ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО

ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ГОСТ Р 55260.1.2— 2012

Гидроэлектростанции

Часть 1-2

СООРУЖЕНИЯ ГЭС ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ

Требования безопасности оснований

Издание официальное

Москва
Стандартинформ
2014

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

1 РАЗРАБОТАН Открытым акционерным обществом «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений» (ОАО «НИИЭС»)

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 330 «Процессы, оборудование и энергетические системы на основе возобновляемых источников энергии»

3 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 29 ноября 2012 г. № 1352-ст

4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Правила применения настоящего стандарта установлены в ГОСТ Р 1.0—2012 (раздел 8). Информация об изменениях к настоящему стандарту публикуется в ежегодном (по состоянию на 1 января текущего года) информационном указателе «Национальные стандарты», а официальный текст изменений и поправок — в ежемесячном информационном указателе «Национальные стандарты». В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего стандарта соответствующее уведомление будет опубликовано в ближайшем выпуске ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования — на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет (gost.ru)

© Стандартинформ, 2014

Настоящий стандарт не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии

Содержание

1 Область применения . . . 1
2 Нормативные ссылки . . . 1
3 Термины и определения . . . 2
4 Сокращения . . . 3
5 Общие положения . . . 3
6 Номенклатура грунтов оснований и их физико-механические характеристики . . . 5
7 Инженерно-геологическая и расчетная схематизация оснований . . . 14
8 Расчеты устойчивости (несущей способности) . . . 15
9 Фильтрационные расчеты оснований . . . 16
10 Расчет местной прочности скальных оснований . . . 16
11 Определение напряжений . . . 16
12 Расчет оснований по деформациям . . . 17
13 Инженерные мероприятия по обеспечению надежности оснований . . . 17
14 Мониторинг . . . 17
Приложение А (обязательное) Расчеты устойчивости (несущей способности) . . . 19
Приложение Б (обязательное) Проектирование оснований гидротехнических сооружений . . . 27
Приложение В (рекомендуемое) Основные расчетные положения при проектировании гидротехнических сооружений . . . 30
Приложение Г (обязательное) Классы гидротехнических сооружений . . . 33
Приложение Д (рекомендуемое) Перечень нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения . . . 35
Приложение Е (обязательное) Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f при расчетах по предельным состояниям первой группы . . . 36
Приложение Ж (обязательное) Подземный контур . . . 37
Приложение И (обязательное) Фильтрационные расчеты оснований . . . 38
Приложение К (обязательное) Расчет оснований и грунтовых сооружений по деформациям . . . 41
Приложение Л (обязательное) Расчет осадок плотин. Основные положения . . . 43
Библиография . . . 44

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Гидроэлектростанции

Часть 1-2

СООРУЖЕНИЯ ГЭС ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ

Требования безопасности оснований

Hydro power plants. Part 1-2. Hydroelectric power stations. Safety requirements for foundations

Дата введения — 2014—07—01

1 Область применения

Настоящий стандарт распространяется на проектирование, строительство и эксплуатацию оснований речных гидротехнических сооружений.

Проектирование оснований гидротехнических сооружений, предназначенных для строительства в сейсмических районах, в условиях распространения многолетнемерзлых, просадочных, пучинистых, набухающих, биогенных, засоленных грунтов и карста, проводится в соответствии с нормами и правилами, предусмотренными соответствующими нормативными документами.

Проектирование гидротехнических сооружений на закарстованных основаниях и легководорастворимых породах (каменная соль, гипс и т. п.) должно осуществляться с учетом конкретных инженерно-геологических условий участка возведения сооружения, типа и условий его эксплуатации.

Настоящий стандарт не распространяется на проектирование подземных гидротехнических сооружений.

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы нормативные ссылки на следующие стандарты:

ГОСТ 12248—2010 Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости

ГОСТ 19179—73 Гидрология суши. Термины и определения

ГОСТ 20522—96 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний

ГОСТ 23278—78 Грунты. Методы полевых испытаний проницаемости

ГОСТ 25100—95 Грунты. Классификация

СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07—85*

СП 23.13330.2011 Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02—85

СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03—84

СП 58.13330.2012 Свод правил. Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01—2003

Примечание — При пользовании настоящим стандартом целесообразно проверить действие ссылочных документов в информационной системе общего пользования — на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет или по ежегодному информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего стандарта в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил целесообразно проверить в Федеральном информационном фонде технических регламентов и стандартов.

Издание официальное

3 Термины и определения

В настоящем стандарте применены термины по ГОСТ 19179, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 **водоприемник:** Часть водопропускного сооружения, служащая для непосредственного приема воды из водного объекта.

3.2 **дренаж:** Устройство для частичного или полного перехвата фильтрационного потока в основании или внутри водоподпорного сооружения, сбора и отвода профильтровавшихся вод.

3.3 **канал:** Водовод незамкнутого поперечного сечения в виде искусственного русла в грунтовой выемке и/или насыпи.

3.4 **основание гидротехнического сооружения:** Объем грунтового массива, активно взаимодействующий с гидротехническим сооружением.

3.5 **грунт:** Горные породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную, многофазную геологическую систему и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека.

3.6 **несущая способность (общая прочность, устойчивость) системы сооружение — основание:** Способность системы, не разрушаясь, воспринимать нагрузки и воздействия.

3.7 **местная прочность:** Свойство грунта, не разрушаясь, воспринимать напряжения в локальных областях системы сооружение — основание.

3.8 **длительная прочность:** Прочность грунта при нагрузках и воздействиях, действующих в течение определенного (расчетного) времени.

3.9 **надежность системы сооружение — основание:** Способность системы выполнять заданные функции.

3.10 **предельное равновесие:** Состояние системы сооружение — основание или ее элементов, соответствующее предельно возможным напряжениям и деформациям, после достижения которых происходит потеря несущей способности (общей прочности, устойчивости или местной прочности).

3.11 **ползучесть:** Проявление вязких свойств грунта, выражающееся в возможности деформироваться во времени при неизменном напряженном состоянии и изменять во времени (релаксировать) напряженное состояние при неизменных деформациях в отсутствии избыточного давления в поровой жидкости.

3.12 **давление покоя:** Боковое давление грунта на неподвижную грань сооружения или его элемента.

3.13 **активное давление:** Боковое давление грунта на верховую грань сооружения или его элемента при перемещении этой грани от контактируемого грунта в условиях, когда этот грунт перешел в состояние предельного равновесия и дальнейшее сколь угодно малое увеличение нагрузки приводит к образованию в нем призмы обрушения.

3.14 **пассивное давление:** Боковое давление грунта на низовую грань сооружения или его элемента при перемещении этой грани в сторону контактируемого грунта в условиях, когда этот грунт перешел в состояние предельного равновесия и дальнейшее сколь угодно малое увеличение нагрузки приводит к образованию в нем призмы выпора.

3.15 **оползень:** Развивающееся во времени под действием собственного веса смещение грунтовой массы естественного склона или искусственного откоса, которое в пределе может приводить к состоянию предельного равновесия (потере устойчивости).

3.16 **инженерно-геологические элементы;** ИГЭ: Области грунта, характеризуемые в пределах каждого ИГЭ комплексом постоянных (однородных) показателей состава, строения, состояния и свойств грунтов (или одним из них).

3.17 **инженерно-геологическая схема (модель):** Схематизированное отображение пространственного размещения в основании ИГЭ.

3.18 **расчетные грунтовые элементы;** РГЭ: Области грунта, характеризуемые конкретной физико-математической моделью грунта и набором численных значений физико-механических характеристик, соответствующих этой математической модели.

3.19 **расчетная геомеханическая схема (модель) основания или грунтового сооружения:** Неотъемлемая часть конкретного расчетного метода оценки работы системы сооружение — основание, схематизирующая отображение пространственного размещения в основании или грунтовом сооружении РГЭ.

3.20 **инженерно-геологический массив:** Сфера воздействия гидротехнического сооружения на горные породы.

3.21 **грунтовая толща:** Толща пород и почв, находящихся в сфере активного воздействия гидротехнического сооружения.

3.22 **липкость грунтов:** Способность грунтов при определенном содержании воды прилипать к поверхности различных предметов.

4 Сокращения

В настоящем стандарте применены следующие сокращения:

ГАЭС — гидроаккумулирующая электрическая станция;

ГТС — гидротехнические сооружения;

ГЭС — гидравлическая электрическая станция;

КИА — контрольно-измерительная аппаратура;

МРЗ — максимальное расчетное землетрясение;

НДС — напряженно-деформированное состояние (напряженно-деформированное состояние сооружения);

НПУ — нормальный подпорный уровень;

ПЗ — проектное землетрясение;

ССКЗ — северная строительно-климатическая зона;

ФПУ — форсированный подпорный уровень.

5 Общие положения

5.1 Проектирование оснований гидротехнических сооружений должно выполняться на основе:

- результатов анализа природных условий, в т. ч. результатов инженерно-геологических, геокриологических и гидрогеологических изысканий и исследований, содержащих данные о структуре, составе, физико-механических и теплофизических характеристиках элементов массива грунта, напорах, уровнях и химическом составе подземных вод, областях их питания и дренирования, наличия мерзлоты и т. д.;
- данных о сейсмической активности района возведения сооружения;
- опыта возведения аналогичных гидротехнических сооружений в сходных инженерно-геологических условиях;
- данных, характеризующих возводимое гидротехническое сооружение (тип, конструкция, размеры, порядок возведения, действующие нагрузки, воздействия, условия эксплуатации и т. д.);
- местных условий строительства;
- технико-экономического сравнения вариантов проектных решений, обеспечивающих принятие оптимального варианта с рациональным использованием прочностных, деформационных или других свойств грунтов основания и материалов возводимого сооружения при наименьших приведенных затратах и выполнении требований надежности — технической, социальной и экологической безопасности объекта в соответствии с требованиями [1], [2], СП 58.13330.

5.2 Нагрузки и воздействия на основания гидротехнических сооружений должны определяться расчетами исходя из совместной работы сооружения и основания и в соответствии с требованиями приложения В.

5.3 При проектировании и расчетах гидротехнических сооружений следует учитывать, что сооружение и основание представляют собой взаимосвязанные и взаимодействующие элементы единой системы.

5.3.1 Расчеты оснований для обеспечения технической надежности (расчеты несущей способности, прочности, в т. ч. фильтрационной, деформаций и смещений) должны производиться детерминистическими методами по условию обеспечения надежности:

$$\gamma_{lc} F_0 \le \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R_0, \qquad (1)$$

где F_0 — соответствующее эксплуатационным условиям расчетное значение обобщенного параметра, по которому производится оценка надежного состояния;

R_0 — соответствующее предельно допустимым условиям расчетное значение обобщенного параметра, по которому производится оценка предельного состояния;

γ_n — коэффициент надежности по ответственности сооружения;

γ_{lc} — коэффициент сочетаний нагрузок;

γ_c — коэффициент условий работы.

Примечание — Указания по определению γ_n, γ_{lc}, γ_c даны в 5.4 и др. соответствующих разделах настоящего стандарта.

5.4 Расчеты оснований гидротехнических сооружений должны учитывать характер возможных последствий при достижении соответствующего предельного состояния и должны производиться по двум группам предельных состояний:

- по первой группе — по несущей способности;
- по второй группе — по деформациям.

Меньшая значимость возможных последствий при достижении предельных состояний второй группы по сравнению с предельными состояниями первой группы учитывается регламентацией менее жестких расчетных условий: в формуле (1) принимаются следующие значения коэффициентов надежности:

а) для первой группы предельных состояний:

1) γ_n для сооружений I, II, III и IV классов соответственно равен 1,25; 1,20; 1,15; и 1,10;

2) γ_{lc} принимается равным:

- для основного сочетания нагрузок — 1,00;
- для особого сочетания нагрузок, включающих в себя особые нагрузки повторяемостью один раз в 100 или менее лет — 1,00;
- для особого сочетания нагрузок, включающих в себя особые нагрузки повторяемостью реже, чем один раз в 1000 лет — 0,90;
- для особого сочетания нагрузок, включающих в себя сейсмическую нагрузку на уровне проектного землетрясения и на уровне максимального расчетного землетрясения следует принять равным соответственно 0,95 и 0,85 согласно СП 58.13330 и [3];
- для сочетания нагрузок в периоды строительства и ремонта — 0,95;

б) для второй группы предельных состояний во всех случаях $\gamma_n = \gamma_{lc} = 1$.

Значения коэффициента γ_c регламентируются в зависимости от видов сооружений, оснований и расчетов в соответствующих разделах настоящего стандарта.

5.4.1 Расчеты по первой группе предельных состояний

5.4.1.1 Расчеты по первой группе предельных состояний производятся в целях недопущения следующих предельных состояний, приводящих к полной непригодности к эксплуатации:

- потери основанием несущей способности, а сооружением — устойчивости;
- нарушений общей фильтрационной прочности нескальных оснований, а также местной фильтрационной прочности скальных и нескальных оснований в тех случаях, когда они могут привести к появлению сосредоточенных водотоков, локальным разрушениям основания и др. последствиям, исключающим возможность дальнейшей эксплуатации сооружения;
- нарушений противофильтрационных устройств в основании или их недостаточно эффективной работы, вызывающих недопустимые потери воды из водохранилищ и каналов или подтопление и заболачивание территорий, обводнение склонов и т. д.;
- неравномерных перемещений различных участков основания, вызывающих разрушения отдельных частей сооружений, недопустимые по условиям их дальнейшей эксплуатации (нарушение ядер, экранов и других противофильтрационных элементов земляных плотин и дамб, недопустимое раскрытие трещин бетонных сооружений, выход из строя уплотнений швов и т. п.).

5.4.1.2 По предельным состояниям первой группы должны быть выполнены расчеты прочности и устойчивости отдельных элементов сооружений, а также расчеты перемещений конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружения в целом или его основных элементов (например, анкерных опор шпунтовых подпорных стен).

5.4.1.3 К первой группе предельных состояний должны быть отнесены также расчеты перемещений сооружений или их конструктивных элементов, поведение которых может приводить к невозможности эксплуатации технологических систем объекта.

5.4.1.4 Откосы, расположенные в непосредственной близости от сооружений и в местах примыкания последних, должны рассчитываться на устойчивость по первой группе предельных состояний. Если потеря устойчивости таких откосов не приводит сооружение в состояние, приводящее к непригодности к эксплуатации, то расчеты откосов следует производить по второй группе предельных состояний.

5.4.2 Расчеты по второй группе предельных состояний

5.4.2.1 Расчеты по второй группе предельных состояний должны производиться в целях недопущения следующих предельных состояний, обусловливающих непригодность сооружений и их оснований к нормальной эксплуатации:

- нарушений местной прочности отдельных областей основания, приводящих к повышению противодавления, увеличению фильтрационного расхода, перемещений и наклона сооружений и др.;

- проявлений ползучести и трещинообразования в грунтах;
- перемещений сооружений и грунтов в основании, приводящих к осложнениям в эксплуатации объекта, кроме случаев, указанных в 5.4.1;
- потери устойчивости склонов и откосов, вызывающей частичный завал канала или русла, входных отверстий водоприемников и др. последствия. Если потеря устойчивости склонов может привести сооружение в состояние, приводящее к непригодности к эксплуатации, то расчеты устойчивости таких склонов следует производить по предельным состояниям первой группы.

5.4.2.2 В случае, если расчеты местной прочности основания свидетельствуют о возможности потери несущей способности основания в целом, должны быть предусмотрены мероприятия по увеличению прочности основания или изменению конструкции системы сооружение — основание и выполнены расчеты по первой группе предельных состояний.

5.5 В проектах оснований сооружений должна быть предусмотрена система мониторинга, обеспечивающая проведение натурных наблюдений и оценку состояния системы гидротехническое сооружение — основание, а также оценку технологических процессов, влияющих на экологическую обстановку в районе гидроузла.

5.6 Состав и объем натурных наблюдений должны назначаться в зависимости от класса сооружения, геологических и гидрогеологических особенностей основания, новизны проектных решений.

5.7 При проектировании оснований сооружений I—III классов необходимо предусмотреть установку КИА. Состав и объем установки КИА определяется проектом. Для сооружений IV класса и их оснований следует предусматривать только визуальные и геодезические наблюдения.

5.8 При проектировании оснований гидротехнических сооружений должны быть предусмотрены инженерные мероприятия по охране окружающей среды. Экологическое обоснование проекта обустройства основания гидротехнического сооружения должно включать в себя разработку комплекса природоохранных мероприятий, проводимых при строительстве и эксплуатации ГЭС, а также мероприятия по охране окружающей среды, направленные на улучшение экологической обстановки.

6 Номенклатура грунтов оснований и их физико-механические характеристики

6.1 Номенклатуру грунтов оснований гидротехнических сооружений и их физико-механические характеристики следует устанавливать согласно требованиям ГОСТ 25100 и в соответствии с настоящим разделом.

Значения физико-механических характеристик грунтов приведены в таблице 1.

Таблица 1 — Физико-механические характеристики грунтов

Классификационная характеристика грунтов	Физико-механические характеристики грунтов			
	Плотность сухого грунта (в массиве) ρ_d, т/м^3	Коэффициент пористости (в массиве) e	Сопротивление одноосному растяжению породных блоков в водонасыщенном состоянии $\|R_t\|$, МПа	Модуль деформации грунта (в массиве) $E \cdot 10^3$, МПа
А — скальные скальные (при пределе прочности на одноосное сжатие отдельности R_c > 5 МПа (50 кгс/см^2)): магматические (граниты, диориты, порфириты и др.);	2,5—3,1	< 0,01	≥ 1,0	> 5,0
метаморфические (гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы, мраморы и др.); осадочные (известняки, доломиты, песчаники и др.)				
полускальные (при R_c < 5 МПа (50 кгс/см^2)): осадочные (глинистые, сланцы, аргиллиты, алевролиты, песчаники, конгломераты, мел, мергели, туфы, гипсы и др.)	2,2—2,65	< 0,02	< 1,0	0,1—5,0

Окончание таблицы 1

Классификационная характеристика грунтов	Физико-механические характеристики грунтов			
	Плотность сухого грунта (в массиве) ρ_d, т/м^3	Коэффициент пористости (в массиве) e	Сопротивление одноосному растяжению породных блоков в водонасыщенном состоянии $\|R_t\|$, МПа	Модуль деформации грунта (в массиве) $E \cdot 10^3$, МПа
Б — нескальные крупнообломочные (валунные, галечниковые, гравийные);	1,4—2,1	2,25—1,00	—	0,005—0,10
песчаные пылевато-глинистые (супеси, суглинки и глины)	1,1—2,1	0,35—4,00	—	0,003—0,10
Примечание — В графе А приведена классификация массивов скальных грунтов: по степени трещиноватости, водопроницаемости, деформируемости, выветрелости, нарушению сплошности (разломы и трещины), степени однородности, а также по степени льдистости скальных и нескальных грунтов и степени цементации их льдом.				

