давление сухих

лавин на препятствие, которое составляет от 40 до 100 т/м², но может достигать в отдельных случаях и 200 т/м².

В течение многих десятилетий в стране бытовало мнение, что для предупреждения и, возможно, даже для предотвращения ущербов от лавин достаточно организовать службу оповещения, чтобы в местах возможного схода лавин не оказались люди, техника и т.д. Однако в условиях интенсивного освоения горных районов создать только службу оповещения недостаточно.

Выбор того или иного типа защитного сооружения определяется в зависимости от характера склона, по которому сходит лавина, от условий строительства сооружения, от ожидаемого эффекта защиты, от стоимости и долговечности объекта.

Застройки опорных сооружений бывают двух типов: рассредоточенная и сплошная. При рассредоточенной опорной застройке используются отдельные сооружения длиной около 4-5 м, которые размещаются по склону в шахматном порядке. Опыт эксплуатации застройки такого типа показал, что, несмотря на ее экономичность, она не всегда выдерживает массу движущегося снега, поскольку боковые силы, возникающие при движении, могут во много раз превышать фронтальные нагрузки. Так, по данным Национального института исследований снега и лавин Швейцарии, отдельно стоящие опорные сооружения длиной 4 м при высоте снежного покрова 4 м и средних условиях его скольжения могут испытать общую нагрузку примерно 50 т. Поэтому в последнее время стали применять сплошную опорную застройку. При этом сооружения размещаются рядами, с междурядьем 15-20 м, из расчета величины суммарного давления – 1,5-4 т на 1 погонный метр в зависимости от конкретных условий, при высоте снежного покрова до 3 м у опорных объектов. Сооружения бывают разных видов. Например, используются снегоудерживающие щиты из металлической или капроновой сетки. Это дорогие, но достаточно эффективные сооружения. Благодаря большому снегонакоплению у этих сооружений сход лавин прекратился, лес стал быстро расти и в будущем защитит рудники и строения от лавин.

Для защиты от лавин отдельно стоящих небольших сооружений – опор высоковольтной линии электропередачи, линии связи – применяются различные отклоняющие сооружения: дамбы или лавинорезы. Чтобы защитить объект от лавин на выкате строятся холмы и надолбы, разбивающие лавинный поток на отдельные струи. В целях защиты зданий и рудников возводятся капитальные сооружения из бетона и железобетона, насыпные дамбы, способные останавливать лавины.

Долгие годы бытовало мнение: чтобы избежать ущерба от снежных лавин, достаточно наладить за ними наблюдения и службу оповещения. Действительно, при налаженной системе службы наблюдения и оповещения довольно часто можно избежать катастроф. Однако для защиты объектов хозяйствования и культуры одного оповещения недостаточно, необходимые еще активные меры защиты от лавин, не допускающие перерывов в движении транспорта, в работе предприятий. Автомобильные и железные дороги, пересекающие лавинные лога на крутых склонах, можно защищать только с помощью навесов и галерей, которые пропускают лавины над дорогой. Такие сооружения можно видеть на автодороге Бишкек-Ош в районе перевала Тюз-Ашу. Для обеспечения безопасности зоны катка Медео в Заилийском Алатау и рудника «Коксу» в Джунгарском Алатау построены противолавинные щиты.

В республике организована служба Казселезащита, в составе которой созданы бассейновые эксплуатационные управления, куда входят службы предупреждения, контролирующее состояние лавино-селеопасных рек. Так, например, на Большой и Малой Алматинке установлены приборы, автоматически выдающие предупреждение о возникновении и движении селевых потоков.

Крупным противоселевым сооружением является 40-метровая ячеистая железобетонная плотина на Большой Алматинке. Строится плотина на р. Иссык для восстановления уникального творения природы – озера Иссык уничтоженного катастрофическим селом 1963 г. Сооружение сквозного типа поднялось в створе разрушенной селом скально-обвальной перемычки. При этом рассчитывается на задержание селевых выносов выше озера. После выполнения всех намеченных работ озеро Иссык вновь станет местом отдыха жителей Алматы.

