

СП 5.01.01-2023

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

АГУЛЬНЫЯ ПАЛАЖЭННІ ПА ПРАЕКТАВАННЮ АСНОЎ І ФУНДАМЕНТАЎ БУДЫНКАЎ І ЗБУДАВАННЯЎ

Минск 2023

Текст открыт: 06.07.2023

УДК 69.131.2+624.1554

Ключевые слова: основы проектирования, основания и фундаменты плитные, свайные и инновационные, земляные сооружения, терминология, классификация, расчет, конструирование, предельные состояния, особые условия, техническая мелиорация, изыскания, реконструкция, обследование, экономика, строительство, качество, экология, геотехнический мониторинг, научно-техническое сопровождение строительства

Предисловие

1 РАЗРАБОТАНЫ научно-проектно-производственным республиканским унитарным предприятием «СТРОЙТЕХНОРМ» (РУП «СТРОЙТЕХНОРМ»), техническим комитетом по стандартизации в области архитектуры и строительства «Основания и фундаменты, инженерные изыскания» (ТКС 02).

Авторский коллектив: РУП «Институт БелНИИС» (канд. техн. наук, доц. В. Н. Кравцов — руководитель темы, концепция, общая техническая редакция, разделы 1–12, приложения; канд. техн. наук, доц. В. Е. Сеськов — раздел 9, подразделы 5.2 и В.1 (приложение В); инженер Т. В. Новик — подраздел 3.2; инженер Т. В. Лепешко — подраздел В.5 (приложение В); Центр геофизического мониторинга НАН Беларуси (докт. физ.-мат. наук А. Г. Аронов — карты сейсмического районирования); докт. техн. наук С. В. Босаков — материалы для подраздела 4.1 и 5.2.25; докт. техн. наук, проф. М. И. Никитенко — материалы для подразделов 4.1; 5.4; 6.5; канд. техн. наук О. В. Козунова — материалы для подраздела 4.1

ВНЕСЕНЫ главным управлением архитектуры, градостроительства, проектной, научно-технической, инновационной политики и цифровой трансформации Министерства архитектуры и строительства

2 УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ постановлением Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 27 февраля 2023 г. № 18

В Национальном комплексе технических нормативных правовых актов в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности настоящие строительные правила входят в блок 5.01 «Основания и фундаменты зданий и сооружений»

3 ВВЕДЕНЫ ВПЕРВЫЕ (с отменой ТКП 45-5.01-254-2012 (02250))

© Минстройархитектуры, 2023

Изданы на русском языке

Содержание

Введение	v
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения, обозначения, сокращения и единицы измерения	3
3.1 Термины и определения	3
3.2 Обозначения, сокращения и единицы измерения	7
4 Общие положения по геотехническому проектированию оснований и фундаментов	9
4.1 Предпосылки и концепции по геотехническому проектированию оснований и фундаментов (допущения, предельные состояния, нагрузки и воздействия, характеристики грунтов, подземные воды)	9
4.2 Инженерные изыскания	16
4.3 Техничко-экономическая оценка фундаментов	20
5 Основы геотехнического проектирования оснований, конструкций фундаментов и заглубленных частей зданий	21
5.1 Классификация фундаментов и область их применения. Общие геотехнические положения по проектированию фундаментов	21
5.2 Методы расчета оснований и конструкций плитных, свайных, свайно-плитных, плитно-свайных фундаментов	32
5.3 Проектирование специальных фундаментов и заглубленных частей зданий	44
5.4 Проектирование подпорных стен, стен в грунте и ограждений котлованов	46
6 Проектирование земляных сооружений и искусственных оснований	49
6.1 Общие положения	49
6.2 Насыпи	51
6.3 Выемки, откосы, склоны	53
6.4 Котлованы	53
6.5 Искусственно улучшенные основания (уплотненные, закрепленные, усиленные, геомассивы)	56
6.6 Грунтовые подушки	57
7 Технические и конструктивные положения по проектированию и устройству оснований, фундаментов, заглубленных частей зданий и земляных сооружений	59
7.1 Общие положения	59
7.2 Техническая мелиорация грунтов при проектировании оснований и фундаментов (водопонижение, водоотвод, дренаж, гидроизоляция)	64
7.3 Мероприятия по повышению надежности зданий и сооружений при неравномерных деформациях сложных оснований	67
8 Особенности проектирования оснований и фундаментов в особых условиях строительства	68
8.1 Особенности проектирования фундаментов на сложных основаниях из специфических грунтов	68
8.2 Особенности проектирования оснований фундаментов на подрабатываемых территориях	71