6.2 При проектировании оснований гидротехнических сооружений в необходимых случаях должны быть определены дополнительно к предусмотренным ГОСТ 25100 следующие физико-механические характеристики грунтов:

- коэффициент фильтрации k;
- удельное водопоглощение q;
- показатели фильтрационной прочности грунтов (местный и осредненный критические градиенты напора I_{cr}, $I_{cr,m}$ и критические скорости фильтрации V_{cr});
- коэффициент упругой водоотдачи грунта μ_1;
- коэффициент гравитационной водоотдачи грунта μ;
- коэффициент порового давления K_u;
- коэффициент консолидации c_v;
- содержание водорастворимых солей;
- параметры затухающей ползучести (например, δ и δ');
- параметры трещин (модуль трещиноватости M_j, углы падения $\alpha_{j,d}$ и простирания $\alpha_{j,l}$, длину l_j, ширину раскрытия b_j);
- параметры заполнителя трещин (степень заполнения, состав, характеристики свойств);
- скорости распространения продольных v_l и поперечных v_s волн в массиве;
- коэффициент морозного пучения K_h;
- удельная нормальная и касательная силы пучения σ_h и τ_h;
- сопротивление недренированному сдвигу s_u;
- динамическое сопротивление недренированному сдвигу s_u^d;
- динамический модуль сдвига G^d;
- динамический модуль объемного сжатия K^d;
- динамический коэффициент затухания (демпфирования) D^d;
- предел прочности отдельности элементарного породного блока скального грунта на одноосное сжатие R_c;
- предел прочности отдельности скального грунта на одноосное растяжение R_e;
- предел прочности массива скального грунта на растяжение $R_{t,m}$ и сжатие $R_{c,m}$;
- липкость (предел адгезионной прочности глинистых грунтов) L;
- теплопроводность талого грунта λ_{th};
- теплопроводность мерзлого грунта λ_f;
- объемная теплоемкость талого грунта c_{th};
- объемная теплоемкость мерзлого грунта c_f;
- коэффициент сжимаемости мерзлого грунта δ_f;
- коэффициент сжимаемости оттаивающего грунта δ;
- коэффициент оттаивания A_{th};
- температура начала замерзания грунта T_{bf};
- максимальная величина липкости грунта при данном значении прижимающей нагрузки;
- наибольшая величина липкости грунта при его естественной влажности и данном значении прижимающей нагрузки;

- весовая влажность начального прилипания грунта при данном значении прижимающей нагрузки;
- весовая влажность максимального прилипания грунта при данном значении прижимающей нагрузки.

Примечание — Набор характеристик из числа указанного перечня определяют в каждом конкретном случае в зависимости от инженерно-геологических условий, конструктивных особенностей проектируемых сооружений, методов расчетов и т. д.

6.3 Для вновь возводимых сооружений комплекс полевых (включая геофизические и гидрогеологические работы) и лабораторных испытаний грунтов должен быть направлен на обоснованное определение нормативных и расчетных значений всех характеристик, необходимых как для классификационных целей, так и для разработки инженерно-геологических и расчетных схем (моделей), оснований и оценки надежности системы сооружение — основание.

6.3.1 При отсутствии данных полевых и лабораторных испытаний грунтов для ориентировочных расчетов допускается расчетные значения характеристик свойств грунтов принимать на основе аналоговых данных и по апробированным эмпирическим зависимостям.

6.3.2 Нормативные и расчетные значения характеристик: tg φ и c (параметров сопротивляемости сдвигу), s_u^d, G^d; K^d; D^d; R_c, R_t, $R_{t,m}$, E (модуля деформации), ν (коэффициента поперечной деформации), K_u; c_v; δ; δ'; V_p; V_s; k; q; I_{cr}; V_{cr}; μ_1; μ должны устанавливаться в соответствии с требованиями настоящего стандарта, а остальных характеристик — в соответствии с требованиями государственных стандартов на определение соответствующих характеристик.

6.3.3 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов для оценки их изменения за период эксплуатации гидротехнических сооружений и оценки состояния безопасности последующей их эксплуатации устанавливаются на основе данных проекта, результатов геотехнического контроля в процессе возведения сооружений и с учетом данных натурных наблюдений и обследований.

6.3.4 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов при дополнительных изысканиях для целей ремонта, реконструкции и эксплуатации должны устанавливаться по специальной программе. Программа изысканий должна учитывать специфику существующих сооружений, а методы испытаний и исследований — методы предшествующих испытаний и исследований.

6.3.5 При классификации грунтов должны применяться нормативные значения характеристик, при решении задач проектирования — их расчетные значения.

6.4 При определении нормативных и расчетных значений деформационных характеристик, параметров сопротивляемости сдвигу, показателей фильтрационной консолидации и ползучести грунтов по результатам лабораторных испытаний количество испытаний должно быть не менее 6, при определении остальных характеристик — не менее 10. При подтверждении указанных характеристик грунтов натурными опытами количество испытаний должно быть не менее трех.

Примечания

1 Условия проведения испытаний в максимально возможной степени должны быть приближены к условиям работы грунта в рассматриваемой системе сооружение — основание.

2 Расчетные значения характеристик в случаях, предусмотренных в нормах на проектирование отдельных видов сооружений, допускается определять по табличным или аналоговым данным.

6.5 Обработка результатов испытаний при определении нормативных и расчетных значений характеристик грунтов должна проводиться с учетом требований настоящего стандарта в соответствии с ГОСТ 20522.

6.5.1 Для обеспечения требования гарантированной надежности системы сооружение — основание расчетные значения характеристик $X_{I,II} = X_n/\gamma_g$ (γ_g — коэффициент надежности по грунту) должны быть определены исходя из ориентировки на нижнюю или верхнюю доверительную статистическую границу.

6.6 При проектировании системы сооружение — основание во всех случаях должно быть учтено возможное изменение фильтрационных характеристик, характеристик прочности и деформируемости грунтов в процессе возведения и эксплуатации сооружения, связанное с ведением строительных работ, изменением гидрогеологического режима и напряженно-деформированного состояния основания, воздействием атмосферных факторов, искусственным регулированием физико-механических характеристик грунтов и их реологическими свойствами.

6.6.1 Для районов распространения многолетнемерзлых пород также должно быть учтено изменение температурного режима основания, ведущее к изменению указанных характеристик и теплофизических свойств грунтов.

6.6.2 Допускается промораживание и последующее оттаивание (в т. ч. неоднократное) грунтов оснований для случаев, когда характеристики грунтов при этом не снижаются ниже расчетных значений или когда такое изменение характеристик не приводит к существенному изменению проекта.

6.6.3 Характер и интенсивность возможных изменений свойств грунтов скальных и нескальных оснований в процессе строительства и эксплуатации сооружений должны прогнозироваться на стадии обоснования проекта на весь срок службы сооружения на основе результатов соответствующих модельных и экспериментальных исследований и корректироваться по результатам натурных наблюдений (мониторинга).

6.7 Характеристики нескальных грунтов

6.7.1 Нормативные значения параметров сопротивляемости сдвигу $\mathrm{tg}\varphi_n$ и c_n следует определять по результатам серии испытаний методом прямого среза (сдвига) или трехосного нагружения.

6.7.1.1 Для глинистых грунтов, обладающих ползучестью, значения $\mathrm{tg}\,\varphi_n$ и c_n должны определяться с учетом возможного изменения прочности во времени.

6.7.1.2 При определении значений $\mathrm{tg}\,\varphi_n$ и c_n для инженерно-геологических схем допускается использовать помимо метода среза (сдвига) также метод вращательного среза или зондирования.

6.7.1.3 Применение метода трехосного нагружения является обязательным для оснований и грунтовых сооружений I и II классов. При этом необходимо учитывать возможную анизотропию грунтов.

6.7.1.4 Характеристики $\mathrm{tg}\,\varphi_n$ и c_n определяют, исходя из состояния соответствующего полностью консолидированному или не полностью консолидированному.

6.7.1.5 При воздействии динамических нагрузок на систему сооружение — основание, характеристики прочности грунтов должны определяться по результатам специальных исследований, учитывающих интенсивность и длительность воздействий. Допускается соответствующие эффективным напряжениям характеристики tg, φ и c при динамических воздействиях принимать равными характеристикам при статических воздействиях.

6.7.2 Обработку результатов испытаний при определении нормативных и расчетных значений характеристик $\mathrm{tg}\,\varphi$ и c по результатам сдвиговых и трехосных испытаний следует производить, используя методы статистической обработки, регламентированные ГОСТ 20522.

При этом значения $\mathrm{tg}\,\varphi_I$ и c_I следует определять при верхней или нижней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}95$ с ограничениями в следующих пределах:

$$\frac{\mathrm{tg}\,\varphi_n}{1{,}05} \le \mathrm{tg}\,\varphi_1 \le \frac{\mathrm{tg}\,\varphi_n}{1{,}25}\left(\text{для илов } \frac{\mathrm{tg}\,\varphi_n}{1{,}4}\right) \text{ и } \frac{c_n}{1{,}05} \le c_1 \le \frac{c_n}{1{,}25}\left(\text{для илов } \frac{c_n}{1{,}4}\right) \qquad (2)$$

или

$$\frac{\mathrm{tg}\,\varphi_n}{0{,}95} \le \mathrm{tg}\,\varphi_1 \le \frac{\mathrm{tg}\,\varphi_n}{0{,}83}\left(\text{для илов } \frac{\mathrm{tg}\,\varphi_n}{0{,}78}\right) \text{ и } \frac{c_n}{0{,}95} \le c_1 \le \frac{c_n}{0{,}83}\left(\text{для илов } \frac{c_n}{0{,}78}\right) \qquad (3)$$

при ориентировках соответственно на нижнюю или верхнюю доверительную границу.

Значения $\mathrm{tg}_{\varphi II}$ и c_{II} следует принимать равными нормативным значениям.

Определение нормативных и расчетных значений параметров сопротивления сдвигу допускается производить по данным корреляционных зависимостей между физическими характеристиками грунта и опытными значениями предельных величин сопротивления сдвигу аналогичных грунтов.

6.7.3 Нормативные значения статического сопротивления недренированному сдвигу $s_{u,n}$ должны определяться как среднеарифметические из частных значений этой характеристики, полученных из отдельных испытаний, методом трехосного нагружения или скашивания образцов грунта по схеме неконсолидированно-недренированного испытания с доведением образца до разрушения.

Расчетные значения сопротивления недренированному сдвигу $s_{u,I}$ должны определяться в соответствии с ГОСТ 20522 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}95$ с ограничением в пределах $\left(\frac{s_{u,n}}{1{,}05} \div \frac{s_{u,n}}{1{,}25}\right)\left(\text{для илов}\left(\frac{s_{u,n}}{1{,}05} \div \frac{s_{u,n}}{1{,}4}\right)\right)$, если коэффициент надежности по грунту больше единицы, и в пределах $\left(\frac{s_{u,n}}{0{,}95} \div \frac{s_{u,n}}{0{,}83}\right)\left(\text{для илов}\left(\frac{s_{u,n}}{0{,}95} \div \frac{s_{u,n}}{0{,}78}\right)\right)$, если этот коэффициент меньше единицы.

Расчетные значения $s_{u,II}$ принимаются равными нормативным значениям $s_{u,n}$.

6.7.4 Динамическое сопротивление недренированному сдвигу s_u^d, характеризующее прочность неконсолидированных глинистых грунтов, должно определяться при совместном действии статических и динамических нагрузок.

6.7.4.1 Нормативные значения $s^d_{u,n}$ следует определять по результатам испытаний грунтовых образцов ненарушенной структуры, проведенных после завершения этапа реконсолидации, методом трехосного нагружения или скашивания по схеме неконсолидированно-недренированного сдвига.

6.7.4.2 Значение $s^d_{u,n}$ определяют как среднеарифметическое сумм частных значений статической и предельной динамической составляющих максимальных касательных напряжений при предельном значении числа циклов.

6.7.4.3 Расчетные значения $s_{u,n\ I,II}$ рассчитывают при коэффициентах безопасности по грунту, определенных для статической недренированной прочности.

6.7.5 Нормативные значения статического модуля деформации E_n нескальных грунтов должны быть определены на основе результатов компрессионных испытаний и/или испытаний методом трехосного нагружения с учетом требований ГОСТ 12248. При этом физические показатели образцов грунта (в первую очередь плотность, влажность и льдистость при мерзлом состоянии) должны соответствовать натурным условиям. Образцы глинистых грунтов из оснований сооружений должны иметь ненарушенное сложение.

6.7.5.1 При определении E_n для назначения величин $E_{I,II}$ для расчетных геомеханических схем рекомендуется проводить испытания как компрессионным методом, так и методом трехосного сжатия с последующим совместным анализом их результатов. Для грунтов оснований и грунтовых сооружений I и II классов проведение испытаний методом трехосного сжатия является обязательным. Траектории нагружения испытуемых образцов грунта и методика обработки результатов испытаний в указанных случаях должны учитывать характер и величины изменения напряжений в РГЭ и метод расчета или модельного исследования, для которых предназначены расчетные характеристики. При необходимости следует определять модули деформации E'_n и E''_n, отвечающие первичному и вторичному нагружениям грунта.

6.7.5.2 При определении E_n для инженерно-геологических схем для каждого ИГЭ назначают единые постоянные значения расчетных характеристик.

Нормативные значения E_n в зависимости от используемого в дальнейшем расчетного метода могут определяться как постоянными, так и переменными значениями по глубине.

6.7.6 Расчетные значения модулей деформации E_I подсчитываются в соответствии с ГОСТ 20522 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}9$. Если при этом на нижней доверительной границе окажется, что $E_n/E_I > 1{,}1$, то окончательно следует принимать $E_I = E_n/1{,}1$. Если на верхней доверительной границе окажется, что $E_n/E_I < 0{,}92$, то окончательно следует принимать $E_I = E_n/0{,}92$.

Расчетные значения модулей деформации E_{II} следует принимать равными нормативным значениям.

6.7.7 Нормативные значения статического коэффициента поперечной деформации ν_n следует определять по результатам испытаний методом трехосного нагружения.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации следует принимать равными нормативным значениям.

Расчетные значения коэффициентов ν для нескальных грунтов при обосновании допускается принимать по таблице 2.

Таблица 2 — Коэффициент поперечной деформации

Грунты	Коэффициент поперечной деформации n	
	немерзлое состояние	твердомерзлое состояние
Глины при: $I_L < 0$	0,20—0,30	0,30—0,35
$0 < I_L < 0{,}25$	0,30—0,38	0,35—0,39
$0{,}25 < I_L$	0,38—0,45	0,39—0,41
Суглинки	0,35—0,37	0,27—0,33
Пески и супеси	0,30—0,35	0,20—0,25
Крупнообломочные грунты	0,27	0,20—0,25
Примечание — Меньшие значения n принимаются при большей плотности грунта.		

6.7.8 При определении динамического модуля сдвига G^d, модуля объемного сжатия K^d и коэффициента затухания (демпфирования) D^d следует учитывать, что они характеризуют деформируемость грунтов (как связных, так и несвязных) от действия динамической (циклической) составляющей нагрузок.

Нормативные значения динамических характеристик (G^d, K^d и D^d) следует определять в зависимости от амплитуды деформаций или напряжений как среднестатистические из их частных значений, полученных в отдельных испытаниях грунтов методом трехосного сжатия при открытом дренаже. Определение частных значений характеристик G^d и D^d следует производить по результатам испытаний методом скашивания или резонансных колонн.

6.7.9 Расчетные значения характеристик G^d_{I}, K^d_{I} и D^d_{I} следует определять, используя аппроксимирующую зависимость их от амплитуд на основе метода наименьших квадратичных отклонений при относительной доверительной вероятности $\alpha = 0{,}9$. Допускается эти значения определять, используя фиксированный коэффициент надежности по грунту, принимать $\gamma_g = 1{,}1$ или $\gamma_g = 0{,}92$. При определении расчетных значений G^d_{II}, K^d_{II} и D^d_{II}, $\gamma_g = 1$. В случаях, если при указанном подходе значения $D^d_{\text{I,II}}$ получаются больше чем 0,15, их следует принимать равными 0,15.

6.7.10 Нормативное и равное ему расчетное значение коэффициента порового давления $K_{u,n} = K_u$ определяется как среднеарифметическое из частных значений этой характеристики, полученных по результатам отдельных испытаний, проводимых методом трехосного сжатия по консолидированно-недренированной схеме.

Для слабых глинистых водонасыщенных грунтов значения коэффициента порового давления должны быть уточнены на основе материалов исследований опытной насыпи, оборудованной КИА.

6.7.11 Нормативное и равное ему расчетное значение коэффициента консолидации $c_{\text{v},n} = c_{\text{v}}$ определяется как среднеарифметическое из частных значений этой характеристики, получаемых по результатам отдельных испытаний. Применительно к одномерной задаче испытания должны проводиться методом трехосного сжатия по консолидированно-недренированной схеме.

Для оснований сооружения II—IV классов, а на ранних стадиях проектирования и для оснований сооружений I класса применительно к одномерной задаче допускается нормативное и равное ему расчетное значение коэффициента консолидации $c_{\text{v},n} = c_{\text{v}}$ определять по результатам фильтрационных испытаний с учетом показателей пористости и уплотнения грунта.

6.7.12 В качестве параметров затухающей ползучести принимают константы аппроксимирующей зависимости затухающих деформаций грунта от времени (при постоянной нагрузке), имеющей место после завершения первичной (фильтрационной) консолидации.

6.7.12.1 Параметры, предназначенные для расчетов осадок сооружений, должны определяться по результатам измерения деформаций сжатия в компрессионных испытаниях.

6.7.12.2 Параметры, предназначенные для расчетов горизонтальных смещений сооружений, должны определяться по результатам измерения деформаций сдвига в испытаниях на скашивание.

6.7.12.3 Применительно к реальным срокам эксплуатации сооружений в качестве аппроксимирующих зависимостей используется логарифмическая или степенная функция (например, с параметрами δ и δ').

6.7.12.4 Нормативные δ_n и δ'_n и расчетные δ_{I} и δ'_{I} значения искомых параметров следует подсчитывать, используя зависимости, аналогичные приведенным в ГОСТ 20522.

6.7.12.5 При определении δ_{I} и δ'_{I} одностороннюю доверительную вероятность следует принимать равной $\alpha = 0{,}95$.

Если значения $\gamma_g = \dfrac{\delta_n}{\delta_{\text{I}}} = \dfrac{\delta'_n}{\delta'_{\text{I}}}$ при использовании указанного способа окажутся больше 1,1, то окончательно их следует принимать равными $\gamma_g = 1{,}1$. Если окажется, что $\gamma_g < 0{,}92$, то следует принимать $\gamma_g = 0{,}92$.

6.7.12.6 Расчетные значения δ_{II} и δ'_{II} следует принимать равными их нормативным значениям.

6.7.13 За нормативное значение коэффициента фильтрации k_n следует принимать среднеарифметическое частных значений коэффициента фильтрации грунта, определяемых применительно к ламинарному движению воды по закону Дарси на основе результатов испытаний грунта на водопроницаемость в лабораторных или полевых условиях с учетом воспринимаемого грунтом геостатического давления и нагрузок, возникающих после возведения сооружения, а также с учетом структурных особенностей грунта. При резко выраженной фильтрационной анизотропии, когда водопроницаемость грунта изменяется в зависимости от направления более чем в пять раз, следует определять коэффициенты фильтрации по главным осям анизотропии.

Расчетные значения коэффициента фильтрации k_n следует принимать равными их нормативным значениям.