6 УСТОЙЧИВОСТЬ СООРУЖЕНИЙ ПРИ НЕБЛАГОПРИЯТНЫХ МЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Стихийные бедствия метеорологического происхождения, которые вызывают катастрофические ситуации, характеризуются внезапным нарушением жизнедеятельности людей и уничтожением материальных ценностей [3,10].

Стихийные бедствия метеорологического характера вызываются:

- ветром, в том числе бурей, ураганом, смерчем (при скорости 25м/с и более, для арктических и дальневосточных морей – 30см/с и более);
- сильным дождем (при количестве осадков 50 мм и более в течение 12 ч и менее, а в горных, селевых и ливнеопасных районах – 30 мм и более за 12ч и менее);
- крупным градом (при диаметре градин 20 мм и более);
- сильным снегопадом (при количестве осадков 20 мм и более за 12 ч и менее);
- сильными метелями (скорость ветра 15 м/с и более);
- пыльными бурями;
- заморозками (при понижении температуры воздуха в вегетационный период на поверхности почвы ниже 0°C);
- сильными морозами или сильной жарой.

Эти природные явления, кроме смерчей, града и шквалов, приводят к стихийным бедствиям, как правило, в трех случаях: когда они происходят на одной трети территории области или региона, т.е. охватывают несколько административных районов и продолжаются не менее 6 часов.

6.1 Чрезвычайные явления метеорологического характера

Ураган определяется как ветер большой разрушительной силы и значительной продолжительности, скорость которого примерно равна 32 м/с и более (12 баллов по шкале Бофорта).

Причиной возникновения ураганов является резкое нарушение равновесия в атмосфере, проявляющееся в необычных условиях циркуляции воздуха, но с очень высокими скоростями воздушного потока. По пагубному воздействию на инженерные сооружения ураганы мало чем уступают землетрясениям.

Буря – это ветер, скорость которого меньше скорости урагана. Однако она довольно велика и достигает 15 – 20 м/с. Убытки и разру-

шения от бурь существенно меньше, чем от ураганов. Иногда сильную бурю называют штормом.

Ураганы возникают в любое время года, но более часто с июля по октябрь. В остальные 8 месяцев они редки, пути их коротки.

Самой важной характеристикой урагана является скорость ветра. По шкале Бофорта определяем скорость ветра и наименования режимов.

Размеры ураганов весьма различны. Обычно за его ширину принимают ширину зоны катастрофических разрушений. Часто к этой зоне прибавляют территорию ветров штормовой силы со сравнительно небольшими разрушениями. Тогда ширина урагана измеряется сотнями километров, достигая иногда 1000.

Для тайфунов (тропических ураганов Тихого океана) полоса разрушений составляет обычно 1–45 км.

Средняя продолжительность урагана – 9-12 дней.

Часто ливни, сопровождающие ураган, гораздо опаснее самого ураганного ветра.

Для бури характерна меньшая, чем для урагана скорость ветра (15 – 31 м/с). Длительность бурь – от нескольких часов до нескольких суток, ширина – от десятков до нескольких сотен километров. И те, и другие нередко сопровождаются выпадением довольно значительных осадков.

Таблица 30

Баллы	Скорость ветра (миля/ч)	Наименование ветрового режима	Признаки
0	0-1	Затишье	Дым идет прямо
1	2-3	Легкий ветерок	Дым изгибается
2	4-7	Легкий бриз	Листья шевелятся
3	8-12	Слабый бриз	Листья двигаются
4	13-18	Умеренный бриз	Листья и пыль летят
5	19-24	Свежий бриз	Тонкие деревья качаются
6	25-31	Сильный бриз	Качаются толстые ветви
7	32-38	Сильный ветер	Стволы деревьев изгибаются
8	39-46	Буря	Ветви ломаются
9	47-54	Сильная буря	Черепица и трубы срываются
10	55-63	Полная буря	Деревья вырываются с корнем
11	64-75	Шторм	Везде повреждения
12	Более 75	Ураган	Большие разрушения

Ураганы являются одной из самых мощных сил стихии. По своему пагубному воздействию не уступают таким страшным стихийным бедствиям, как землетрясения. Это объясняется тем, что они несут в себе колоссальную энергию. Ее количество, выделяемое средним по мощности ураганом в течение одного часа, равно энергии ядерного взрыва в 36 Мгт.