Примечание — Для портовых и речных сооружений III и IV классов расчетные значения коэффициентов фильтрации грунтов основания допускается определять по аналогам, а также расчетом, используя геотехнические характеристики грунтов.

6.7.14 Расчетные значения осредненного критического градиента напора $I_{cr,m}$ в основании сооружения с дренажем следует принимать по таблице 3.

Таблица 3 — Расчетные значения осредненного критического градиента напора

Грунт	Расчетный осредненный критический градиент напора $I_{cr,\,m}$
Песок:	
- мелкий;	0,3
- средней крупности;	0,4
- крупный	0,5
Суглинок	0,6
Супесь	0,8
Глина	1,3

6.7.14.1 Расчетные значения местного критического градиента напора I_{cr} следует определять, используя расчетные методы оценки суффозионной устойчивости грунтов либо путем испытаний грунтов на суффозионную устойчивость в лабораторных или натурных условиях.

6.7.14.2 Для несуффозионных песчаных грунтов I_{cr} допускается принимать при выходе потока в дренаж 1,0, а за дренажем — 0,3. Для пылевато-глинистых грунтов при наличии дренажа или жесткой пригрузки при выходе на поверхность грунта I_{cr} допускается принимать 1,5, а при деформируемой пригрузке — 2,0.

6.7.15 Нормативные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи $\mu_{l,n}$ и μ_n следует определять в натурных условиях по результатам наблюдений за изменением напоров и уровней воды в грунтовом основании при принудительном изменении напора в определенной точке массива, например в опытной скважине.

Расчетные значения коэффициентов μ и μ_l следует принимать равными нормативным значениям. Значения μ и μ_l оснований сооружений II—IV классов следует определять по результатам испытаний в лабораторных условиях.

6.7.16 Липкость грунтов следует определять при их естественной структуре и в нарушенном сложении. Количественной характеристикой липкости грунтов является усилие (г/см^2 или н/м^2), требующееся для отрыва прилипшего предмета от грунта при различных его влажностях. Нормативное и расчетное значения липкости определяют таким же методом, каким определяют предел прочности образцов грунта на растяжение.

6.8 Характеристики скальных грунтов

6.8.1 Нормативные значения предела прочности отдельности скального грунта на одноосное сжатие $R_{c,n}$ и одноосное растяжение $R_{t,n}$, а также предела прочности массива скального грунта на одноосное растяжение $R_{t,m,n}$ и одноосное сжатие $R_{c,m,n}$ следует определять как среднеарифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях методами сжатия и растяжения в лабораторных или натурных условиях.

Примечание — В лабораторных условиях допускается применять косвенные методы испытаний (например, с использованием соосных пуансонов, сферических индикаторов).

6.8.2 Частные значения пределов прочности на сжатие и растяжение массива, как правило, следует определять экспериментально в полевых условиях методом одноосного сжатия скальных целиков, а также методом отрыва бетонных штампов (по контакту бетон — скала) или скальных целиков (по массиву или трещинам) в условиях одноосного растяжения.

Расчетные значения характеристик прочности R_{cI} и R_{tI} следует определять в соответствии с ГОСТ 20522 при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}95$. Расчетные значения характеристик R_{cII}, $R_{t\,II}$, $R_{c,mII}$, $R_{t,mII}$ принимаются равными их нормативным значениям. При обосновании расчетные значения $R_{t,mII}$ в направлениях, не совпадающих с нормалями к плоскостям трещин, допускается принимать в соответствии с таблицей 4, а в направлениях, совпадающих с нормалями к плоскостям сплошных трещин, — равными нулю.

6.8.3 Нормативные значения параметров сопротивляемости сдвигу tg φ_n и c_n массивов скальных грунтов при статических воздействиях следует определять для всех потенциально опасных расчетных поверхностей или элементарных площадок сдвига по результатам лабораторных или натурных, в т. ч. модельных, испытаний, проводимых методом медленного среза (сдвига) бетонных штампов или скальных целиков.

Испытания, проводимые указанными методами, и определение по их результатам нормативных значений характеристик tg φ_n и c_n следует проводить с учетом условий, соответствующих всем расчетным случаям в периоды строительства и эксплуатации сооружения.

6.8.4 Обработку результатов испытаний для определения нормативных и расчетных значений характеристик tg φ_n и c_n надлежит вести точно так же, как для нескальных грунтов (см. 6.7 и 6.8).

Если при проведении испытаний не удалось достаточно полно соблюсти соответствие между условиями этих испытаний и натурными условиями, то при определении расчетных характеристик tg $\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ необходимо учитывать эти несоответствия путем корректировки значений этих характеристик, получаемых вышеуказанным способом.

6.8.5 Для оснований сооружений III и IV классов, а также для оснований сооружений I и II классов на стадии технико-экономического обоснования строительства расчетные значения характеристик tg $\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$, предназначенные для расчетных схем, допускается принимать в соответствии с таблицей 4, используя аналоги, корреляционные связи и т. д. Значения tg $\varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ для оснований сооружений I и II классов на стадиях проекта и рабочей документации также допускается принимать по этой таблице, если расчеты с использованием этих характеристик не определяют габариты сооружений. Данными этой таблицы допускается пользоваться во всех случаях при определении значений tg φ и c, предназначенных для составления инженерно-геологических схем (моделей).

6.8.6 Для определения tg φ_n и c_n и на их основе tg $\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$ при динамических, в т. ч. сейсмических воздействиях рекомендуется проводить испытания по специально разрабатываемой методике. Допускается значения tg $\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$, соответствующие эффективным напряжениям, принимать равными значениям при статических воздействиях.

6.8.7 Деформационные характеристики массивов скальных пород (E_n, V_n, $V_{p,n}$, $V_{s,n}$) следует определять по результатам испытаний как методами статического нагружения скального грунта (E_n и V_n), так и динамическими (сейсмоакустическими или ультразвуковыми методами ($V_{p,n}$ и $V_{s,n}$).

6.8.7.1 Для определения частных значений статических деформационных характеристик рекомендуется использовать зависимости, полученные решением краевых задач теории упругости с граничными условиями, соответствующими условиям нагружения при испытаниях. Частные значения скоростей упругих волн определяют по фиксируемому в испытаниях времени прохождения волн между источником и приемником импульсов.

6.8.7.2 При проведении динамических и статических испытаний для учета возможного влияния на искомые параметры таких факторов, как различные инженерные мероприятия (выемка скалы, укрепительные инъекции), так и вызванные трещиноватостью (анизотропия, неоднородность, нелинейная деформируемость пород, ползучесть), следует тщательно выбирать место и условия проведения испытаний или использовать обоснованные корректирующие коэффициенты.

6.8.8 Нормативные значения характеристик деформируемости массивов скальных грунтов и упругих динамических характеристик для ИГЭ и/или РГЭ следует определять как среднеарифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях. Нормативные значения E_n и V_n допускается также определять исходя из корреляционной зависимости между статической (E_n, V_n) и динамической $V_{I,n}$ или $V_{s,n}$ характеристиками, установленной при сопоставлении частных сопряженных значений этих характеристик, полученных в одних и тех же точках массива, расположенных в разных ИГЭ и/или РГЭ исследуемого основания.

6.8.8.1 Для оснований сооружений III и IV классов, а также для оснований сооружений I и II классов на стадии технико-экономического обоснования строительства при определении нормативных значений корреляционную зависимость с динамическими характеристиками допускается при обосновании принимать на основе обобщения данных испытаний для аналогичных инженерно-геологических условий.

6.8.8.2 Для РГЭ нормативные значения E_n, V_n, $V_{I,n}$ и $V_{s,n}$ могут также определяться по единой нормативной зависимости данной характеристики от координаты.

6.8.9 Расчетные значения модуля деформации следует определять в соответствии с ГОСТ 20522. При этом значения E_{II}, используемые в оценках местной прочности оснований и смещений сооружений и оснований, следует определять при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0{,}85$, а значения E_I, используемые в оценках устойчивости, — при $\alpha = 0{,}9$.

6.8.9.1 Частные значения характеристик, получаемые по результатам экспериментов, должны быть откорректированы с помощью соответствующих коэффициентов условий работы, если некоторые из влияющих факторов при проведении испытаний учтены в недостаточной степени. Значения этих коэффициентов следует определять на основе данных экспериментальных или теоретических исследований, проводимых или проведенных ранее (для аналогичных условий).

Таблица 4 — Расчетные значения характеристик tg φ_I, tg $\varphi_{I,II}$ и c_I, $c_{I,II}$ скальных грунтов

Категория грунта	Грунты основания	Расчетные значения характеристик tg φ_I, tg $\varphi_{I,II}$ и c_I, $c_{I,II}$ скальных грунтов для расчетов												Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов
		местной прочности по площадкам сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетон-скала		устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к контакту бетон-скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченных к трещинам в массиве		устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом с шириной их раскрытия, мм								
						менее 2, в т. ч. сомкнутые		от 2 до 20				св. 20		
								преимущественно с песчаным заполнителем		преимущественно с глинистым заполнителем				
		tg φ_{II}	c_{II}, МПа	tg φ_I, tg φ_{II}/γ_g	c_I, c_{II}/γ_g МПа	tg φ_I, tg φ_{II}/γ_g	c_I, c_{II}/γ_g МПа	tg φ_I, tg φ_{II}/γ_g	c_I, c_{II}/γ_g МПа	tg φ_I, tg φ_{II}/γ_g	c_I, c_{II}/γ_g МПа	tg φ_I, tg φ_{II}/γ_g	c_I, c_{II}/γ_g МПа	$R_{tm\,II}$, МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Скальные (массивные, крупноблочные, слоистые, плитчатые, очень слабо- и слаботрещиноватые, невыветрелые) с R_c* > 50 МПа	1,8	2,0	0,95	0,4	0,8	0,15	0,70	0,1	0,6	0,1	0,55	0,05	–0,25
2	Скальные (массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, среднетрещиноватые, слабовыветрелые) с R_c > 50 МПа	1,5	1,7	0,85	0,3	0,8	0,15	0,70	0,1	0,6	0,1	0,55	0,5	–0,17
3	Скальные (массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, сильно- и очень сильнотрещиноватые) с R_c > 15 — 50 МПа; скальные слабовыветрелые, слаботрещиноватые) с R_c = 5 — 15 МПа	1,3	1,0	0,80	0,2 (2,0)	0,7	0,1	0,65	0,05	0,55	0,05	0,45	0,02	–0,10
4	Полускальные (плитчатые, тонкоплитчатые, средне-, сильно- и очень сильнотрещиноватые) с R_c < 5 МП	1,0	0,3 (3,0)	0,75	0,15 (1,5)	0,65	0,05 (0,5)	0,55	0,03 (0,3)	0,50	0,03 (0,3)	0,45	0,02 (0,2)	–0,05 (–0,5)

* R_c — нормативные значения предела прочности отдельностей на одноосное сжатие.

Примечания

1 В графах 5—14 следует принимать γ_g = 1,25.

2 Для поверхностей сдвига, приуроченных к прерывистым и кулисообразным трещинам, приведенные в графах 7—14 значения характеристик tg φ_I, tg φ_{II}/γ_g необходимо умножать на коэффициент 1,1, характеристик c_I, c_{II}/γ_g — на коэффициент 1,2.

3 Приведенные в таблице характеристики соответствуют водонасыщенному состоянию массива грунта.

6.8.9.2 Если значения E_n установлены по корреляционным зависимостям с динамическими показателями, то следует принимать $E_{II} = E_n/1{,}15$ и $E_I = E_n/1{,}2$ при $\gamma_g \geq 1$ и $E_{II} = E_n/0{,}88$ и $E_I = E_n/0{,}86$ при $\gamma_g < 1$.

Такие же значения E_{II} и E_I следует принимать, если при обработке результатов испытаний по ГОСТ 20522 получены соответственно $\gamma_g > 1{,}15$ (> 1,2) или $\gamma_g < 0{,}88$ (< 0,86).

6.8.9.3 При анализе осуществимости проекта и расчете его ожидаемых экономических показателей расчетные значения модуля деформации скальных массивов E допускается определять на основе аналоговых корреляционных связей этой характеристики с характеристиками др. свойств — водопроницаемостью, воздухопроницаемостью и др. При этом характеристики других свойств должны быть установлены по результатам испытаний в изучаемом скальном массиве.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации ν следует принимать равными нормативным значениям. При обосновании расчетные значения ν массивов скального грунта допускается определять по аналогам.

6.8.10 Нормативные значения коэффициента фильтрации k_n и удельного водопоглощения q_n следует определять как среднеарифметические значения результатов испытаний, полученных одним и тем же методом в соответствии с ГОСТ 23278. В сложных гидрогеологических условиях (резко выраженная анизотропия фильтрационных свойств, карст, неопределенность граничных условий и др.) нормативное значение k_n следует определять по результатам испытаний в кусте скважин. При определении k_n и q_n необходимо учитывать напряженное состояние грунта в изучаемой зоне основания и его влияние на фильтрационные характеристики скального массива.

Расчетные значения коэффициента фильтрации k и удельного водопоглощения q следует принимать равными нормативным значениям.

6.8.11 Нормативные значения критической скорости движения воды в трещинах (прослойках, тектонических зонах дробления) $V_{cr,j,n}$, следует определять по результатам суффозионных испытаний заполнителя трещин (прослоек, зон дробления) и образцов самих породных блоков.

Расчетные значения $V_{cr,j}$ следует принимать равными нормативным значениям.

6.8.11.1 Для оснований сооружений III и IV классов, а при соответствующем обосновании — и для оснований сооружений I и II классов значения $V_{cr,j}$ допускается определять расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости фильтрующей воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

6.8.11.2 Расчетные значения (равные нормативным значениям) критического градиента напора I_{cr} фильтрационного потока в направлении простирания рассматриваемой системы трещин также следует определять расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

6.8.12 Нормативные и расчетные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи $\mu_{l,n}$, μ_n, μ_l и μ следует определять в соответствии с 6.21 по результатам испытаний в натурных условиях.

6.8.13 По деформируемости и прочности в различных направлениях массивы скальных грунтов следует считать изотропными при коэффициенте анизотропии не более 1,5 и анизотропными при коэффициенте анизотропии более 1,5.

6.8.14 Для вновь возводимых сооружений комплекс полевых и лабораторных исследований грунтов направлен на обоснованное определение нормативных и расчетных значений всех характеристик, необходимых как для классификационных целей, так и для разработки инженерно-геологических и расчетных схем оснований и оценки надежности системы сооружение — основание.

6.8.15 Во всех случаях при проектировании системы сооружение — основание должно быть учтено возможное изменение характеристик грунтов в процессе возведения и эксплуатации сооружения, особенно в случае строительства на многолетнемерзлых и промороженных основаниях.

7 Инженерно-геологическая и расчетная схематизация оснований

7.1 Проектирование оснований гидротехнических сооружений и оценку их состояния при эксплуатации следует выполнять на основе инженерно-геологических и расчетных геомеханических схем (моделей).

7.1.1 Инженерно-геологические модели используют при выборе района, участка и конкурирующих створов размещения объекта, компоновке сооружений объекта, выборе типов сооружений, конструировании сооружений, составлении расчетных геомеханических схем и обосновании экологической безопасности.

7.1.2 Расчетные геомеханические схемы (модели) используют при расчетах и разработке конструкций сооружений, обосновании их технической надежности, экологической безопасности и экономической целесообразности.

7.2 Инженерно-геологическая схема (модель) основания должна представлять собой совокупность ИГЭ, отражающих структуру основания. Каждый из ИГЭ должен быть характеризован инженерно-геологическими признаками и номенклатурными классификационными показателями грунтов, регламентированными ГОСТ 25100, а при необходимости и другими (дополнительными) физико-механическими показателями и гидрогеологическими данными.

Инженерно-геологическая модель должна быть представлена в виде набора карт и разрезов по различным характерным сечениям, отражающим необходимые для проектирования сооружения признаки и показатели грунтового массива основания.

7.3 Расчетная геомеханическая схема (модель) основания, являющаяся неотъемлемой составной частью расчетного (или экспериментального модельного) метода по оценке надежности объекта, должна представлять собой совокупность РГЭ, каждый из которых должен быть охарактеризован необходимыми для расчетов (или экспериментов) механической моделью грунта и набором показателей (характеристик), соответствующих этой модели. Разработка расчетных геомеханических схем должна основываться на инженерно-геологических схемах (моделях).

Для одного и того же объекта при необходимости составляют несколько расчетных геомеханических схем основания, каждая из которых должна быть привязана к конкретному методу и виду расчета (или эксперименту), в частности, применительно к определению напряжений, деформаций, фильтрации воды, термических процессов, прочности, устойчивости и смещения массивов, отдельных их частей и сооружений, а также для разработки методов и инженерных мероприятий по повышению надежности системы сооружение — основание.

7.4 При выделении ИГЭ и РГЭ в схемах следует руководствоваться ГОСТ 20522. При этом статистические оценки для выделения ИГЭ допускается выполнять с использованием лишь наиболее просто и оперативно определяемых характеристик. При выделении РГЭ надлежит использовать все характеристики, входящие в рассматриваемую расчетную схему.

7.5 Разработка инженерно-геологических и расчетных схем оснований ГТС должна основываться на результатах инженерно-геологических изысканий и исследований, которые должны содержать достоверные данные по:

- структурно-тектоническим условиям и особенностям геологического строения участка строительства гидроузла;
- сейсмической активности территории и активности тектонических разломов;
- гидрогеологическим условиям и прогнозам их изменения в результате возведения гидроузла;
- условиям залегания легкорастворимых и выщелачиваемых грунтов, лессовых грунтов, илов, торфов и заторфованных грунтов;
- наличию и условиям залегания, температурному режиму и строению мерзлых грунтов с прогнозом динамики изменения их свойств в строительный период и при эксплуатации гидроузла;
- физико-механическим свойствам грунтов: прочности, деформируемости, водопроницаемости, теплофизических показателей и прогнозу изменения этих свойств во времени в зависимости от различных факторов (нагрузок, температуры, водонасыщения и др.);
- возможности возникновения и развития опасных геодинамических процессов (суффозии грунтов, оползней, карста, переработки берегов и т. д.).

8 Расчеты устойчивости (несущей способности)

8.1 Расчеты устойчивости (несущей способности) системы сооружение — основание следует производить для сооружений всех классов по предельным состояниям первой группы. Расчеты устойчивости склонов следует производить в зависимости от последствий их разрушения либо по предельным состояниям первой или второй группы.

8.2 Оценка устойчивости сооружений I класса должна производиться в детерминистической постановке. В дополнение к ней может использоваться вероятностная модель.

8.3 В расчетах устойчивости гравитационных сооружений на нескальных основаниях следует рассматривать потерю устойчивости по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов. Эти схемы могут применяться как при поступательной форме сдвига, так и при сдвиге с поворотом в плане.

8.4 При расчетах устойчивости сооружений на глинистых водонасыщенных грунтах необходимо учитывать незавершенные процессы консолидации основания путем учета в расчетах порового давления либо расчетных характеристик прочности грунтов и степени их консолидации.

8.5 При расчетах устойчивости сооружений на мерзлых основаниях необходимо учитывать изменение прочностных показателей грунтов в процессе возможного оттаивания основания.