Ураганный ветер разрушает прочные и сносит легкие сооружения, опустошает засеянные поля, обрывает провода и валит столбы линий электропередачи и связи, повреждает транспортные магистрали и мосты, ломает и вырывает с корнями деревья, повреждает и топит суда, вызывает аварии на коммунально-энергетических сетях в производстве. Бывали случаи, когда ураганный ветер разрушал дамбы и плотины, что приводило к большим наводнениям, сбрасывал с рельсов поезда, срывал с опор мосты, валил фабричные трубы, выбрасывал на сушу корабли.

Ураганы и штормовые ветры в зимних условиях часто приводят к возникновению снежных бурь, когда огромные массы снега с большой скоростью перемещаются с одного места на другое. Их продолжительность может быть от нескольких часов до нескольких суток. Особенно опасны снежные бури, проходящие одновременно со снегопадом, при низкой температуре или при ее резких перепадах. В этих условиях снежная буря превращается в подлинное стихийное бедствие, причиняя значительный ущерб регионам. Снегом заносятся дома, хозяйственные и животноводческие постройки. Иногда сугробы достигают высоты с четырехэтажный дом. На большой территории на длительное время из-за снежных заносов останавливается движение всех видов транспорта. Нарушается связь, прекращается подача электроэнергии, тепла и воды. Нередки и человеческие жертвы.

В летнее время сильны ливни, сопровождающие ураганы, нередко, в свою очередь, являются причиной таких стихийных явлений, как селевые потоки, оползни.

Так, в июле 1989 г. мощный тайфун "Джуди" со скоростью 46 м/с и с обильными ливнями прокатился с юга на север на дальнем востоке России. Затопило 109 населенных пунктов, в которых пострадало около 2 тыс. домов, было разрушено и снесено 267 мостов, выведено из строя 1340 километров дорог, 700 километров линий электропередачи, затоплено 120 тыс. га сельхоз-угодий. Из опасных зон эвакуировали 8 тыс. человек. Были и человеческие жертвы.

Смерч – это восходящий вихрь, состоящий из чрезвычайно быстро вращающегося воздуха, смешанного с частицами влаги, песка, пыли и других взвесей. Он представляет собой быстро вращающуюся воз-

душную воронку, свисающую из облака и ниспадающую к земле в виде хобота. Это наименьшая по размерам и наибольшая по скорости вращения форма вихревого движения воздуха.

Образуются смерчи во многих областях земного шара. Очень часто сопровождаются грозами, градом и ливнями необычайной силы и размеров.

Возникают как над водной поверхностью, так и над сушей. Чаще всего во время жаркой погоды и высокой влажности, когда особенно резко появляется неустойчивость воздуха в нижних слоях атмосферы. Как правило, смерч рождается от низкого кучево-дождевого облака, опускаясь на землю в виде темной воронки. Иногда они возникают и при ясной погоде.

Какими параметрами характеризуются смерчи?

Во-первых, размеры смерчевого облака в поперечнике составляют 5–10 км, реже до 15. Высота 4–5 км, иногда до 15. Расстояние между основанием облака и землей обычно небольшое, порядка нескольких сот метров.

Во-вторых, в основании материнского облака смерча располагается воротниковое облако. Его ширина 3–4 км, толщина примерно 300 м, верхняя поверхность на высоте, большей частью, 1500 м. Под воротниковым облаком лежит стенное облако, от нижней поверхности которого свисает сам смерч.

В-третьих, ширина стенового облака 1,5–2 км, толщина 300 – 450 м, нижняя поверхность – на высоте 500 – 600 м.