8.6 При расчетах устойчивости сооружений на водонасыщенных нескальных основаниях, воспринимающих кроме статических также динамические нагрузки, следует учитывать влияние последних на несущую способность грунтов.

8.7 Для бетонных и железобетонных подпорных сооружений на скальных основаниях следует также рассматривать схему предельного поворота (опрокидывания).

8.8 Для сооружений I и II классов расчет устойчивости сооружений и откосов всех типов следует производить, используя результаты расчета напряженно-деформированного состояния системы сооружение — основание, основанных на использовании нелинейных моделей материалов и численных методов решения статических и динамических задач механики сплошной среды. На предварительных стадиях разработки проекта для всех классов сооружений, а также сооружений III и IV классов допускается использовать приближенные методы, удовлетворяющие условиям равновесия.

9 Фильтрационные расчеты оснований

9.1 При проектировании оснований гидротехнических сооружений необходимо обеспечивать фильтрационную прочность грунтов, устанавливать допустимые по технико-экономическим показателям фильтрационные расходы и противодавление фильтрующей воды на подошву сооружения.

9.2 Фильтрационную прочность основания следует оценивать, сопоставляя полученные в результате математического или физического моделирования характеристики фильтрационных полей (градиенты напора, скорости фильтрации) с их критическими значениями.

9.3 Проектирование подземного контура напорных сооружений должно выполняться в соответствии с требованиями приложения Г.

9.4 При выборе систем дренажного и противофильтрационного обустройства основания проектируемого сооружения необходимо учитывать требования по охране окружающей среды в части подтопления, заболачивания прилегающей территории, активизации карстово-суффозионных процессов и т. п.

9.5 Устройство противофильтрационных завес обязательно в тех случаях, когда основание сложено фильтрующими слабоводоустойчивыми и быстрорастворимыми, а также суффозионно-неустойчивыми грунтами. Могут быть использованы и другие инженерные решения (соляная завеса, дренаж и т. п.)

9.6 При проектировании скальных оснований высоких бетонных плотин должна быть оценена возможность возникновения под напорной гранью зон разуплотнения с разрывом противофильтрационной завесы, приводящих к многократному увеличению фильтрационных расходов и заметному увеличению противодавления, а также предусмотрены мероприятия по восстановлению требуемой водонепроницаемости в соответствии с И.10 (приложение И).

10 Расчет местной прочности скальных оснований

10.1 Расчет местной прочности скальных оснований следует производить для сооружений I и II классов по второй группе предельных состояний при основном сочетании нагрузок в соответствии с СП 23.13330.

10.2 Определенная расчетом местной прочности зона разуплотнения не должна пересекать цементационную завесу и дренаж. В противном случае необходим пересчет фильтрационного режима основания в нелинейной постановке с учетом изменения фильтрационных свойств скальных пород.

11 Определение напряжений

11.1 Напряжения в основании гидротехнических сооружений I и II классов надлежит определять численными методами механики сплошных сред с учетом неоднородности строения основания, нелинейных свойств грунтов и скальных пород, изменения прочностных и деформационных свойств материалов во времени.

Для сооружений III и IV классов допускается использовать приближенные методы строительной механики и сопротивления материалов.

11.2 При определении контактных напряжений по подошве жестких бетонных сооружений с грунтом допускается использовать метод экспериментальных эпюр, а также метод коэффициента постели.

12 Расчет оснований по деформациям

12.1 Расчет оснований по деформациям необходимо производить по первой или второй группе предельных состояний, установленных в 5.4.

12.2 Определенные расчетом осадки, горизонтальные смещения и крены сооружений на грунтовых основаниях не должны превышать нормируемые критерии, гарантирующие по этому фактору нормальные условия эксплуатации, обеспечивающие техническую надежность и долговечность гидротехнического сооружения.

12.3 Расчет сооружений по деформациям должен производиться на основные, а при соответствующем обосновании — и на особые сочетания нагрузок, с учетом характера их действия в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

12.4 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения должны устанавливаться соответствующими нормами проектирования отдельных видов сооружений, правилами технической эксплуатации сооружения или оборудования в соответствии с приложением Е.

12.5 При определении деформаций оснований и сооружений так же, как и при расчете напряжений, следует в зависимости от класса сооружения и этапа проектирования использовать как упрощенные (инженерные) методы, так и современные вычислительные методы с использованием детальной схематизации системы сооружение — основание и сложных математических моделей материалов.

12.6 Значения деформаций сооружений и оснований в процессе эксплуатации при наличии в основании глинистых грунтов надлежит определять с учетом процессов консолидации и ползучести грунтов.

13 Инженерные мероприятия по обеспечению надежности оснований

13.1 При проектировании оснований сооружений должны быть предусмотрены конструктивные и технологические мероприятия по сопряжению сооружения с основанием, обеспечивающие устойчивость сооружения, прочность основания, допустимое напряженно-деформированное и термическое состояние основания и сооружения при всех расчетных сочетаниях нагрузок и воздействий на период строительства и проектный срок эксплуатации.

13.2 При проектировании сооружений с сохранением мерзлых грунтов в основании должны быть предусмотрены мероприятия, предотвращающие деградацию мерзлоты.

13.3 Для повышения несущей способности основания, уменьшения осадок и смещений сооружения, а также обеспечения требуемой проектом водонепроницаемости и фильтрационной прочности грунтов в необходимых случаях должны быть предусмотрены закрепление и уплотнение грунтов.

14 Мониторинг

14.1 Особенности обследования оснований

14.1.1 Натурные периодические обследования оснований в их видимых зонах (в подвальных помещениях) необходимы как профилактическое мероприятие, способствующее своевременному обнаружению начальных процессов деформации оснований по причинам неравномерной осадки либо пучения оснований. Эти деформации оснований сказываются на состоянии всех остальных конструкций зданий и сооружений, а поэтому предохранение их от разрушения и своевременное восстановление — одна из главных задач эксплуатации.

14.1.2 Натурные обследования оснований должны состоять из трех этапов работ: подготовительного, полевого и камерального.

14.1.3 В состав работ подготовительного этапа должны входить:

- изучение материалов инженерно-геологических, гидрогеологических и технических исследований прошлых лет на обследуемом энергопредприятии (объекте) с определением региональных (по грунтам) условий и сейсмичности района;
- выявление повышения уровня грунтовых вод после пуска электростанции;

- изучение журналов наблюдения за осадкой фундаментов;
- изучение инженерной деятельности в пределах площадки и всего района (строительство гидротехнических сооружений, карьеров, горных выработок и пр. инженерных коммуникаций, наличие мощных источников вибрации).

14.1.4 При отсутствии материалов инженерно-геологических и гидрогеологических исследований должны быть проведены буровые работы в необходимом для обследования объеме.

14.1.5 В состав полевых работ входят:

- отрывка шурфов для вскрытия фундаментов;
- описание состояния фундаментов и грунтов основания, фотографирование фундаментов и их узлов;
- отбор образцов (обычно в количестве 20—30 % общего числа выработок) материалов фундаментов для физико-механических и химических лабораторных испытаний;
- оценка прочности материалов фундаментов разрушающими или неразрушающими методами контроля без отбора образцов.

14.1.6 Перед началом буровых и шурфовочных работ, в целях предупреждения разрушения подземных коммуникаций, повреждения технологического оборудования, план размещения обследовательских выработок должен быть согласован руководством подразделений энергопредприятия, в зоне зданий и сооружений которых намечено произвести упомянутые выработки, после чего данный план должен быть утвержден техническим руководителем предприятия.

14.1.7 Характер залегания грунтов основания непосредственно под подошвой фундамента определяется с помощью ручного бурения на глубину не менее 0,5—1,0 м.

14.1.8 Для определения физико-механических свойств основания следует производить отбор проб грунта с ненарушенной структурой из открытых шурфов на уровне подошвы фундамента. Отбор образцов производится вне габаритов фундамента сразу же после отрывки шурфа. Отобранные образцы парафинируются и снабжаются этикетками с указанием объекта обследования, номера шурфа, глубины и даты отбора.

14.1.9 При обнаружении в конструкциях наземной части здания и сооружения деформаций осадочного характера (вертикальные и наклонные трещины в кирпичной или блочной кладке стен, наклоны и трещины в стеновых панелях, трещины в элементах железобетонных перекрытий и покрытий, в ригелях и горизонтальных связях каркаса, разрывов в сварных швах металлических конструкций) следует предусматривать учащенное наблюдение за осадкой фундаментов и деформациями с цикличностью, определяемой специализированной организацией.

14.1.10 При обнаружении трещин осадочного характера в конструкциях должны быть определены, по возможности, причина их возникновения, возраст трещин, измерена ширина раскрытия и протяженность трещин, определен характер раскрытия по вертикали (увеличение раскрытия кверху или книзу) и степень их опасности.

14.1.11 Результаты обследований оснований и фундаментов должны содержать:

- краткое описание объектов, инженерно-геологическую и гидрогеологическую характеристики площадки обследуемого здания, включая геологические разрезы участка, схемы гидроизогипс, данные о направлении движения грунтовых вод, об источниках их загрязнения, о включениях агрессивных компонентов;
- оценку физико-механических свойств грунтов оснований по данным лабораторных анализов и полевых испытаний с учетом длительного уплотнения грунтов оснований во времени (опрессовки);
- данные о типе и геометрии фундаментов, оценку состояния и прочности фундаментов с учетом результатов лабораторных испытаний материалов фундаментов, их инструментальных исследований в натурных условиях, а также визуальных наблюдений, в случае необходимости должен быть произведен расчет осадки;
- выводы с учетом состояния строительных конструкций надземной части здания и соответствующие рекомендации.

Приложение А
(обязательное)

Расчеты устойчивости (несущей способности)

А.1 Основные положения

А.1.1 Расчеты устойчивости (несущей способности) системы сооружение — основание следует производить для сооружений всех классов по предельным состояниям первой группы; расчеты устойчивости склонов (массивов) следует производить в зависимости от последствий их разрушения либо по предельным состояниям первой или второй группы.

А.1.2 Критерием обеспечения устойчивости (несущей способности) системы сооружение — основание и склонов является следующая модификация обобщенного условия:

$$k_s = \frac{R}{F} \geq k_{s,n} = \frac{\gamma_n \gamma_{lc}}{\gamma_c}, \qquad (А.1)$$

где R и F — расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся сдвинуть (повернуть) и удержать систему сооружение — основание или склон. При определении R и F используют коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f и по грунту γ_g, определяемые по 1.3, и коэффициенты γ_n, γ_{lc}, определяемые в соответствии с приложением Б;

γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице А.1;

k_s — коэффициент устойчивости, отвечающий эксплуатационному состоянию системы сооружение — основание;

$k_{s,n}$ — нормативное значение коэффициента устойчивости.

Таблица А.1 — Значения коэффициента условий работы

Типы сооружений и оснований	Коэффициент условий работы
Гравитационные: бетонные, железобетонные, металлические и др. сооружения на нескальных и полускальных основаниях	1,0
То же на скальных основаниях (кроме распорных сооружений) для расчетных поверхностей сдвига:	
а) приуроченных к трещинам;	1,0
б) не приуроченных к трещинам	0,95
Распорные сооружения:	
а) арочные плотины;	0,75
б) другие распорные сооружения на скальных основаниях	1,0 – E/T, где E — распор; T — сдвигающая нагрузка
Естественные откосы и склоны:	
а) при методах расчета, удовлетворяющих условиям равновесия	0,95
б) в остальных случаях	0,9

Примечания

1 При расположении сооружений в ССКЗ и прохождении расчетных поверхностей сдвига в зоне промораживания — оттаивания приведенные коэффициенты следует умножать на 0,95.

2 В необходимых случаях, кроме приведенных в таблице коэффициентов, должны приниматься дополнительные коэффициенты условий работы, учитывающие несоответствие расчетной схемы и методов расчета действительным условиям работы системы сооружение — основание. Величины этих коэффициентов должны быть обоснованы специальными исследованиями.

Расчеты устойчивости (несущей способности) системы сооружение — основание должны производиться для всех возможных расчетных случаев (потенциально опасных поверхностей сдвига, расчетных схем и т. д.).

А.1.3 При определении расчетных нагрузок коэффициенты надежности по нагрузкам следует принимать в соответствии с приложением Е.

Примечания

1 В тех случаях, когда в расчетах используются проекции равнодействующей нагрузок (сил), коэффициенты надежности по нагрузке должны быть назначены либо для равнодействующей, либо одинаковыми (повышающими или понижающими) для всех ее проекций.

2 Все нагрузки от грунта (вертикальное давление от веса грунта, боковое давление грунта) следует определять по расчетным значениям характеристик грунта $\mathrm{tg}\,\varphi_{I,II}$, $c_{I,II}$, $\gamma_{I,II}$, принимая коэффициенты надежности по нагрузкам равными единице. При этом расчетные значения характеристик грунта принимаются больше или меньше их нормативных значений в зависимости от того, какие из них приводят к невыгодным условиям загружения системы сооружение — основание.

3 Сочетание нагрузок и воздействий должно устанавливаться в соответствии с практической возможностью одновременного их действия на сооружение. При этом любая кратковременная нагрузка не вводится в сочетание, если она увеличивает устойчивость сооружения.

4 Если при определении расчетных величин нагрузок нельзя установить, какое значение γ_f (большее или меньшее) приводит к наиболее невыгодному случаю загружения сооружения, то следует производить сопоставительные расчеты при обоих значениях коэффициентов надежности по нагрузке.

А.1.4 Расчеты устойчивости системы сооружение — основание и склонов следует производить методами, удовлетворяющими всем условиям равновесия в предельном состоянии.

Допускается применять и другие методы расчета, результаты которых проверены опытом проектирования, строительства и эксплуатации сооружений.

В расчетах устойчивости следует рассматривать все физические и кинематические возможные схемы потери устойчивости сооружений, систем сооружение — основание, склонов (массивов).

А.1.5 Расчеты должны производиться для условий плоской или пространственной задачи. Условия пространственной задачи принимают, если $l < 3b$ или $l < 3h$ (для шпунтовых сооружений) или если поперечное сечение сооружения, нагрузки, геологические условия меняются по длине $l < 3b$ ($< 3h$), где l и b, соответственно, длина и ширина сооружения, h — высота сооружения с учетом заглубления сооружений или шпунта в грунт основания, l_1 — длина участка с постоянными характеристиками.

Допускается использовать решения плоской задачи для систем сооружение — основание и склонов, работающих в пространственных условиях, путем учета сил трения и сцепления по боковым поверхностям сдвигаемого массива грунта и сооружения. При этом давление на боковые поверхности принимается равным давлению покоя. Это указание относится к сооружениям с фиксированными боковыми поверхностями, параллельными направлению сдвига, и не распространяется на грунтовые массивы с произвольной боковой поверхностью обрушения.

А.1.6 Критерием обеспечения устойчивости сооружений и несущей способности систем сооружение — основание при вероятностной оценке является выполнение условия (при $R > F_k$):

$$Q = \sum_k [1 - P(R - F_k)]\, P(F_k) \le [Q], \qquad (A.2)$$

где $[Q]$ — нормативный уровень отказа (потери устойчивости).

А.1.7 Значение нормативного уровня вероятности отказа (потери устойчивости) $[Q]$, отнесенное к сроку службы сооружения T_0, допускается принимать в соответствии с 4.7 и таблицей Б.1 (приложение Б).

А.1.8 При нормальном законе распределения величин R и F вероятность отказа Q рекомендуется вычислять по следующей формуле

$$Q = \sum_k \frac{1}{2}\left\{1 - erf\left(\frac{m_R - m_{F_1}}{\sqrt{2(\sigma_R^2 + \sigma_{F_1}^2)}}\right)\right\} P(F_k) \le [Q], \qquad (A.3)$$

где m_R, m_{F_1} — математические ожидания несущей способности и силового воздействия, соответствующие k-му сочетанию нагрузок;

σ_R^2, $\sigma_{F_1}^2$ — дисперсии математических ожиданий несущей способности и силового воздействия, соответствующие k-му сочетанию нагрузок;

$erf(u) = \frac{2}{\sqrt{n}} \int_0^u e^{-z^2} dz$ —функция ошибок.

Математическое ожидание и дисперсию несущей способности следует вычислять, используя соответствующие параметры характеристик грунтов, которые должны быть определены по экспериментальным данным. В качестве математических ожиданий характеристик грунтов допускается принимать их нормативные значения. Дисперсии (или средние квадратические отклонения) характеристик грунтов следует определять по разбросу экспериментальных данных. При отсутствии таких данных среднеквадратическое отклонение следует принимать как 25 % соответствующего математического ожидания.

Математические ожидания и дисперсии силового воздействия должны быть определены для всех возможных сочетаний нагрузок.

При других законах распределения величин R и F_k вероятность отказа Q следует определять с использованием метода статистических испытаний (метода Монте-Карло).

А.1.9 Если обобщенное силовое воздействие, соответствующее k-му сочетанию нагрузок, является редким воздействием (что соответствует различным особым сочетаниям нагрузок при детерминистическом подходе), то для аппроксимации вероятности появления редких воздействий рекомендуется применять модель Пуассона

$$P(F_k) = \frac{T_0}{T_F} \exp\left(-\frac{T_0}{T_F}\right), \quad (A.4)$$

где T_0 — срок службы сооружения;

T_F — период повторяемости воздействия F_k.

Если обобщенное силовое воздействие соответствует основному сочетанию нагрузок при детерминистическом подходе, то вероятность однократного появления силового воздействия F_k за срок службы сооружения равняется единице: $P(F_k) = 1$.

А.1.10 При расчетах надежности гидросооружений следует учитывать возможные погрешности, вызванные неточностью принятой расчетной модели и конечностью выборок, используемых для определения исходных данных. Если статистические выборки, по которым определялись исходные параметры, малы, то следует определять еще и интервальную оценку надежности.

А.2 Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях

А.2.1 В расчетах устойчивости гравитационных сооружений на нескальных основаниях следует рассматривать возможность потери устойчивости по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов. Выбор схемы зависит от вида сооружения, классификационной характеристики основания, схемы загружения и др. факторов. Перечисленные схемы сдвига могут иметь место как при поступательной форме сдвига, так и при сдвиге с поворотом в плане.

Для сооружений, основанием которых являются естественные или искусственные откосы или их гребни, необходимо рассматривать схему общего обрушения откоса вместе с расположенным на нем сооружением.

Для сооружений I класса, кроме перечисленных расчетов устойчивости, оценку степени их устойчивости следует производить на основе анализа результатов расчетов напряженно-деформированного состояния системы сооружение — основание. Кроме того, в соответствии с 1.6—1.10 настоящего приложения наряду с детерминистическими методами расчетов должен выполняться вероятностный анализ надежности сооружений.