Скорость вращения смерчевого облака в воронке может достигать 600–1000 км/ч, иногда и более.

Песчаные бури сопровождаются переносом большого количества частиц почвы и песка. Возникают в пустынных, полупустынных и распаханых степях и способны перенести миллионы тонн пыли на сотни и даже тысячи километров, засыпав территорию площадью в несколько сот тысяч квадратных километров. Подобные бури отмечаются в основном летом, во время суховеев, иногда весной и в бесснежные зимы. В степной зоне они обычно возникают при нерациональной распашке земли. На территориях Казахстана пыльные бури чаще всего наблюдаются апреле-мае и в августе-сентябре. Сравнительно редко они могут разыграться и в зимние месяцы, если поверхность земли не покрыта снегом.

Беспыльные бури. Характеризуются отсутствием вовлечения пыли в воздух и сравнительно меньшими масштабами разрушений и ущерба. Однако при дальнейшем движении они могут превратиться в

пыльную или снежную бурю в зависимости от состава и состояния поверхности земли и наличия снежного покрова.

Снежные бури характеризуются значительными скоростями ветра, что способствует зимой перемещению по воздуху огромных масс снега. Их продолжительность колеблется от нескольких часов до нескольких суток. Имеют сравнительную узкую полосу действия (до нескольких десятков километров). Снежные бури большой силы бывают на севере и востоке Казахстана и в степной части республики [11].

Снежные заносы. Зимние проявления стихийных сил природы нередко выражаются снежными заносами в результате обильных снегопадов и метелей.

Продолжительность снегопада сильно воздействуют на хозяйственную деятельность населения, особенно в сельской местности.

Отрицательное влияния этого явления усугубляется метелями снежными бурями, при которых резко ухудшается видимость, прерывается транспортное сообщение как внутригородское, так и междугородное. Выпадение снега с дождем при пониженной температуре и ураганном ветре создает условия для обледенения линий электропередач и связи, контактных сетей электротранспорта, а также кровли сооружений, различного рода опор и конструкций, что нередко вызывает их разрушение.

6.2 Особенности проектирования и расчета сооружений в условиях метеорологии

Сильные ветры, значительные перепады атмосферного давления и большое количество осадков могут вызвать разрушения сооружения и человеческие жертвы. Опасные атмосферные явления связаны с возможностью образования циклонов, ураганов и торнадо, кинетическая энергия E которых дана в табл. 31.

Таблица 31

Энергия катастрофических атмосферных явлений

Опасные явления	E , Дж
Пылевые смерчи	$4 \cdot 10^7$
Торнадо	$4 \cdot 10^{10}$
Шквалы	$4 \cdot 10^{12}$
Ураганы	$4 \cdot 10^{16}$
Циклоны	$4 \cdot 10^{17}$

Ураганы – это атмосферные вихри больших размеров со скоростью ветра до 120 км/ч, а в приземном слое – до 200 км/ч. Максимальная скорость ветра 230 км/ч (64 м/с) зафиксирована в Пуэрто-Рико в 1928 г.

Таким образом, что возникновение урагана связано с наличием области низкого давления, а его поддержание – с некоторым постоянным источником энергии, который представляет влажный воздух, поднимающийся над водной поверхностью. Выделяющееся при конденсации воды тепло питает ураганы энергией.

Разрушительные действия ураганов определяется, в основном, энергией скорости ветра. При этом скоростной напор q , пропорционален произведению плотности атмосферного воздуха на квадрат скорости воздушного потока

$$q = 0,5 \rho v^2, \quad (108)$$

где ρ – плотность воздуха; v – скорость ветра.

В соответствии со строительными нормами (4,12) максимальное нормативное значение ветрового давления для территории СНГ составляет $q = 0,85$ кПа при плотности воздуха $\rho = 1,22$ кг/м³.