А.2.2 Расчеты устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига следует производить для всех сооружений, несущих вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Для сооружений расчеты устойчивости следует производить только по схеме плоского сдвига в следующих случаях:

- основания сооружений сложены песчаными, крупнообломочными, твердыми ($I_L < 0$) и полутвердыми ($0 \le I_L \le 0{,}25$) пылевато-глинистыми грунтами при выполнении следующих условий:

а) для случая равномерной нагрузки и эксцентриситета в сторону верховой грани сооружения:

$$N_\sigma = \frac{\sigma_m}{b\gamma_l} \le N_0; \quad (A.5)$$

б) при эксцентриситете e_p равнодействующей всех сил, приложенных к сооружению в сторону низовой грани сооружения:

$$N_\sigma = \frac{\sigma_m^*}{b^*\gamma_l} \le N_0; \quad (A.6)$$

- основания сооружений сложены тугопластичными ($0{,}25 < I_L < 0{,}5$) и мягкопластичными ($0{,}5 < I_L < 0{,}75$) глинистыми грунтами при выполнении условий согласно формуле (А.5) или (А.6) и следующих дополнительных условий:

$$\operatorname{tg}\psi_1 = \operatorname{tg}\varphi_1 + \frac{c_l(s_{ul})}{\sigma_m(\sigma_m^*)} \ge 0{,}45, \quad (A.7)$$

$$c_v^0 = \frac{k(1+e)t_0}{\alpha\gamma_w h_0^2} \ge 4, \quad (A.8)$$

где в формулах (А.5)—(А.8):

N_σ — число моделирования;

σ_m, σ_m^* — среднее нормальное напряжение соответственно при ширине b и b^*;

b — размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе (без учета длины анкерного понура);

$b^* = b - 2e_p$;

e_p — эксцентриситет в сторону низовой грани сооружения нормальной силы P в плоскости подошвы, равный расстоянию от точки пересечения с подошвой фундамента равнодействующей всех сил до оси сооружения;

γ_I — удельный вес грунта основания, принимаемый ниже уровня воды с учетом ее взвешивающего действия;

N_0 — безразмерное число, принимаемое:

- для плотных песков — $N_0 = 1$;
- для глинистых грунтов тугопластичной и мягкопластичной консистенций при невыполнении условий формулы (А.7) или (А.8) – $N_0 = 0$;
- для остальных грунтов — $N_0 = 3$.

Для всех грунтов оснований сооружений I и II классов N_0, как правило, следует уточнять по результатам экспериментальных исследований методом сдвига штампов в котлованах сооружений;

I_L — показатель текучести;

tg ψ_I — расчетное значение коэффициента сдвига;

tg γ_I, c_I, s_{uI} — расчетные значения характеристик прочности грунта основания с учетом степени его консолидации под нагрузкой от сооружения к расчетному моменту и возможного их снижения в зоне промораживания — оттаивания (при строительстве в ССКЗ);

c_v^0 — коэффициент степени консолидации;

k — коэффициент фильтрации;

e — коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;

t_0 — время возведения сооружения;

α — коэффициент уплотнения; при его определении учитывается изменение e и α во всем диапазоне изменения нагрузок на основание;

γ_w — удельный вес воды;

h_0 — расчетная толщина консолидируемого слоя.

Примечания

1 За верховую грань сооружения следует принимать грань, со стороны которой действует сдвигающая нагрузка, за низовую грань сооружения — грань, в направлении которой проверяется возможность сдвига.

2 Указания настоящего пункта не распространяются на случаи, когда особенности конструкции или сооружения и геологического строения основания, а также распределение нагрузок предопределяют глубинный сдвиг.

А.2.3 При расчете устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига следует принимать:

- при плоской подошве сооружения — плоскость опирания сооружения на основание с обязательной проверкой устойчивости по горизонтальной поверхности сдвига, проходящей через верховой край подошвы (выбор плоской горизонтальной подошвы сооружения требует специального обоснования);
- при наличии в подошве сооружения верхового и низового зубьев:

  а) при глубине заложения верхового зуба, равной или большей низового, — плоскость, проходящую через подошву зубьев, а также горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба;

  б) при глубине заложения низового зуба более глубины заложения верхового зуба — горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба (при этом все силы следует отнести к указанной плоскости, кроме сил давления воды и пассивного давления грунта со стороны низовой грани сооружения, которые надлежит отнести к плоскости, проходящей по подошве низового зуба);
- при наличии в основании сооружения каменной постели — плоскости, проходящие по контакту сооружения с постелью, и постели с грунтом; при наличии у каменной постели заглубления в грунт следует рассматривать также наклонные плоскости или ломаные поверхности, проходящие через постель;
- при наличии в основании зон, слоев или прослоек слабых грунтов, в т. ч. в зонах промораживания — оттаивания, следует дополнительно оценивать степень устойчивости сооружения применительно к расчетным плоскостям, проходящим в этих зонах или слоях.

А.2.4 При расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига (без поворота) при горизонтальной плоскости сдвига $R = R_{pl}$ и F в формуле (А.2) следует определять по формулам

$$R_{pl} = P\,\mathrm{tg}\,\varphi_I + \gamma_c E_{p,tw} + Ac_I(s_{u,I}) + R_g, \qquad (A.9)$$

$$F = T_{hw} + E_{a,hw} - T_{tw}, \qquad (A.10)$$

где R_{pl} — расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге;

P — сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая противодавление);

tg γ_I, c_I, $s_{u,I}$ — характеристики прочности грунта по расчетной поверхности сдвига, определяемые по указаниям пункта 6 настоящего стандарта (c_I, $s_{u,I}$); учитываются только на той части площади основания, на которой отсутствуют растягивающие напряжения);

γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости, принимаемый по результатам экспериментальных или теоретических исследований; при их отсутствии значение γ_c рекомендуется принимать равным 0,7 (при специальном обосновании $0,7 < \gamma_c \le 1,0$);

$E_{p,tw}$, $E_{a,hw}$ — соответственно расчетные значения горизонтальных составляющих силы пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения и активного давления грунта с верховой стороны;

A — площадь проекции на поверхность сдвига подошвы сооружения, в пределах которой учитывается сцепление;

R_g — горизонтальная составляющая силы сопротивления свай, анкеров и т. д.;

F — расчетное значение сдвигающей силы;

T_{hw}, T_{tw} — суммы горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил, действующих соответственно со стороны верховой и низовой граней сооружения, кроме активного давления грунта.

А.2.5 В случае, если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентриситетом в плоскости подошвы $e_F \geq 0{,}05\sqrt{lb}$, расчет устойчивости сооружений производится по схеме плоского сдвига с поворотом в плане (l и b — размеры сторон прямоугольной подошвы сооружения). При однородном основании и равномерном распределении нормальных напряжений эксцентриситет e_F расчетной сдвигающей силы F определяется относительно центра тяжести подошвы сооружения. При неоднородном основании или неравномерном распределении напряжений эксцентриситет e_F необходимо определять относительно центра тяжести эпюры распределенных по подошве сооружения предельных касательных напряжений.

Силу предельного сопротивления при плоском сдвиге с поворотом в плане $R_{pl,t} = \alpha_t R_{pl}$ следует определять по методикам, апробированным практикой проектирования.

А.2.6 Расчеты устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига следует производить для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки и расположенных на однородных основаниях, во всех случаях, если не соблюдаются условия, приведенные в А.2.2 . При этом сопротивление основания сдвигу R_{com} следует принимать равным сумме сопротивлений на участках плоского сдвига и сдвига с выпором.

Ширина участка сдвига с выпором зависит от $b(b^*)$, $\sigma_m(\sigma_m^*)$, γ_I, N_0 и σ_{flr} (согласно А.2.2 настоящего приложения). Здесь σ_{flr} — среднее нормальное напряжение в подошве сооружения, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки, и участок плоского сдвига отсутствует; σ_{flr} и предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором определяют методами теории предельного равновесия.

При смешанном сдвиге с поворотом в плане предельную сдвигающую силу принимают равной $\alpha_t R_{pl}$, где α_t определяют в соответствии с А.2.5.

А.2.7 Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига следует производить:

- для всех типов сооружений, несущих только вертикальную нагрузку;
- при несоблюдении условий А.2.2 — для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки, расположенных на неоднородных основаниях.

А.2.8 Расчеты устойчивости сооружений на однородных основаниях по схеме глубинного сдвига допускается производить методами теории предельного равновесия, а на неоднородных основаниях — методами, оперирующими расчлененной на элементы призмой обрушения, сдвигаемой по ломаным или круглоцилиндрическим поверхностям сдвига.

А.2.9 Устойчивость сооружений I класса рекомендуется оценивать также с помощью численного моделирования разрушения основания. Напряженно-деформированное состояние (НДС) системы сооружение — основание при таком моделировании следует определять по нелинейным моделям грунта, дающим статически допустимые (удовлетворяющие предельным условиям и уравнениям равновесия) поля напряжений. Параметры нелинейных моделей грунта назначаются по нормативным значениям деформационных и расчетным значениям прочностных характеристик грунтов основания.

Для численного моделирования разрушения при расчете НДС системы пропорционально увеличивают действующие на сооружение нагрузки или уменьшают значения прочностных характеристик грунта φ и C до наступления состояния предельного равновесия. О наступлении разрушения при таких расчетах следует судить по моменту резкого роста расчетных смещений или отсутствию сходимости итерационного процесса. Достигнутый к моменту разрушения коэффициент перегрузки принимается в качестве коэффициента устойчивости.

А.2.10 При расчете устойчивости сооружений на основаниях, сложенных пылевато-глинистыми грунтами со степенью влажности $S_r > 0{,}85$, и коэффициента степени консолидации $c_v^0 < 4$, следует учитывать нестабилизированное состояние грунта основания одним из двух приведенных ниже способов:

- принимая характеристики прочности tg $\varphi > j$ и c, соответствующие степени консолидации грунта основания к расчетному моменту (т. е. полным напряжениям) или $s_u > 1$, и не учитывая при этом в расчетах наличие избыточного порового давления, обусловленного консолидацией грунта;
- учитывая по поверхности сдвига действие избыточного порового давления, возникающего при консолидации грунта (определяемое экспериментальным или расчетным путем), и принимая характеристики прочности tg φ и c, соответствующие полностью консолидированному состоянию грунта (т. е. эффективным напряжениям).

А.2.11 При расчетах устойчивости сооружений на водонасыщенных нескальных основаниях, воспринимающих кроме статических также динамические нагрузки, следует учитывать влияние последних на несущую способность грунтов, обусловливающее снижение (против определенного в статических условиях) сопротивления недренированному сдвигу связных грунтов (см. 6.8) и возникновение избыточного порового давления в несвязных грунтах. Избыточное поровое давление при этом определяют либо расчетным путем, либо по результатам экспериментальных исследований.

А.3 Расчет устойчивости сооружений на скальных основаниях

А.3.1 Расчеты устойчивости сооружений на скальных основаниях, скальных откосах и склонах следует производить по схемам сдвига по плоским или ломаным расчетным поверхностям. При этом определяющими являются результаты расчета по той схеме, которая показывает наименьшую надежность сооружения (откоса, склона).

Для бетонных и железобетонных подпорных сооружений (исключая водоподпорные) на скальных основаниях следует также рассматривать схему предельного поворота (опрокидывания).

При плоской расчетной поверхности сдвига следует учитывать возможные схемы нарушения устойчивости:

- поступательный сдвиг;
- сдвиг с поворотом в плане.

При ломаной расчетной поверхности сдвига учитываются возможные расчетные схемы:

- сдвиг вдоль ребер ломаной поверхности (продольный);
- сдвиг поперек ребер ломаной поверхности (поперечный);
- сдвиг под углом к ребрам ломаной поверхности сдвига (косой).

При выборе расчетной схемы следует исходить из статически и кинематически возможных схем потери устойчивости сооружения и нарушения прочности основания. Следует учесть, что опасными могут являться как поверхности, привязанные к различным контурам ослабления (контакту сооружения с основанием, системам трещин или единичным трещинам, разломам, зонам дробления в скальном массиве), так и поверхности, проходящие внутри трещиноватого скального массива в направлениях, не совпадающих с трещинами.

В зависимости от конкретных условий следует рассматривать возможность потери устойчивости сооружения или с частью основания или без него.

А.3.2 Расчеты устойчивости всех видов бетонных сооружений наскальных оснований являются формой проверки прочности на сдвиг контакта сооружения с основанием или самого основания по глубинным поверхностям. Потенциально опасными могут быть поверхности сдвига, проходящие:

а) по области контакта сооружения с основанием;

б) внутри основания;

в) частично по области контакта и частично внутри основания.

При этом следует учитывать, что поверхность сдвига, указанная в перечислении а), наиболее вероятна для сооружений на основаниях преимущественно с горизонтальной (или близкой к горизонтальной) поверхностью как в пределах контакта с сооружением, так и вне его (для гравитационных и контрфорсных плотин, подпорных стен и др.). Виды поверхностей сдвига, указанные в перечислениях б) и в), наиболее вероятны для сооружений, возводимых в узких ущельях или имеющих заглубленную в основание подошву, в т. ч. для гравитационных и арочных плотин, подпорных стен, на крутых склонах и т. д., а также при ступенчатой подошве сооружения.

А.3.3 Выбор схемы нарушения устойчивости сооружения или откоса (склона) и определение расчетных поверхностей сдвига следует делать, исходя из анализа инженерно-геологических структурных моделей, отражающих основные элементы трещиноватости скального массива (ориентировку, протяженность, мощность, шероховатость трещин, их частоту и т. д.) и наличие ослабленных прослоев и областей.

При оценке устойчивости скальных откосов необходимо иметь в виду, что характер их обрушения в значительной степени определяется геологическим строением (структурой) и геомеханическими характеристиками скального массива, на основании анализа которых делается расчетная схема и применяется метод расчета.

Для скальных откосов потенциально опасными являются поверхности ослабления скального массива (трещины, слабые прослои, тектонические зоны и т. п.).

А.3.4 При оценке устойчивости опорных береговых массивов гидротехнических сооружений (например, арочных плотин) либо любых других скальных массивов при ломаной поверхности сдвига, где смещение массива может быть рассмотрено состоящим из перемещений в двух взаимно пересекающихся направлениях, необходимо рассматривать сдвиг под углом к ребрам ломаной поверхности (продольно-поперечный сдвиг).

Метод оценки устойчивости береговых упорных массивов должен основываться на следующих исходных положениях:

- расчетные опорные скальные блоки рассматриваются как неизменяемое твердое тело;
- в расчетах учитываются силы без учета их моментов;
- разложение главного вектора приложенных к блоку активных сил на составляющие производится на направления нормалей к плоскостям сдвига и линии их пересечения;
- условием, определяющим кинематику смещения массива, состоящего из виртуальных перемещений в двух взаимно пересекающихся направлениях, является направление главного вектора приложенных сил под углом к ребрам ломаной поверхности сдвига (продольно-поперечный сдвиг);
- условием для перехода от сдвига по граням двугранного угла вдоль линии их пересечения к сдвигу по одной из плоскостей является равенство нулю или отрицательное значение составляющей главного вектора приложенных сил, нормальной к другой из плоскостей сдвига;
- надежность берегового упора определяется результатом расчета наименее устойчивого из выделенных блоков.

А.3.5 Оценку устойчивости сооружений на скальных основаниях, скальных откосах и склонах допускается также производить на основе анализа результатов расчетов напряженно-деформированного состояния системы основание — сооружение.

А.3.6 При расчете устойчивости сооружений и скальных склонов по схеме сдвига вдоль ребер ломаной поверхности (продольный сдвиг) наиболее часто встречается случай сдвига расчетного блока по двум плоскостям, образующим двугранный угол, в направлении вдоль его ребра. Данная расчетная схема применима для скального массива или сооружения, рассматриваемого как единое твердое тело. Силы, воздействующие на расчетный блок призмы обрушения в какой-либо точке или зоне, принимаются как действующие на весь блок в целом. При оценке по данной схеме устойчивости опорных береговых массивов гидротехнических сооружений (например, арочных плотин) возможное смещение расчетного блока поперек призматической поверхности сдвига (поперек ребер) не учитывается.

Величины, входящие в критериальное условие (формула (А.2), необходимо определять по формулам

$$F = T, \tag{А.11}$$

$$R = \sum_{i=1}^{n} (P_i \operatorname{tg} \varphi_{I,II,i} + c_{I,II,i} A_i) + E_d + R_g, \tag{А.12}$$

где F, R — согласно формуле (А.2);

T — активная сдвигающая сила (проекция равнодействующей расчетной нагрузки на направление сдвига);

P_i — равнодействующая нормальных напряжений (сил), возникающих на i-м участке поверхности сдвига от расчетных нагрузок;

R_g — сила сопротивления, ориентированная против направления сдвига, возникающая от анкерных усилий, и т. д.;

n — число участков поверхности сдвига, назначаемое с учетом неоднородности основания по прочностным и деформационным свойствам;

$\operatorname{tg} \varphi_{I,II,i}$ и $c_{I,II,i}$ — расчетные значения характеристик скальных грунтов для i-го участка расчетной поверхности сдвига, определяемые в соответствии с настоящим приложением;

A_i — площадь i-го участка расчетной поверхности сдвига;

E_d — расчетная сила сопротивления упорного массива (обратной засыпки), определяемая согласно А.3.7.

А.3.7 Расчетное значение силы сопротивления упорного массива или обратных засыпок определятся по формуле

$$E_d = \gamma'_c E_{p,d}, \tag{А.13}$$

где $E_{p,d}$ — расчетное значение силы пассивного сопротивления.

Для упорного массива, содержащего поверхности ослабления, по которым данный массив может быть сдвинут, значение $E_{p,d}$ следует определять без учета характеристик $\operatorname{tg} \varphi$ и c по упорной грани по формуле

$$E_{p,d} = Q \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_{I,II}) + \frac{c_{I,II} A \cos \varphi_{I,II}}{\cos(\alpha + \varphi_{I,II})}, \tag{А.14}$$

где Q — вес призмы выпора;

A — площадь поверхности сдвига призмы выпора;

α — угол наклона поверхности сдвига (плоскости ослабления) призмы выпора к горизонту;

$\operatorname{tg} \varphi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ — расчетные значения характеристик грунтов по поверхности сдвига (выпора);

γ'_c — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от соотношения модулей деформации грунта упорного массива (обратной засыпки) E_s и основания E_f при:

$E_s/E_f \geq 0{,}8 \gamma'_c = 0{,}7$;

$E_s/E_f \leq 0{,}1 \gamma'_c = E_r/E_{p,d}$;

$0{,}1 < E_s/E_f < 0{,}8 \gamma'_c$ определяется линейной интерполяцией;

E_r — давление покоя, определяемое по формуле

$$E_r = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{\nu}{1-\nu}, \tag{А.15}$$

где γ — удельный вес грунта упорного массива (обратной засыпки);

ν — коэффициент поперечной деформации грунта упорного массива;

h — высота упора на контакте с сооружением или откосом.

Примечания

1 Сопротивление упорного массива следует учитывать только в случае обеспечения плотного контакта сооружения или откоса с упорным массивом.

2 Силу $E_{p,d}$ следует принимать горизонтальной независимо от наклона упорной грани массива.

А.3.8 При расчете устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме сдвига с поворотом в плане следует учитывать возможное уменьшение сопротивления сдвигу *R* против значений сил, устанавливаемых в предположении поступательного движения.

А.3.9 Расчеты устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поперечного сдвига следует производить путем расчленения призмы обрушения (сдвига) на взаимодействующие элементы.

Расчленение призмы обрушения (сдвига) на элементы следует производить в соответствии с характером поверхности сдвига, структурой скального массива призмы и распределением действующих на нее сил. В пределах каждого элемента по поверхности сдвига характеристики прочности скального грунта принимают постоянными.

Выбор направлений расчленения призмы обрушения (сдвига) на элементы и расчетного метода следует производить с учетом геологического строения массива. При наличии пересекающих призму обрушения (сдвига) поверхностей ослабления, по которым возможно достижение предельного равновесия призмы, плоскости раздела между элементами следует располагать по этим поверхностям ослабления.

Расчет устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поперечного сдвига в условиях плоской задачи следует производить в зависимости от выбранного направления расчленения призмы обрушения (сдвига) на взаимодействующие элементы по любому расчетному методу, удовлетворяющему условиям равновесия в предельном состоянии как для каждого расчетного элемента (группы элементов) призмы, так и для всей призмы обрушения (сдвига) в целом. Допускается использовать для расчетов устойчивости методы, не отвечающие в полной мере вышеприведенным условиям, однако данные методы должны быть проверены на практике и должны использоваться в тех пределах, когда результаты расчетов по ним согласуются с результатами расчетов устойчивости по методам, удовлетворяющим всем условиям равновесия в предельном состоянии.

А.3.10 Для оценки устойчивости сооружений на скальных основаниях и скальных откосах, относимых к I классу, при сложных инженерно-геологических условиях в дополнение к расчету следует проводить исследования на моделях.

При экспериментальных исследованиях в моделях оснований сооружений или скальных склонов в соответствии с механическими условиями подобия (пород натуры и материала модели) должны воспроизводиться также наиболее важные особенности натурного массива: структура скального массива, его неоднородность и анизотропия деформационных и прочностных свойств. При этом в первую очередь должны находить отражение потенциально опасные нарушения (трещины, разломы и т. д.) натурного массива.

Приложение Б
(обязательное)

Проектирование оснований гидротехнических сооружений

Б.1 Расчеты оснований гидротехнических сооружений следует производить по двум группам предельных состояний.

Деление расчетов на две группы предельных состояний учитывает характер возможных последствий при достижении соответствующего предельного состояния.

Меньшая значимость возможных последствий при достижении предельных состояний второй группы по сравнению с предельными состояниями первой группы учитывается регламентацией соответственно и менее жестких расчетных условий. В связи с этим в формуле (1) принимаются следующие значения коэффициентов надежности:

а) для первой группы предельных состояний:

1) γ_n для сооружений I, II, III и IV классов соответственно равен 1,25; 1,20; 1,15 и 1,10;

2) γ_{lc} принимается равным:

- для основного сочетания нагрузок — 1,00;
- для особого сочетания нагрузок, включающих особые нагрузки повторяемостью один раз в 100 или менее лет, — 1,00;
- для особого сочетания нагрузок, включающих особые нагрузки повторяемостью реже чем один раз в 1000 лет (в т. ч. сейсмические нагрузки уровня МРЗ), — 0,90;
- для особого сочетания нагрузок, включающих сейсмическую нагрузку на уровне проектного землетрясения и на уровне максимального расчетного землетрясения, следует принять равным соответственно 0,95 и 0,85 согласно СП 58.13330, СП 14.13330 и [3];
- для сочетания нагрузок в периоды строительства и ремонта — 0,95;

б) для второй группы предельных состояний во всех случаях $\gamma_n = \gamma_{lc} = 1$.

Значения коэффициента γ_c регламентируются в зависимости от видов сооружений, оснований и расчетов в соответствующих разделах настоящего стандарта.

Б.2 Расчеты по первой группе предельных состояний должны быть произведены для исключения следующих предельных состояний, соответствующих полной непригодности к эксплуатации:

- потери основанием несущей способности, а сооружением — устойчивости;
- нарушений общей фильтрационной прочности нескальных оснований, а также местной фильтрационной прочности скальных и нескальных оснований в тех случаях, когда они могут привести к появлению сосредоточенных водотоков, локальным разрушениям основания и другим последствиям, исключающим возможность дальнейшей эксплуатации сооружения;
- нарушений противофильтрационных устройств в основании или их недостаточно эффективной работы, вызывающих недопустимые потери воды из водохранилищ и каналов или подтопление и заболачивание территорий, обводнение склонов и т. д.;
- неравномерных перемещений различных участков основания, вызывающих разрушения отдельных частей сооружений, недопустимые по условиям их дальнейшей эксплуатации (нарушение ядер, экранов и других противофильтрационных элементов земляных плотин и дамб, недопустимое раскрытие трещин бетонных сооружений, выход из строя уплотнений швов и т. п.).

По предельным состояниям первой группы следует также производить расчеты прочности и устойчивости отдельных элементов сооружений, а также расчеты перемещений конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружения в целом или его основных элементов (например, анкерных опор шпунтовых подпорных стен).

К первой группе предельных состояний должны быть отнесены также расчеты перемещений сооружений или их конструктивных элементов, поведение которых может приводить к невозможности эксплуатации технологических систем объекта.

Откосы, расположенные в непосредственной близости от сооружений и в местах примыкания последних, должны рассчитываться на устойчивость по первой группе предельных состояний. Если потеря устойчивости таких откосов не приводит сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, то расчеты откосов производятся по второй группе предельных состояний.

Расчеты по второй группе предельных состояний должны быть произведены для исключения следующих предельных состояний, обусловливающих непригодность сооружений и их оснований к нормальной эксплуатации:

- нарушений местной прочности отдельных областей основания, приводящих к повышению противодавления, увеличению фильтрационного расхода, перемещений и наклона сооружений и др.;
- проявлений ползучести и трещинообразования в грунтах;
- перемещений сооружений и грунтов в основании, приводящих к осложнениям в эксплуатации объекта;

- потери устойчивости склонов и откосов, вызывающей частичный завал канала или русла, входных отверстий водоприемников и другие последствия. Если потеря устойчивости склонов может привести сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, то расчеты устойчивости таких склонов следует производить по предельным состояниям первой группы.

В случае, если расчеты местной прочности основания свидетельствуют о возможности потери несущей способности основания в целом, должны быть предусмотрены мероприятия по увеличению прочности основания или изменению конструкции системы сооружение — основание и произведены расчеты по первой группе предельных состояний.

Б.3 При проектировании оснований гидротехнических сооружений, подверженных действию динамических (волновых, ветровых, ледовых, технологических, эксплуатационных, а также сейсмических) нагрузок, расчеты оснований следует производить с учетом в необходимых случаях динамического характера взаимодействия сооружения с основанием (используя, как правило, нелинейные модели грунтов) и возможного изменения свойств грунтов при динамических (циклических) воздействиях.

Расчет оснований гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия должен производиться в соответствии с требованиями 5.1.7 настоящего стандарта.

Б.4 Наряду с детерминистическими методами расчета прочности оснований и устойчивости гидротехнических сооружений рекомендуется использовать вероятностные методы оценки их надежности и отказов.

При оценке вероятности отказа системы сооружение — основание оценивается вероятность выполнения условия:

$$R - F_k > 0 \le [Q]. \qquad (Б.1)$$

При этом обобщенная сила предельного сопротивления R и обобщенное силовое воздействие F_k, соответствующее k-му сочетанию нагрузок, рассматриваются как величины, имеющие случайный характер; $[Q]$ — нормативный уровень отказа (потери прочности, устойчивости и т. д.)

Значения нормативных уровней вероятности отказа (потери устойчивости сооружения, прочности основания) $[Q]$, отнесенные к сроку службы сооружения T_o, допускается принимать на основе статистических данных по отказам (авариям) и повреждениям. При отсутствии таких данных допускается пользоваться данными таблицы Б.1.

Таблица Б.1 — Значения вероятности отказа (повреждения) устойчивости сооружения

Класс гидротехнических сооружений	Вероятность	
	отказа $[Q]$, год$^{-1}$	повреждения $[Q']$, год$^{-1}$
Все сооружения I класса и сооружения II класса, входящие в состав напорного фронта	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-4}$
Сооружения II класса, не входящие в состав напорного фронта, и сооружения III класса, входящие в состав напорного фронта	$1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$
Остальные сооружения III класса	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$
Сооружения IV класса	$1 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-3}$

Б.5 В проектах оснований сооружений должна быть предусмотрена программа мониторинга, обеспечивающая на основании натурных наблюдений оценку состояния системы сооружение — основание, а также оценку техноприродных процессов, в т. ч. влияющих на экологическую обстановку, оценку действенности принятых проектом природоохранных мероприятий, проверку, уточнение, корректировку оценок и прогнозов, начиная со строительного периода и на весь срок службы сооружения. В программе мониторинга должно быть уделено повышенное внимание этапам строительства, вводу в эксплуатацию и эксплуатации до стадии стабилизации процессов взаимодействия ГТС с природным комплексом. При необходимости программа мониторинга должна уточняться на каждом этапе с учетом изменения реальных условий.

Б.6 Состав и объем натурных наблюдений должны назначаться в зависимости от класса сооружений, их конструктивных особенностей и новизны проектных решений, геологических, гидрогеологических, геокриологических, сейсмических условий, способа возведения и требований эксплуатации. В ходе наблюдений следует определять:

- осадки, крены и горизонтальные смещения сооружения и его основания;
- температуру грунта в основании и грунтовом сооружении;
- пьезометрические напоры воды в основании и грунтовом сооружении;
- расход воды, фильтрующейся через основание сооружения;
- химический состав, температуру и мутность профильтровавшейся воды в дренажах, а также в коллекторах;
- эффективность работы дренажных и противофильтрационных устройств;
- напряжения и деформации в основании сооружения;
- поровое давление в основании сооружения;
- сейсмические воздействия на основание.

Определение указанных показателей производится с использованием результатов инструментальных измерений. В дополнение к инструментальным наблюдениям следует предусматривать и визуальные для оперативного выявления внешних проявлений развития неблагоприятных процессов в основании и грунтовых сооружениях.

Б.7 При проектировании оснований сооружений I—III классов необходимо предусматривать установку КИА для проведения натурных наблюдений за состоянием сооружений и их оснований в процессе строительства и в период их эксплуатации как для оперативной оценки надежности отдельных элементов, так и системы сооружение — основание в целом, своевременного выявления дефектов и повреждений в системе, предотвращения аварий, улучшения условий эксплуатации, а также для оценки правильности принятых методов расчета, их совершенствования. Для сооружения IV класса и их оснований следует предусматривать геодезические и визуальные наблюдения.

Состав и объем установки КИА на сооружениях и их основаниях должны определяться проектом натурных наблюдений и исследований, который составляется проектной организацией на всех стадиях проектирования и является неотъемлемой частью проекта сооружения.

Примечания

1 Установка КИА на сооружениях IV класса и их основаниях требуется при обосновании в сложных инженерно-геологических условиях и при использовании новых конструкций сооружений.

2 Для сооружений IV класса инструментальные наблюдения допускается ограничить наблюдениями за фильтрацией в основании, осадками и смещениями сооружения и его основания.

Б.8 При проектировании оснований гидротехнических сооружений должны быть предусмотрены инженерные мероприятия по охране окружающей среды, в т. ч. по защите прилегающих территорий от затопления и подтопления, загрязнения подземных вод промышленными стоками, а также по предотвращению оползней береговых склонов и др. процессов, способных вызвать негативные явления в береговых примыканиях ГТС и в водохранилище (непроектную волну, переполнение выше ФПУ и т. п.), а также повреждение основных сооружений напорного фронта.

Б.9 Экологическое обоснование проекта обустройства основания гидротехнических сооружений должно включать разработку комплекса природоохранных мероприятий при строительстве и эксплуатации сооружений, предусматривающих непревышение допустимого уровня антропогенного вмешательства в природную среду и гарантирующих сохранность природной среды, а также предотвращение в ней негативных деструктивных процессов. Территорией, рассматриваемой в проекте, является район расположения основных сооружений и область влияния водохранилища и нижнего бьефа ГТС. Следует также предусмотреть мероприятия, ведущие к улучшению экологической обстановки по сравнению с естественной природной (создание зон рекреации, рекультивации земель и вовлечение их в хозяйственную деятельность человека и т. д.). Особое внимание этим вопросам должно быть уделено при возведении сооружений, образовании водохранилищ и т. п. в условиях карстующихся и многолетнемерзлых грунтов.

При проектировании оснований ГТС следует руководствоваться законодательными актами и нормативными документами согласно 5.1 настоящего стандарта, устанавливающими требования к охране природной среды при инженерной деятельности.

Б.10 Материалы, используемые при строительстве (привозные или местные — грунтовые, льдокомпозитные), химические добавки и реагенты проходят санитарную и экологическую экспертизу как самих материалов, так и результатов их воздействия на человека и природную среду.

Приложение В
(рекомендуемое)

Основные расчетные положения при проектировании гидротехнических сооружений

В.1 Назначение класса гидротехнических сооружений

В.1.1 Гидротехнические сооружения в зависимости от их высоты и типа грунтов основания, социально-экономической ответственности и последствий возможных гидродинамических аварий следует подразделять на классы.

В.1.2 Класс гидротехнического сооружения следует назначать в соответствии с таблицей В.1.

В.1.3 Заказчик проекта гидротехнического сооружения вправе своим решением повысить класс сооружения по сравнению с указанным в таблице В.1. Класс основных гидротехнических сооружений следует принимать равным наиболее высокому его значению согласно таблице В.1.

В.1.4 Класс второстепенных гидротехнических сооружений следует принимать на единицу ниже класса основных сооружений данного гидроузла, но не выше III класса.

В.1.5 Временные сооружения следует относить к IV классу. Если разрушение этих сооружений может вызвать последствия катастрофического характера или значительную задержку возведения основных сооружений I и II классов, то их необходимо относить при надлежащем обосновании к III классу.

В.1.6 Класс водоподпорных гидротехнических сооружений гидравлических и гидроаккумулирующих электростанций следует назначать с учетом их функции защитных сооружений для территории и объектов, расположенных в нижнем бьефе (таблица В.1).

В.1.7 Класс основных гидротехнических сооружений комплексного гидроузла, обеспечивающего одновременно потребности нескольких участников водохозяйственного комплекса (энергетика, транспорт, мелиорация, водоснабжение, борьба с наводнениями и пр.), следует устанавливать по сооружению, отнесенному к более высокому классу.

В.1.8 При совмещении в одном сооружении двух или нескольких функций различного назначения (например, причальных с оградительными функциями) класс следует устанавливать по сооружению, отнесенному к более высокому классу.

В.1.9 Класс основных сооружений, входящих в состав напорного фронта, следует устанавливать по сооружению, отнесенному к более высокому классу.

В.1.10 Класс основных гидротехнических сооружений гидроэлектростанции установленной мощностью менее 1,0 млн кВт, определяемый по таблице В.1, следует повышать на единицу в случае, если эти электростанции изолированы от энергетических систем и обслуживают крупные населенные пункты, промышленные предприятия, транспорт и др. потребителей или обеспечивают теплом, горячей водой и паром крупные населенные пункты и промышленные предприятия.

В.1.11 При пересечении или сопряжении гидротехнических сооружений, которые могут быть отнесены к разным классам, следует для всех сооружений принимать класс более ответственного сооружения.

В.2 Нагрузки, воздействия и их сочетания

В.2.1 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения следует подразделять на постоянные, временные (длительные, кратковременные) и особые.

В.2.2 Перечень нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения приведен в приложении Д.

В.2.3 Перечень нагрузок и воздействий и их сочетаний, подлежащих учету при расчетах отдельных видов гидротехнических сооружений, следует принимать по соответствующим нормативным документам.

В.2.4 Гидротехнические сооружения следует рассчитывать на основные и особые сочетания нагрузок и воздействий.

В.2.5 Основные сочетания включают в себя постоянные и временные (длительные, кратковременные) нагрузки и воздействия.

В.2.6 Особые сочетания включают в себя постоянные, временные (длительные, кратковременные) и одну (одно) из особых нагрузок и воздействий.

В.2.7 Нагрузки и воздействия необходимо принимать в наиболее неблагоприятных, но реальных для рассматриваемого расчетного случая сочетаниях, отдельно для строительного и эксплуатационного периодов и расчетного ремонтного случая.

В.2.8 При проектировании речных гидроузлов нагрузки от давления воды на сооружения и основания и силовое воздействие фильтрующейся воды (см. приложение Д) должны определяться для двух расчетных случаев расхода воды: основного и поверочного.

В.2.9 Указанные нагрузки, соответствующие пропуску расхода воды основного расчетного случая, определяют при НПУ воды в верхнем бьефе. Их следует учитывать в составе основного сочетания нагрузок и воздействий.

В.2.10 Для гидроузлов, через которые пропуск расхода воды основного расчетного случая осуществляется при уровнях верхнего бьефа, превышающих НПУ, соответствующие им нагрузки и воздействия также следует учитывать в составе основного сочетания нагрузок и воздействий.

В.2.11 Нагрузки от давления воды на сооружения и основания и силовое воздействие фильтрующейся воды, соответствующие пропуску расхода воды поверочного расчетного случая, должны определяться при ФПУ воды в верхнем бьефе и учитываться в составе особого сочетания нагрузок и воздействий.

В.2.12 В проектной документации и в декларации безопасности проектируемых гидротехнических сооружений речных гидроузлов должны быть приведены сведения о допустимых повреждениях при пропуске максимального расхода воды основного и поверочного расчетных случаев.

В.2.13 В строительный период следует учитывать возможность повышения уровня воды против расчетного из-за возникновения заторных и зажорных явлений.

В.2.14 Для сооружений, предназначенных для борьбы с наводнениями, нагрузки и воздействия, соответствующие уровням, превышающим расчетные, следует учитывать в составе особого сочетания нагрузок и воздействий.

В.3 Обоснование надежности и безопасности гидротехнических сооружений

В.3.1 Для обоснования надежности и безопасности гидротехнических сооружений должны быть произведены расчеты гидравлического, фильтрационного и температурного режимов, а также напряженно-деформированного состояния системы сооружение — основание на основе применения современных главным образом численных методов механики сплошной среды с учетом реальных свойств материалов и пород оснований.

В.3.2 Обеспечение надежности системы сооружение — основание должно обосновываться результатами расчетов по методу предельных состояний их прочности (в т. ч. фильтрационной), устойчивости, деформаций и смещений.

В.3.3 Расчеты необходимо производить по двум группам предельных состояний:

- по первой группе (потеря несущей способности и /или полная непригодность сооружений, их конструкций и оснований к эксплуатации) — расчеты общей прочности и устойчивости системы сооружение — основание, общей фильтрационной прочности оснований и грунтовых сооружений, прочности отдельных элементов сооружений, разрушение которых приводит к прекращению эксплуатации сооружений; расчеты перемещений конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружений в целом и др.;
- по второй группе (непригодность к нормальной эксплуатации) — расчеты местной, в т. ч. фильтрационной, прочности оснований и сооружений, перемещений и деформаций, образования или раскрытия трещин и строительных швов; расчеты прочности отдельных элементов сооружений, не относящиеся к расчетам по предельным состояниям первой группы.