Отсюда скорость ветра:

$$v = \sqrt{2q / \rho} = \sqrt{2 \cdot 0,85 / 1,22} = 37,32 \text{ м/с или } v = 134 \text{ км/ч.}$$

Для сравнения приведем расчетные значения скоростного напора, использованные при проектировании АС для района Карибского бассейна

- для сооружений I категории – 3,44 кПа;
- для сооружений II и III категорий – 1,75 кПа;
- для открытых сооружений и установок – 1,15 кПа.

Огромную опасность при ураганах представляет действие обильных дождевых осадков. Велика также разрушительная сила ударов от предметов, уносимых ураганным ветром. Разрушения и человеческие жертвы связаны также со штормовыми волнами, обрушивающимися на прибрежные участки суши.

На основании анализа годового числа частоты ураганов можно описать его распределением Пуассона, т.е. функцией распределения:

$$f(x) = \mu^x \exp(-\mu) / x!, \quad (109)$$

где $f(x)$ – функция распределения; x – ежегодная частота; μ – средняя ежегодная частота. Например, для всех ураганов Атлантического побережья США, принимается $\mu = 2$.

Функция распределения (109) вероятностей образования урагана может быть положена в основу прогноза риска возможных разрушений сооружения. Ближайшая опасность надвигающегося урагана мо-

жет фиксироваться слежением за его перемещением радиолокаторами, а также спутниками, что позволяет определить направление движения путём краткосрочного прогноза.

Одним из сильных атмосферных вихрей в виде воронок, спускающихся от нижней границы облаков, является *торнадо*. Беспорядочно приближаясь к земле, торнадо вызывает значительные разрушения сооружений, что обусловлено большими скоростями ветра, низким давлением в центре и значительной разницей давлений между краевой и центральными частями, достигающей 8 кПа. Шкала разрушений сооружений (Фьюджита), вызываемых торнадо, включающая 6 классов (А), зависит от скорости ветра U (табл. 32).

Таблица 32

Шкала разрушений сооружений, вызываемых торнадо

Класс разрушений сооружений, А	0	1	2	3	4	5
Скорость ветра, U , м/с	18	33	50	70	93	117

Повреждения сооружения, соответствующие классам (А) имеют следующий вид:

0 – слабые повреждения сооружений: небольшие повреждения антенн, поваленные деревья с неглубокими корнями;

1 – средние повреждения сооружений (начало ураганной скорости ветра): сорваны крыши, перевернуты автоприцепы, движущиеся автомобили снесены с дороги, отдельные деревья вырваны с корнями и унесены;

2 – значительные повреждения сооружений: разрушены неустойчивые сооружения и здания, особенно в сельских районах, крупные деревья вырваны с корнями и унесены, опрокинуты товарные вагоны, сорваны крыши домов;

3 – серьёзные повреждения сооружений: разрушена часть вертикальных стен домов и сооружений, перевернуты поезда, разорваны конструкции оболочек покрытий для ангаров, автомобили подбрасывались в воздух, большинство деревьев в лесу вырваны с корнями или повалены;

4 – опустошительные повреждения сооружений: каркасы домов целиком повалены, автомобили и поезда отброшены, возможны крупные летящие предметы;

5 – потрясающие повреждения сооружений: каркасы домов сорваны с фундаментов, железобетонные конструкции сильно повреждены, в воздухе возможны летящие предметы размером с автомобиль.

Размер торнадо обычно не превышает 1,5 км в диаметре. Многие из них не достигают земной поверхности и большинство имеют размер порядка 100 м. Наземный след торнадо, достигших земли, простирается на расстояние от нескольких сот метров до сотен километров. Диапазон скоростей движения торнадо 18...30 м/с.

Основной параметр торнадо – A , а также длина пути L и ширина B , определяются по 5-ти балльной шкале согласно табл. 33.