В.3.4 При расчетах гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований надлежит соблюдать следующее условие, обеспечивающее недопущение наступления предельных состояний:

$$\gamma_{lc} F \le \frac{R}{\gamma_n}, \qquad (В.1)$$

где γ_{lc} — коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным:

а) при расчетах по первой группе предельных состояний:

- для основного сочетания нагрузок — 1,00;
- для особого сочетания нагрузок, включающих особые нагрузки повторяемостью один раз в 100 или менее лет — 1,00;
- для особого сочетания нагрузок, включающих особые нагрузки повторяемостью реже, чем один раз в 1000 лет — 0,90;
- для особого сочетания нагрузок, включающих сейсмическую нагрузку на уровне проектного землетрясения и максимального расчетного землетрясения следует принять равным соответственно 0,95 и 0,85 согласно СП 58.13330, [3];

б) при расчетах по второй группе предельных состояний — 1,00.

Примечание — В основное сочетание нагрузок и воздействий в период нормальной эксплуатации, как правило, включают временные кратковременные нагрузки годовой вероятностью более 0,01.

F — расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния, определенное с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f;

R — расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра (при расчетах по первой группе предельных состояний — расчетное значение; при расчетах по второй группе предельных состояний — нормативное значение), устанавливаемого нормами проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений, определенное с учетом коэффициентов надежности по материалу γ_m или грунту γ_g и условий работы γ_c;

γ_n — коэффициент надежности по ответственности сооружения, принимаемый:

а) при расчетах по предельным состояниям первой группы для классов сооружений:

I — 1,25;

II — 1,20;

III — 1,15;

IV — 1,10;

б) при расчетах по предельным состояниям второй группы — 1,00.

При расчете устойчивости естественных склонов значение γ_n определяется:

- как для сооружения, которое может прийти в непригодное для эксплуатации состояние в случае разрушения склона;
- в остальных случаях — 1,00.

Расчетное значение нагрузки следует определять путем умножения нормативного значения нагрузки на соответствующий коэффициент надежности по нагрузке γ_f.

Нормативные значения нагрузок следует определять по нормативным документам на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f при расчетах по предельным состояниям первой группы определяются в соответствии с приложением Е.

Значения коэффициентов надежности по материалу γ_m и грунту γ_g, применяемых для определения расчетных сопротивлений материалов и характеристик грунтов, устанавливаются соответствующими нормами проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

Значения коэффициента условий работы γ_c, учитывающего тип сооружения, конструкции или основания, вид материала, приближенность расчетных схем, вид предельного состояния и др. факторы, устанавливаются нормативными документами на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований. Коэффициенты γ_m, γ_g и γ_c применяются в определении расчетного значения R.

Расчеты гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований по предельным состояниям второй группы должны производиться с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f, а также с коэффициентами надежности по материалу γ_m и грунту γ_g, равными 1,0, кроме случаев, установленных нормативными документами на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

В.3.5 Гидротехнические сооружения, их конструкции и основания надлежит проектировать таким образом, чтобы условие недопущения наступления предельных состояний согласно формуле (В.1) соблюдалось на всех этапах их строительства и эксплуатации, в т. ч. и в конце назначенного срока их службы.

В.3.6 Назначенные сроки службы основных гидротехнических сооружений в зависимости от их класса должны быть не менее расчетных сроков службы, которые принимают равными:

- для сооружений I и II классов — 100 лет;
- для сооружений III и IV классов — 50 лет.

При надлежащем технико-экономическом обосновании назначенный срок службы отдельных конструкций и элементов сооружения, разрушение которых не влияет на сохранность напорного фронта гидроузла, допускается уменьшать. При этом проектом должны быть предусмотрены технические решения, обеспечивающие восстановление разрушенных и ремонт поврежденных конструкций и элементов сооружения.

В.3.7 Расчеты конструкций и сооружений следует производить с учетом нелинейных и неупругих деформаций, влияния трещин и неоднородности материалов, изменения физико-механических характеристик строительных материалов и грунтов основания во времени, поэтапности возведения и нагружения сооружений.

В.3.8 Оценка надежности и безопасности гидротехнических сооружений осуществляется с использованием метода предельных состояний. Выбор предельных состояний и методов расчета гидротехнических сооружений осуществляется в соответствии с нормами проектирования отдельных видов сооружений и конструкций.

В.3.9 В целях более полного раскрытия неопределенностей по факторам, определяющим надежность и безопасность гидротехнических сооружений и конструкций, уточнения расчетных характеристик и расчетных схем, сочетаний нагрузок и воздействий, а также предельных состояний и оптимизации проектирования по методу предельных состояний допускается применять вероятный анализ для обоснования принимаемых технических решений системы сооружение — основание.

В.3.10 Вероятностную оценку допускается осуществлять в целях более полного раскрытия неопределенностей по факторам, определяющим надежность и безопасность сооружений и конструкций, уточнения расчетных характеристик, схем, сочетаний нагрузок и воздействий, а также предельных состояний.

Для напорных гидротехнических сооружений I—III классов расчетные значения вероятностей возникновения аварий не должны превышать значения, приведенные в таблице В.1.

Таблица В.1 — Допускаемые значения вероятностей возникновения аварий на напорных гидротехнических сооружениях I—III классов, год$^{-1}$

Класс гидротехнического сооружения	Вероятность возникновения аварии
I	$5 \cdot 10^{-5}$
II	$5 \cdot 10^{-4}$
III	$3 \cdot 10^{-3}$

В.3.11 Основные технические решения, определяющие надежность и безопасность гидротехнических сооружений I и II классов, наряду с расчетами должны обосновываться научно-исследовательскими, в т. ч. экспериментальными, работами, результаты которых следует приводить в составе проектной документации.

Приложение Г
(обязательное)

Классы гидротехнических сооружений

Таблица Г.1 — Класс основных гидротехнических сооружений в зависимости от их высоты и типа грунтов оснований

Сооружения	Тип грунтов основания	Высота сооружений, м, при их классе			
		I	II	III	IV
1 Плотины из грунтовых материалов	А	> 80	50—80	20—50	< 20
	Б	> 65	35—65	15—35	< 15
	В	> 50	25—50	15—25	< 15
2 Плотины бетонные, железобетонные; подводные конструкции зданий гидростанций; другие бетонные сооружения, участвующие в создании напорного фронта	А	> 100	60—100	25—60	< 25
	Б	> 50	25—50	10—25	< 10
	В	> 25	20—25	10—20	< 10
3 Подпорные стены	А	> 40	25—40	15—25	< 15
	Б	> 30	20—30	12—20	< 12
	В	> 25	18—25	10—18	< 10

Примечания

1 Грунты: А — скальные; Б — песчаные, крупнообломочные и глинистые в твердом и полутвердом состояниях; В — глинистые водонасыщенные в пластичном состоянии.

2 Высоту гидротехнического сооружения и оценку его основания следует принимать по данным проекта.

Таблица Г.2 — Класс основных гидротехнических сооружений в зависимости от их социально-экономической ответственности и условий эксплуатации

Объекты гидротехнического строительства	Класс сооружений
1 Подпорные сооружения гидроузлов при объеме водохранилища, млн $м^3$:	
> 1000	I
200—1000	II
50—200	III
< 50	IV
2 Гидротехнические сооружения гидравлических и гидроаккумулирующих электростанций установленной мощностью, МВт:	
> 1000	I
300—1000	II
10—300	III
< 10	IV

Таблица Г.3 — Класс гидротехнических сооружений в зависимости от последствий возможных гидродинамических аварий

Класс гидротехнических сооружений	Число постоянно проживающих людей, которые могут пострадать от аварии гидротехнических сооружений, человек	Число людей, условия жизнедеятельности которых могут быть нарушены при аварии гидротехнических сооружений, человек	Размер возможного материального ущерба без учета убытков владельца гидротехнических сооружений, млн, МРОТ	Характеристика территории распространения чрезвычайной ситуации, возникшей в результате аварии гидротехнических сооружений
I	> 3000	> 20000	> 50	В пределах территории двух и более субъектов РФ
II	500—3000	2000—20000	10—50	В пределах территории одного субъекта РФ (двух и более муниципальных образований)
III	< 500	< 2000	1—10	В пределах территории одного муниципального образования
IV	—	—	< 1	В пределах территории одного муниципального образования

Примечания

1 Возможный ущерб от аварии гидротехнических сооружений определяется на момент разработки проекта.

2 МРОТ — минимальный размер оплаты труда по законодательству Российской Федерации, действующему на момент разработки проекта.

Приложение Д
(рекомендуемое)

Перечень нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения

Д.1 Постоянные и временные (длительные и кратковременные) нагрузки и воздействия

Д.1.1 Собственная масса конструкции и сооружения.

Д.1.2 Масса постоянного технологического оборудования (затворов, турбоагрегатов, трансформаторов и др.), место расположения которого на сооружении не изменяется в процессе эксплуатации.

Д.1.3 Давление воды непосредственно на поверхность сооружения и основания; силовое воздействие фильтрующейся воды, включающее в себя объемные силы фильтрации и взвешивания в водонасыщенных частях сооружения и основания и противодавление на границе водонепроницаемой части сооружения при нормальном подпорном уровне, соответствующем максимальным расходам воды расчетной вероятности превышения основного расчетного случая и нормальной работе противофильтрационных и дренажных устройств.

Д.1.4 Масса грунта и его боковое давление; горное давление; давление грунта, возникающее вследствие деформации основания и конструкции, вызываемой внешними нагрузками и температурными воздействиями.

Д.1.5 Давление от намытого золошлакового, шламового и т. п. материала.

Д.1.6 Давление отложившихся наносов.

Д.1.7 Нагрузки от предварительного напряжения конструкций.

Д.1.8 Нагрузки, вызванные избыточным поровым давлением незавершенной консолидации в водонасыщенном грунте при нормальном подпорном уровне и нормальной работе противофильтрационных и дренажных устройств.

Д.1.9 Температурные воздействия строительного и эксплуатационного периодов, определяемые для одного года со средней амплитудой колебания среднемесячных температур наружного воздуха.

Д.1.10 Нагрузки от перегрузочных и транспортных средств и складируемых грузов, а также др. нагрузки, связанные с эксплуатацией сооружения.

Д.1.11 Нагрузки и воздействия от максимальных волн в расчетном шторме с частой повторяемостью.

Д.1.12 Нагрузки и воздействия от ледяного покрова максимальной толщины и прочности с частой повторяемостью.

Д.1.13 Нагрузки от судов (вес, навал, швартовные и ударные) и от плавающих тел.

Д.1.14 Снеговые и ветровые нагрузки.

Д.1.15 Нагрузки от подъемных и других механизмов (мостовых и подвесных кранов и т. п.).

Д.1.16 Давление от гидравлического удара в период нормальной эксплуатации.

Д.1.17 Динамические нагрузки при пропуске расходов по безнапорным и напорным водоводам при нормальном подпорном уровне.

Д.2 Особые нагрузки и воздействия

Д.2.1 Давление воды непосредственно на поверхности сооружения и основания; силовое воздействие фильтрующейся воды, включающее объемные силы фильтрации и взвешивания в водонасыщенных частях сооружения и основания и противодавление на границе водонепроницаемой части сооружения; нагрузки, вызванные избыточным поровым давлением незавершенной консолидации в водонасыщенном грунте, при форсированном уровне верхнего бьефа, соответствующем максимальным расходам воды расчетной вероятности превышения поверочного расчетного случая и при нормальной работе противофильтрационных или дренажных устройств или при нормальном подпорном уровне верхнего бьефа, соответствующем максимальным расходам воды расчетной вероятности основного расчетного случая и нарушения нормальной работы противофильтрационных или дренажных устройств (взамен Д.1.3 и Д.1.8).

Д.2.2 Температурные воздействия строительного и эксплуатационного периодов, определяемые для года с наибольшей амплитудой колебания среднемесячных температур наружного воздуха (взамен Д.1.9).

Д.2.3 Нагрузки и воздействия от максимальных волн в расчетном шторме с редкой повторяемостью (взамен Д.1.11).

Д.2.4 Нагрузки и воздействия от ледяного покрова максимальной толщины и прочности с редкой повторяемостью или прорыве заторов при зимних пропусках воды в нижний бьеф для плотин или других сооружений, участвующих в создании напорного фронта (взамен Д.1.12).

Д.2.5 Давление от гидравлического удара при полном сбросе нагрузки (взамен Д.1.16).

Д.2.6 Динамические нагрузки при пропуске расходов по безнапорным и напорным водоводам при форсированном уровне верхнего бьефа (взамен Д.1.17).

Д.2.7 Сейсмические воздействия.

Д.2.8 Динамические нагрузки от взрывов.

Д.2.9 Гидродинамическое и взвешивающее воздействия, обусловленные цунами.

Приложение Е
(обязательное)

Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f при расчетах по предельным состояниям первой группы

Таблица Е.1 — Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f при расчетах по предельным состояниям первой группы

Нагрузки и воздействия	Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f
Давление воды непосредственно на поверхности сооружения и основания; силовое воздействие фильтрующей воды; волновое давление; поровое давление	1,0
Гидростатическое давление подземных вод на обделку тоннелей	1,1 (0,9)
Собственный вес сооружения (без веса грунта)	1,05 (0,95)
Собственный вес обделок туннелей	1,2 (0,8)
Вес грунта (вертикальное давление от веса грунта)	1,1 (0,9)
Боковое давление грунта (см. примечания 2 и 3 к таблице)	1,2 (0,8)
Давление наносов	1,2
Давление от намытого золошлакового, шламового и т. п. материала	1,0
Нагрузки от подъемных перегрузочных и транспортных средств	1,2
Нагрузки от навалочных грузов	1,3 (1,0)
Нагрузки от людей, складируемых грузов и стационарного технологического оборудования; снеговые и ветровые нагрузки	По СП 20.13330
Нагрузки от предварительного напряжения конструкций	1,0
Нагрузки от судов (вес, навал, швартовые и ударные)	1,2
Ледовые нагрузки	1,1
Усилия от температурных и влажностных воздействий, принимаемых по справочным и литературным данным	1,1
Сейсмические воздействия	1,0
Нагрузки от подвижного состава железных и автомобильных дорог	По СП 35.13330
Нагрузки, нормативные значения которых устанавливаются на основе статистической обработки многолетнего ряда наблюдений, экспериментальных исследований, фактического измерения с учетом коэффициента динамичности	1,0

Примечания

1 Указанные в скобках значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f относятся к случаям, когда применение минимального значения коэффициента приводит к невыгодному загружению сооружения.

2 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f следует принимать равным единице для всех грунтовых нагрузок и собственного веса сооружения, вычисленных с применением расчетных значений характеристик грунтов (удельного веса и характеристик прочности) и материалов (удельного веса бетона и др.), определенных в соответствии со строительными нормами и правилами проектирования основания и отдельных видов сооружений.

3 Значение коэффициента надежности по нагрузке γ_f = 1,2 (0,8) для нагрузок бокового давления грунта следует применять при использовании нормативных значений характеристик грунта.

Приложение Ж
(обязательное)

Подземный контур

Ж.1 Подземный контур бетонных и железобетонных плотин на нескальных основаниях в зависимости от инженерно-геологических и геокриологических условий проектируется из следующих конструктивных элементов:

- понур;
- вертикальная преграда в виде шпунта, зуба или противофильтрационной завесы;
- дренаж горизонтальный или вертикальный.

Ж.2 Рассматриваются следующие основные схемы подземного контура:

- схема 1 — бездренажные фундаментная плита и понур;
- схема 2 — горизонтальный дренаж фундаментной плиты;
- схема 3 — горизонтальный дренаж под фундаментной плитой и понуром;
- схема 4 — вертикальная преграда, пересекающая водопроницаемое основание на всю его глубину;
- схема 5 — сочетание из понура, вертикальной преграды, не доходящей до водонепроницаемого слоя, и дренажа, устраиваемого за вертикальной преградой.

При наличии в основании плотины перемежающихся слоев песчаных и глинистых грунтов, а также напорных грунтовых вод следует рассматривать целесообразность устройства в подземном контуре плотины, кроме дренажа под фундаментной плитой глубинных дренажных скважин.

Ж.3 Схему 1 следует применять при расположении плотины на песчаных грунтах и глубоком (более 20 м) залегании водоупора в случаях, если общая устойчивость сооружения обеспечивается без специальных мер по снижению фильтрационного давления, а по условию фильтрационной устойчивости грунтов основания требуется предусматривать удлиненный подземный контур. В остальных случаях при указанных геологических условиях надлежит применять схему 2.

Схему 3 следует применять при наличии в основании глинистых грунтов, требующих для обеспечения устойчивости сооружения на сдвиг применения анкерного понура. При этом является обязательным устройство понурного шпунта или зуба.

Схему 4 следует применять при залегании водоупора на глубине не более 20 м. В этом случае понур допускается не предусматривать.

Схему 5 следует применять для плотин с напором более 10 м, возводимых на средних по проницаемости грунтах.

Приложение И
(обязательное)

Фильтрационные расчеты оснований

И.1 При проектировании оснований гидротехнического сооружения необходимо обеспечивать фильтрационную прочность грунтов оснований, устанавливать допустимые по технико-экономическим показателям фильтрационные расходы и противодавление фильтрующейся воды на подошву сооружения.

В зависимости от конструктивного обустройства подземного контура сооружения и гидрогеологических характеристик оснований надлежит определять:

- форму свободной поверхности и распределение напора фильтрационного потока вдоль подземного контура сооружения в каждом из выбранных сечений (створов) расчетной области основания;
- расходы и градиенты напора фильтрационного потока внутри расчетной области основания, особенно в местах сопряжений расчетных грунтовых элементов (РГЭ) с резко отличающимися фильтрационными свойствами, и на участках разгрузки потока (при высачивании на откосы, в дренажные устройства и т. п.);
- силовое воздействие фильтрационного потока на массив грунта основания;
- общую и местную фильтрационную прочность грунтов в основании, причем общую фильтрационную прочность следует оценивать лишь для нескальных грунтов основания, а местную — для всех классов грунтов;
- конструкцию и характеристики дренажного и противофильтрационного обустройства основания сооружения, а также схемы размещения в нем измерительной и регистрирующей аппаратуры, с помощью которой следует контролировать параметры фильтрационных потоков (полей) и суффозионную устойчивость грунтов.

И.2 Исходные для расчетов условия формирования фильтрационных полей в выбранных створах основания надлежит определять путем моделирования фильтрационного потока на физических, аналоговых или численных моделях, позволяющих получать картину распределения напора и градиент-скоростные характеристики потока как в области ламинарной фильтрации, так и при необходимости при квадратичном режиме течения фильтрующейся воды.

По результатам моделирования должна быть установлена «активная зона» основания, за пределами которой возможное изменение характеристик слагающих его грунтов существенно не повлияет на условия формирования фильтрационного поля в расчетном створе. В простых, поддающихся несложной схематизации, случаях допускается производить фильтрационные расчеты аналитическими методами.

Расчеты и моделирование фильтрационного потока должны осуществляться на базе данных, полученных при инженерных изысканиях, и достаточно полно отражающих геологическую структуру грунтового массива основания, с выделением в нем наиболее характерных по своим фильтрационным свойствам участков, попадающих в «активную зону» области фильтрации, учитывая возможное изменение этих свойств во времени (вследствие увеличения или уменьшения напряжений и деформаций в грунтовой толще основания, криогенных и микробиологических процессов и т. п.).