Таблица 33

Шкалы градации длины пути и ширины торнадо

Классы A_1, A_B	0	1	2	3	4	5
Длина пути L , км	0,5	1,6	5,1	16,1	50,9	161
Ширина B , км	0,005	0,016	0,051	0,161	0,509	1,610

В горизонтальном сечении торнадо представляет ядро, окруженное вихрем, причем имеются точки всасывания, которые движутся вокруг ядра и способны приподнимать железнодорожные вагоны массой до 13 т. Этот эффект соответствует скорости ветра порядка 100 м/с. В пределах торнадо имеются также сильные нисходящие потоки, способные вдавливать в грунт отдельные доски на глубину до 45 см. Средняя скорость движения центра торнадо относительно земли – 27 м/с.

Вероятность появления торнадо в каком-либо конкретном районе весьма мала. В процессе проектирования обычных промышленных и гражданских зданий и сооружений нагрузки от торнадо СНиПом по экономическим соображениям не учитываются.

Нагрузки от торнадо учитываются при выборе площадок для атомных электростанций как в СНГ, так и за рубежом. При этом учитываются скоростной напор ветра, изменение атмосферного давления при прохождении торнадо над сооружением, а также удары летящих предметов.

Разрушения сооружений, причиняемые торнадо, как ураганами, определяется давлением скоростного напора ветрового потока и, кроме того, взрывным эффектом от быстрого падения давления в центре торнадо. Устойчивыми к действию торнадо являются железобетонные сооружения. Наилучшим укрытием от торнадо являются убежища гражданской обороны и инженерные сооружения, а также прочные подвалы зданий.

Наиболее опасным атмосферным явлением является гроза. При грозе наибольшую опасность представляют электрические разряды – молнии. От молний могут быть расщеплены стволы деревьев, возникнуть пожары в сооружениях, зданиях и в лесу.

Среднестатистическая продолжительность одного грозового цикла составляет 30 мин., а электрический заряд каждой вспышки молнии соответствует 20...30 Кл и может образоваться на участке грозовой тучи радиусом до 2 км. Основной отрицательный заряд расположен вблизи изотермы минус 5 °С, а положительные заряды находятся на несколько километров выше и около нижней границы облака.

Лавинный заряд движется вниз ступеньками по 50...100 м, пока не достигнет земли. Когда до земной поверхности остается примерно 100 м, молния "нацеливается" на какой-либо возвышающийся предмет.

Разряды могут достигать 80 Кл и иметь силу тока от нескольких единиц до 200 кА. Обычно сила тока быстро нарастает за первые 10...20 мс, а в следующие 200...300 мс происходит медленное её снижение до 20 % от амплитудной величины.

Шаровая молния – своеобразное электрическое явление. Молния существует несколько секунд, однако может вызвать разрушения сооружений и человеческие жертвы.

Оценка опасности воздействия молнии основана на статистике частоты гроз с опасными молниями в данном районе. Повторяемость молний относят к единице площади, что дает возможность получить величину риска.

Повреждения сооружения, наносимые молнией, обусловлены высоким напряжением, большой силой тока в канале молнии и температурой, достигающей 40000 К. Например, сильный ток, прошедший через тело человека от удара молнии, вызывает остановку сердца.

6.3 Мероприятия по защите сооружений

Защита населения и людей в связи с возможностью сильных штормовых волн, наводнений и сильных ветров, является эвакуация из прибрежных районов и эксплуатируемых сооружений.

В пустынях сильные ветры являются причиной пыльных и песчаных бурь. В период песчаной бури возможно нарушение нормального электрического поля в атмосфере.

Защита зданий и сооружений от молний состоит в безопасном заземлении электрических импульсов, т.е. в применении громоотводов. Считают, что громоотвод притягивает приблизившегося ступенчатого лидера, образуя защитный конус с углом 90° ниже верхушки громоотвода. Ударное расстояние h для ударов молнии от головной части лидера к точке заземления представляют как функцию от высоты грозового облака H и величины заряда Q . Удар происходит, если напряжён-

ность поля между головой лидера и заземленной точкой превысит пробивное напряжение поля, равное в воздухе 3 кВ/см.