И.3 При выполнении фильтрационных расчетов основания (см. И.1) необходимо учитывать дополнительное обводнение верхних мелкозернистых слоев грунтовой толщи (выше поверхности депрессии) вследствие образования в них пассивной «капиллярной каймы», непосредственно связанной с зоной полного водонасыщения и участвующей в формировании фильтрационного потока в основании. Для этого следует использовать данные, приведенные в таблице И.1.

Таблица И.1 — Значения высоты пассивного зависания «капиллярной каймы»

Вид грунта в зоне капиллярного водоудержания	Высота пассивного зависания «капиллярной каймы» $H_к$, м
Песок среднезернистый	0,12—0,35
Песок мелкозернистый	0,35—1,00
Супесь	1,00—3,00
Суглинок	3,00—6,00
Глина легкая	6,00—12,00

И.4 Фильтрационную прочность основания следует оценивать с учетом сопоставления полученных в результате моделирования характеристик фильтрационных полей (градиенты напора, скорости фильтрации) с их критическими значениями согласно 6.20 и 6.33 настоящего стандарта.

Если в основании сооружения залегают нескальные грунты, то необходимо также определять общую фильтрационную прочность, исходя из условия формулы (1) настоящего стандарта. При этом параметр F_0 полагается равным осредненному градиенту напора $I_{est,m}$ вдоль подземного контура сооружения, определяемому для

сооружений I и II классов по методу удлиненной контурной линии. За параметр R_0 принимается расчетный критический градиент напора $I_{cr,m}$, численные значения которого приведены в разделе 6.

Коэффициенты надежности γ_n и γ_{lc} следует принимать по разделу 5 настоящего стандарта по первой группе предельных состояний. Коэффициент γ_c в этом случае равен единице.

Значения $I_{est,m}$ для оснований I и II классов следует определять по методу удлиненной контурной линии. В отдельных случаях значения $I_{est,m}$ допускается определять др. приближенными методами.

И.5 Местную фильтрационную прочность нескального основания, которая, в отличие от общей, обусловлена исключительно конкретными проявлениями (видами) нарушения суффозионной устойчивости грунтов, необходимо определять только в следующих областях основания:

- в месте выхода (разгрузки) фильтрационного потока из толщи основания в нижний бьеф, дренажное устройство и т. п.;
- в прослойках суффозионно-неустойчивых грунтов;
- в местах с большим падением напора фильтрационного потока, например при обтекании подземных преград;
- на участках контакта грунтов с существенно разными фильтрационными свойствами и структурой.

Местную фильтрационную прочность нескального основания оценивают исходя из общего условия по формуле (1) настоящего стандарта, полагая F_0 и R_0 равными местному градиенту напора I_{est} в рассматриваемой области основания и местному критическому градиенту напора I_{cr}, определяемым согласно И.5.

Местную фильтрационную прочность скального основания надлежит оценивать аналогичным образом исходя из условия формулы (1) настоящего стандарта, в котором параметры F_0 и R_0 принимаются равными соответственно средней скорости движения воды в трещинах массива основания $V_{est,j}$ и критической скорости движения воды в трещинах $V_{cr,j}$, определяемыми по указаниям в соответствии с И.5.

Коэффициенты γ_n, γ_{lc} и γ_c при оценках местной прочности принимаются такими же, как при расчетах общей фильтрационной прочности.

И.6 При выборе системы дренажного и противофильтрационного обустройства основания проектируемого сооружения необходимо учитывать условия его эксплуатации и требования по охране окружающей среды в части подтопления, заболачивания прилегающей территории, активизации карстово-суффозионных процессов и т. п.

И.7 Устройство противофильтрационных завес (преград) обязательно в тех случаях, когда основание сложено фильтрующими слабоводоустойчивыми и быстрорастворимыми, а также суффозионно неустойчивыми грунтами (гипс, ангидрит, каменная соль, засоленные и загипсованные, а также сильноразнозернистые грунты и т. д.). При водостойких, несуффозионных грунтах наличие завесы должно быть дополнительно обосновано. При обосновании необходимости устройства противофильтрационных завес в мерзлых грунтах следует учитывать следующее: в проекте оснований сооружений должны быть разработаны мероприятия, обеспечивающие предотвращение в процессе строительства снижения принятых в расчетах прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик грунтов основания за счет промерзания, выветривания, разуплотнения и разжижения грунтов, а также исключающие возможность фильтрации напорных вод через дно котлована и его непроектное затопление.

И.8 Противофильтрационные преграды (завесы, понуры, экраны) должны выполняться из малопроницаемых материалов, коэффициент фильтрации которых как минимум в 20 раз меньше коэффициента фильтрации основания. Толщина противофильтрационной завесы должна обеспечивать непревышение критического градиента, определяющего фильтрационную прочность самой завесы. На участках сопряжения завесы с подошвой сооружения в целях уменьшения градиентов напора фильтрационного потока в этом месте и дополнительного уплотнения грунта для предотвращения его суффозии в проекте следует предусматривать местное усиление завесы.

И.9 При близком залегании слабопроницаемых грунтов противофильтрационную завесу следует, как правило, сопрягать с водоупором; при глубоком залегании водоупора рассматривается висячая завеса.

Параметры противофильтрационной завесы (глубина, длина, толщина и местоположение в основании сооружений) следует обосновывать расчетом или результатами экспериментальных исследований. Для сооружений III и IV классов вместо расчетов допускается использовать аналоги.

И.10 При проектировании скальных оснований высоких бетонных плотин следует учитывать, что под напорной гранью в процессе подъема уровня верхнего бьефа (УВБ) может возникнуть зона разуплотнения значительных размеров с разрывом противофильтрационной завесы, многократным увеличением фильтрационных расходов, а также с заметным увеличением противодавления. В связи с этим в проекте должны быть оценены размеры этих зон и предусмотрены технические и технологические решения, обеспечивающие возможность восстановления требуемой водонепроницаемости завесы как в процессе строительства и подъема УВБ, так и в процессе эксплуатации сооружения.

И.11 В месте сопряжения противофильтрационных устройств грунтовых плотин со скальными грунтами основания или берегами в проектах следует предусмотреть укладку и уплотнение грунта, устойчивого к суффозии и способного кольматировать трещины в скале.

И.12 В проектах оснований водоподпорных сооружений в качестве мероприятия по снижению противодавления предусматриваются разного вида дренажные устройства. В скальных основаниях дренаж следует располагать со стороны напорной грани сооружения, а при недостаточной эффективности работы такого дренажа — в средней части его подошвы.

Местоположение дренажа и его размеры следует определять исходя из требований необходимого снижения фильтрационного противодавления на подошву сооружения и обеспечения допустимых значений выходных градиентов напора, не приводящих к нарушению фильтрационной прочности грунтов основания, а в ССКЗ — с учетом теплового режима системы основание — сооружение.

Отказ от устройства дренажа основания допускается при наличии в основании грунтов, подверженных химической или механической суффозии.

И.13 При проектировании противофильтрационной завесы в нескальном основании следует принимать следующие критические градиенты напора:

- в инъекционной завесе:

а) в гравийных и галечниковых грунтах — 7,5;

б) в песках крупных и средней крупности — 6,0;

в) в мелких песках — 4,0;

- в завесе (диафрагме), сооружаемой способом «стена в грунте», в грунтах с коэффициентами фильтрации до 200 м/сут в зависимости от материала и длительности ее эксплуатации — по таблице Д.2, в которой также приведены характеристики материалов, используемые при расчетах механической прочности завесы.

Таблица И.2 — Расчетные значения характеристик

Материал завесы	Расчетные значения характеристик			
	Критический градиент напора I_{cr}	Предел прочности на одноосное сжатие R_c, МПа	Модуль деформации E, МПа	Коэффициент поперечной деформации
Бетон	180	11,5	$22 \cdot 10^3$	0,20—0,22
Глиноцементобетон	150	1,0—2,0	300—500	0,35—0,37
Глиноцементный раствор	125	1,0—2,0	30—50	0,37—0,40
Комовая глина	40	—	20—25	0,32—0,38
Заглинизированный грунт	25	—	15—20	0,30—0,35
Примечание — Для временных завес значения критических градиентов напора допускается увеличивать на 25 %.				

И.14 При проектировании противофильтрационной цементационной завесы в скальном основании следует принимать критический градиент напора I_{cr} в завесе в зависимости от удельного водопоглощения в пределах завесы q_c по таблице И.3.

Таблица И.3 — Критический градиент напора в завесе

Удельное водопоглощение скального грунта в завесе q_c, л/(мин · м^2)	Критический градиент напора в завесе
< 0,02	35
0,02—0,05	25
> 0,05	15

В случае, если завеса (одна или в сочетании с др. противофильтрационными устройствами) также защищает от выщелачивания содержащиеся в основании растворимые грунты, допустимое удельное водопоглощение следует обосновывать либо расчетами, либо экспериментальными исследованиями.

Проницаемость противофильтрационной завесы должна быть меньше проницаемости грунта основания не менее чем в 20 раз.

И.15 Для предотвращения выпора грунта на участках, где фильтрационный поток с градиентами напора, близкими к единице, выходит на поверхность основания, в проекте необходимо предусматривать проницаемую пригрузку или разгрузочный дренаж. Материал пригрузки должен подбираться по принципу обратного фильтра для защиты грунта основания от контактной суффозии.

Необходимая толщина пригрузки определяется исходя из условия недопущения фильтрационного выпора грунта.

Приложение К
(обязательное)

Расчет оснований и грунтовых сооружений по деформациям

К.1 Расчет оснований и грунтовых сооружений (плотин и др.) по деформациям необходимо производить в целях обоснования конструкции системы сооружение — грунтовое основание или ее элементов, перемещения которых (определенные расчетом осадки, горизонтальные смещения сооружений, крены и пр.) не должны превосходить нормируемые критерии, гарантирующие по этому фактору нормальные условия их эксплуатации, обеспечивающие техническую надежность и долговечность гидротехнических сооружений. При этом прочность и трещиностойкость конструкции подтверждаются расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Расчет сооружений по деформациям должен производиться на основные сочетания нагрузок, а при соответствующем обосновании — и на особые сочетания нагрузок с учетом характера их действия в процессе строительства и эксплуатации сооружения (последовательности и скорости возведения сооружения, графика наполнения водохранилища и т. д.).

Перемещения оснований сооружений, происходящие в процессе строительства, допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружения.

К.2 Расчет оснований по деформациям необходимо производить по первой или второй группе предельных состояний (см. 5.4.1 и 5.4.2 настоящего стандарта). Он включает расчетный прогноз деформаций основания и сооружения при их совместной работе и проверку выполнения условия формулы (1), в котором принимается $F_0 = S$ и $R_0 = S_u$, где S — совместная деформация основания и сооружения (осадки, горизонтальные перемещения, крены и др.), S_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемые по 11.3—11.10 настоящего стандарта.

Коэффициенты γ_n и γ_{lc} принимаются в соответствии с 5.3 настоящего стандарта; коэффициент γ_c во всех случаях принимается равным единице.

Проектные значения деформаций S используются также для анализа поведения систем основание — сооружение при оценках их надежности в период эксплуатации. При этом значения S определяются в более широком диапазоне нагрузок, чем эксплуатационные.

К.3 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения $R_0 = S_u$ устанавливают исходя из необходимости соблюдения:

- технологических требований к деформациям сооружения, включая требования к нормальной эксплуатации оборудования;
- требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения.

При назначении $R_0 = S_u$ необходимо учитывать допускаемую разность осадок между секциями и частями сооружений, не приводящую к нарушению нормальной работы межсекционных швов, возможность перелива воды через гребень плотины, нарушения нормальной эксплуатации связанных с сооружением коммуникаций и т. п.

К.4 Значения совместной деформации $F_0 = S$ в формуле (1) следует определять, используя расчетные методы механики сплошной среды, исходя из условий совместной работы сооружения и основания. При этом должны быть в достаточной степени учтены реальные особенности работы системы сооружение — основание: пространственный характер деформирования, нелинейная связь между напряжениями и деформациями, последовательность возведения сооружения и приложения нагрузок, процессы консолидации и ползучести.

При этом определение деформаций сооружения и основания в зависимости от их класса и этапа проектирования следует производить как упрощенными (инженерными) методами расчета, регламентированными в К.5—К.7 настоящего приложения, так и вычислительными методами, базирующимися на более детальной схематизации системы сооружение — основание и на использовании более совершенных математических моделей грунта (нелинейных, упругопластических, в т. ч. учитывающих многофазность, реологические свойства грунтов и т. д.).

Значения деформаций сооружений и их оснований в период эксплуатации следует определять с учетом развития процессов консолидации и ползучести грунтов. При этом надлежит использовать указанные выше вычислительные методы. На предварительных стадиях проектирования и для сооружений III и IV классов определение нестабилизированных значений деформации допускается производить упрощенными (инженерными) методами, например на основе решений одномерных задач консолидации и ползучести.

В тех случаях, когда для определения деформаций обязательным является использование нескольких указанных методов (К.6 и К.7), формула (1) выводится для всех этих случаев.

К.5 Расчетная схема системы сооружение — основание должна разрабатываться с учетом факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и сооружения (конструктивных особенностей сооружения, технологии его возведения, характера сложения и свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения, характера внешних воздействий и т. п.).

Расчеты деформаций системы сооружение — основание в необходимых случаях следует производить для условий пространственной задачи. Для сооружений, длина которых превышает ширину более чем в три раза, расчеты допускается производить для условий плоской деформации. В случае, если ширина сооружения превышает толщину сжимаемой толщи H_c, определенную по К.6, в два раза и более, допускается расчет осадок производить для условия одномерной (компрессионной) задачи.

К.6 Определение суммарных осадок s в зависимости от класса и этапа проектирования сооружений, расположенных на нескальных основаниях, следует производить методом послойного суммирования и вычислительными методами в соответствии с К.4.

На предварительных стадиях проектирования (для сооружений III и IV классов — на всех стадиях проектирования) для определения значений s допускается ограничиться методом послойного суммирования. При этом основание сооружения следует схематизировать линейно-деформируемым полупространством с условным ограничением сжимаемой толщи H_c, определяемой с учетом следующих условий:

- при ширине подошвы сооружения $b \le 20$ м — по нормам проектирования гражданских сооружений;
- при $b > 20$ м — из условия $\sigma_{z,p} = 0{,}5\sigma_{z(2)}$, где $\sigma_{z,p}$ — вертикальные напряжения от внешней нагрузки на нижней границе сжимаемой толщи грунта (суммарные напряжения от сооружения, соседних зданий и сооружений, от боковых пригрузок и т. д., возникающие после начала возведения сооружений), $\sigma_{z(2)}$ — максимальные вертикальные напряжения в грунте до строительства сооружения.

При расположении нижней границы слоя в грунте с $E < 5$ МПа или при залегании такого грунта непосредственно ниже этой границы грунт включается в сжимаемую толщу. Нижнюю границу сжимаемого слоя в этом грунте следует определять исходя из условия $\sigma_{z,p} = 0{,}2\sigma_{z(2)}$.

При залегании грунтов с модулем деформации $E > 200$ МПа в пределах H_c глубина сжимаемой толщи ограничивается кровлей этого грунта.

Значения напряжений должны определяться с учетом фильтрационных сил и взвешивающего действия воды ниже уровня грунтовых вод.

К.7 Крен (наклон) сооружений следует определять в случаях несимметрично приложенной нагрузки в пределах площади подошвы сооружения и пригрузки основания вне подошвы сооружения, влияния соседних фундаментов, а также при неоднородности грунтового основания.

Определение суммарных кренов i в зависимости от класса и этапа проектирования сооружений, расположенных на нескальных основаниях, должно производиться как упрощенными методами расчета, так и вычислительными методами. На предварительных стадиях проектирования (для сооружений III и IV классов — на всех стадиях проектирования) для определения значений i (при достаточно однородных или горизонтально-слоистых основаниях) допускается ограничиться использованием упрощенных методов расчета, в которых крен определяется с использованием осредненных характеристик основания и сооружения. При существенно неоднородных основаниях определение суммарного крена должно выполняться только вычислительными методами, с учетом влияния пригрузок и соседних фундаментов.

К.8 Расчет горизонтальных перемещений сооружений на нескальных основаниях и элементов сооружения, воспринимающих горизонтальную нагрузку (например, подпорные стены, здания ГЭС, анкерные устройства), следует производить вычислительными методами, учитывающими развитие областей пластических деформаций, в соответствии с К.4.

К.9 Расчет осадок и горизонтальных перемещений плотин из грунтовых материалов и оснований и их изменения во времени следует производить в соответствии с приложением Ж . Деформации скального основания, при этом, как правило, можно не учитывать.

К.10 Расчет перемещений бетонных и железобетонных сооружений, возводимых на скальных основаниях, как правило, следует производить только для сооружений I класса.

При расчете перемещений, если отношение ширины напорного фронта сооружения b_h к напору на сооружение H составляет $b_h/h < 5$, следует рассматривать пространственную задачу, если $b_h/h \ge 5$ — плоская. Условная толщина деформируемого слоя основания в расчетах принимается равной ширине подошвы сооружения b.

На стадии технико-экономического обоснования строительства скальное основание допускается рассматривать в виде линейно-деформируемой среды.

Приложение Л
(обязательное)

Расчет осадок плотин. Основные положения

Л.1 Расчет осадок тела и основания плотины следует производить при выборе конструкции и технологии производства работ, а также для определения требуемого строительного подъема плотины и уточнения объема работ по сооружению плотины.

Расчет осадок плотины следует производить в каждом характерном ее поперечном сечении по нескольким вертикалям, проходящим в элементах плотины из различных материалов (ядро, экран, призма и т. д.).

Л.2 Для плотин I и II классов расчет осадок и их изменения во времени следует производить на основании результатов экспериментальных исследований сжимаемости грунтов с учетом напряженно-деформированного состояния плотин. Поровое давление, ползучесть грунта, его просадочность и набухание при повышении влажности в период эксплуатации необходимо учитывать в зависимости от их наличия.

Напряженно-деформированное состояние плотин, возводимых в ССКЗ, следует определять с учетом температурного режима грунтов плотины и ее основания.

Для плотин III и IV классов допускается производить расчет осадок по приближенным зависимостям с использованием значений модулей деформаций по аналогам.

Библиография

[1] Федеральный закон от 21 июля 1997 г. № 117-ФЗ «О безопасности гидротехнических сооружений»
[2] Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»
[3] СНиП II-7—81* Строительство в сейсмических работах

УДК 624.1:006.354 ОКС 93.160
58.5200

Ключевые слова: сооружения ГЭС гидротехнические, основания, проектирование, строительство, эксплуатация, требования безопасности.

Редактор *Г.В. Зотова*
Технический редактор *В.Н. Прусакова*
Корректор *М.С. Кабашова*
Компьютерная верстка *Е.Д. Черепковой*

Сдано в набор 17.10.2014. Подписано в печать 15.12.2014. Формат 60 × 84 1/8. Гарнитура Ариал.
Усл. печ. л. 5,58. Уч.-изд. л. 5,00. Тираж 39 экз. Зак. 4947.

Издано и отпечатано во ФГУП «СТАНДАРТИНФОРМ», 123995 Москва, Гранатный пер., 4.
gost.e-ecolog.ru gost.e-ecolog.ru

gost.e-ecolog.ru