Пример 1. Практическую задачу представим в виде зависимости h от максимальной силы тока i . В этом случае для средней продолжительности разряда молнии 100 мс определяется выражение силы тока $i = 2 \cdot 10^4 Q$.

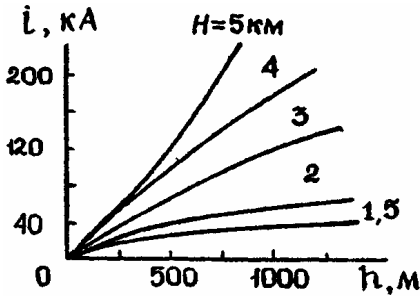


Рис. 29. Ударное расстояние h для различных разрядов i в зависимости от высоты H грозовой тучи

Значения ударного расстояния h для молний с различными величинами разряда i и высотами грозового облака H представлены на рис. 29. Этот график может быть использован для проектирования защиты от молний, позволяя установить зону, в которой молния с определенной величиной разряда будет притянута (данные Шваба и А. Шейдеггера).

Для защиты человека от молнии на открытом месте необходимо найти заземленное убежище или инженерные сооружения. Подобным убежищем может служить лес. Отдельно стоящее дерево представляет опасность, т.к. является громоотводом и не исключен пробой между деревом и человеком.

Пример 2. Особенностью движения смерча является его прыгание. Пройдя какое-то расстояние по земле, он может подняться в воздух и не касаться земли, а затем снова опустится. Соприкасаясь с поверхностью, вызывает большие разрушения.

Такие действия определяются двумя факторами: таранным ударом стремительно вращающегося воздуха и большой разностью давлений между периферией и внутренней частью воронки, из-за огромной центробежной силы. Последний фактор и определяет эффект всасывания всего того, что попадает на пути. В воздух могут быть подняты и перенесены на сотни метров и даже километры животные, люди, автомобили, небольшие и легкие дома, вырваны с корнем деревья, сорваны крыши. Смерч разрушает жилые и производственные здания

и сооружения, рвет линии электроснабжения и связи, выводит из строя технику, нередко приводит к человеческим жертвам.

Чудовищной, невероятной силы обладал смерч, который зародился 8 июля 1984 г. на северо-западе Москвы и прошел почти до Вологды (300 км), по счастливой случайности минуя крупные города и села. Ширина полосы разрушений достигала 300-500 м. Сопровождалось это выпадением крупного града.

Ужасающим были последствия от другого смерча этого семейства, получившего название «Ивановское чудище». Он возник в 15 км южнее Иванова и прошел зигзагообразно около 100 км через леса, поля, пригороды г. Иваново, дальше вышел к Волге, уничтожил турбазу «Лунево» и затих в лесах близ Костромы. Только в Ивановской области пострадали 680 жилых домов, 200 объектов промышленного и сельского хозяйства, 20 школ, детские сады. Без крова остались 416 семей, разрушено 500 садово-дачных строений. Более 20 человек погибли.

На Черном и Азовских морях за 10 лет проходит в среднем 25-30 смерчей. Смерчи, образующиеся на морях, очень часто выходят на побережье, где не только не теряют, а и наращивают силу.

Крайне сложно прогнозировать место и время появления смерча. Поэтому большей частью они возникают для людей внезапно, предсказать последствие тем более невозможно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Закон Республики Казахстан “О чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера”. 5 июля, 1996 г.
2. *Арустамов Э.А.* Безопасность жизнедеятельности: Учебник. М.: 2000. 324 с.
3. Чрезвычайные ситуации. Краткая характеристика и классификация: Учеб. пособие. М.: Военные знания, 2000. 80 с.
4. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. 36 с.
5. Statistisches Jahrbuch der Deutschen Demokratischen Republik. Berlin: Staatsverlag der DDR, 1983.
6. *Нурмаганбетов Е.К. и др.* Вопросы сейсмостойкости пространственных зданий и сооружений: Учеб. пособие. Алма-Ата, 1981. 43 с.
7. СНиП РК В.1.2 – 4 – 98. Строительство в сейсмических районах. Алматы, 1998. 42 с.
8. *Нурмаганбет Е.К. и др.* Моделирование сейсмического воздействия на сооружения по характеру движений грунта / Геотехнические проблемы строительства, архитектуры и геоэкологии на рубеже 21 века. // Тр. 1-го Центрально-Азиатского геотехнического симпозиума. Т. 2. Астана, 2000. 216 с.
9. *Мартемьянов А.И.* Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах: Учеб. пособие для ВУЗов. М.: Стройиздат, 1985. 255 с.
10. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий. Кн. 1. М.: Ассоциация строительных ВУЗов, 1995. 319 с.
11. Благовещенский В.П. Снежные лавины Казахстана. Алма-Ата, 1981. 43 с.
12. СНиП 2.01.51.90 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования. Госстрой СССР. М.: АПП ЦИТП, 1991. 32 с.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1 БЕЗОПАСНОСТЬ ЧЕЛОВЕКА И СООРУЖЕНИЯ	5
1.1 Безопасность человека.....	6
1.2 Основные понятия о чрезвычайных ситуациях.....	9
1.3 Экстремальный уровень безопасности сооружения.....	13
1.3.1 Нагрузки и воздействия.....	15
1.3.2 Определение уровня безопасности сооружения.....	19
2 ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ И ИХ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СООРУЖЕНИЯ	25
2.1 Причины и последствия землетрясений.....	27
2.2 Расчетные сейсмические нагрузки на сооружения.....	36
2.3 Особенности проектирования и расчёта сейсмостойких зданий и сооружений.....	43
2.3.1 Сейсмические воздействия на высотные здания и сооружения.....	45
2.3.2 Особенности проектирования расчёта пространственных покрытий сооружений на сейсмические воздействия.....	52
2.4 Мероприятия по сейсмозащите сооружений, поврежденных землетрясением.....	64
2.4.1 Основные направления сейсмозащиты сооружений.....	65
2.4.2 Способы сейсмозащиты сооружений.....	74
2.4.3 Меры по сейсмозащите сооружений и контроль за качеством строительно-монтажных работ.....	78
3 ПРОТИВООПЛЗНЕВЫЕ ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ	87
3.1 Характеристика и классификация оползней.....	87
3.2 Прогнозирование и расчёт надёжности противооплзневых сооружений.....	90
3.3 Противооплзневые мероприятия при обеспечении устойчивости сооружений.....	96
4 СЕЛЕЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ	100
4.1 Характеристика и классификация селей.....	101
4.2 Прогнозирование и расчет устойчивости селезащитных сооружений.....	105
4.3 Селезащитные мероприятия.....	114
5 ПРОТИВОЛАВИННЫЕ И ЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ	122
5.1 Прогнозирование и расчет параметров лавин.....	125
5.2 Противолавинные мероприятия.....	131

6	УСТОЙЧИВОСТЬ СООРУЖЕНИЙ ПРИ НЕБЛАГО-	
	ПРИЯТНЫХ МЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ...	134
6.1	Чрезвычайные явления метеорологического характера.....	134
6.2	Особенности проектирования и расчета сооружений в усло-	
	виях метеорологии.....	138
6.3	Мероприятия по защите сооружений.....	142
	БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	145

Учебное издание

Нурмаганбет Есет Каиржанович

СООРУЖЕНИЯ В ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ УСЛОВИЯХ

Учебное пособие

**Зав. РО
Редактор
Техн. редактор
Компьютерный набор
и верстка**

*З.А. Губайдулина
М.М. Шаймерденова
К.Ж. Кошербаева
Л.Т. Касжанова*

Подписано в печать 30.06.2005 г.

Тираж 500 экз. Формат 60384 1/16. Бумага типогр. № 1
Объём 9 уч.-изд.л. Заказ № Цена договорная

Издание Казахского национального технического
университета им. К.И. Сатпаева
Издательский центр КазНТУ, Алматы, Ладыгина, 32