8.3 Особенности проектирования фундаментов на основаниях из искусственных грунтов (насыпных, намывных, улучшенных)	72
8.4 Особенности проектирования фундаментов с учетом геодинамических воздействий (природных, техногенных)	73
8.5 Особенности проектирования оснований и фундаментов в условиях стесненной городской застройки (вблизи существующих зданий и сооружений)	76
9 Проектирование оснований и фундаментов при модернизации (реконструкции), ремонте и усилении	80
10 Основные положения по производству, приемке, контролю качества работ и технике безопасности, учитываемые при проектировании оснований и фундаментов	88
11 Экологические требования по охране окружающей среды при проектировании и устройстве оснований и фундаментов	92
12 Надзор (научно-техническое сопровождение строительства) и геотехнический мониторинг за возведением оснований, фундаментов, заглубленных частей зданий и сооружений	93
Приложение А Категории сложности оснований и классы геотехнического риска условий строительства	98
Приложение Б Предельные деформации оснований сооружений	103
Приложение В Методы прогнозирования несущей способности и осадок фундаментов	105
Библиография	143

Введение

Настоящие строительные правила являются базовым документом и содержат положения по проектированию (расчет, конструирование), возведению оснований, фундаментов зданий и сооружений, в том числе при модернизации (реконструкции) и в сложных условиях строительства, геотехническом мониторинге, надзоре за строительством. В них рассматриваются научно-обоснованные, проверенные практикой традиционные и инновационные конструкции оснований и фундаментов, методы их расчета и применения. Приведены основы проектирования и возведения оснований и фундаментов, при соблюдении которых обеспечивается безопасность, надежность, долговечность и эксплуатационная пригодность зданий и сооружений.

Настоящие строительные правила разработаны на основе верифицированного отечественного и зарубежного опыта, с учетом современного уровня технической оснащенности и возможностей строительных организаций, отвечающих требованиям ресурсосбережения, защиты окружающей среды и экологии. Документ гармонизирован с национальными техническими нормативными правовыми актами в области архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, с нормативно-техническими документами в области строительства стран СНГ, Евросоюза (EN) с целью снижения энерго- и материалоемкости, стоимости, трудоемкости фундаментостроения и упорядочения требований технических нормативных правовых актов, используемых в настоящее время при проектировании и возведении оснований и фундаментов, и решения следующих основных задач:

- внедрение в строительное производство современных ресурсосберегающих инновационных достижений отечественной и зарубежной науки и практики;
- приведение к единообразию терминологии, обозначений и методологии в области проектирования и возведения оснований и фундаментов;
- применение строительных правил, наряду с другими техническими нормативными правовыми актами, в качестве ссылочного документа;
- защита потребителя от некачественной продукции в области фундаментостроения.

Настоящие строительные правила вводят с отменой ТКП 45-5.01-254-2012 (02250) «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования», но при этом пособия, разработанные к ранее действующим СНБ 5.01.01, и другие технические документы, имеющие статус нормативных актов, принятых до введения настоящих строительных правил в действие, не отменяются и являются приоритетными по отношению к ним. Приведение указанных документов в соответствие с настоящими строительными правилами осуществляется при их пересмотре в установленном порядке.

Текст открыт: 06.07.2023

13.09.2020 14:06:00
При копировании или встраивании в другие документы и материалы необходимо сохранять в их метаданных информацию, содержащуюся herein, и указывать ссылку на эту страницу.
"Институт Белгоспроект". Период доступа: неограниченно
ОАО "Орден Трудового Красного Знамени"

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА

**ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

**АГУЛЬНЫЯ ПАЛАЖЭННІ
ПА ПРАЕКТАВАННЮ
АСНОЎ І ФУНДАМЕНТАЎ
БУДЫНКАЎ І ЗБУДАВАННЯЎ**

General provisions for the design
of basis and foundations of buildings and structures

Дата введения 2023-05-15

1 Область применения

Настоящие строительные правила распространяются на основания и фундаменты возводимых, реконструируемых зданий и сооружений (далее — основания и фундаменты) различного назначения, кроме высотных зданий по СН 3.02.08, и устанавливают основные геотехнические и экологические положения по проектированию (порядку и методам расчета, конструирования), применению, мониторингу и научно-техническому сопровождению строительства.

Настоящие строительные правила предназначены для организаций всех форм собственности, в том числе индивидуальных предпринимателей (заказчиков (инвесторов), проектировщиков, подрядчиков, контролирующих органов), осуществляющих архитектурную, градостроительную и строительную деятельность на территории Республики Беларусь.

Настоящие строительные правила не распространяются на проектирование: оснований и фундаментов гидротехнических, атомных, химических, нефтехимических сооружений, мелиоративных, транспортных систем (за исключением промышленных и гражданских объектов, входящих в их состав); тоннелей, магистральных трубопроводов, труб под насыпями, а также дорожных и аэродромных покрытий, подземных сооружений (за исключением подпорных стен и стен подземных частей зданий и сооружений), опор мостов; оснований фундаментов с грунтами II типа по просадочности и на оползневых территориях.

Настоящие строительные правила не ограничивают возможность разработки и применения фундаментов новых типов и технологических приемов их изготовления или совершенствования существующих решений, а также уточнения расчетных схем и методов проектирования с использованием различных теорий при условии выполнения требований по 4.1.1 и 4.1.7.

Настоящие строительные правила приоритетны как для субъектов, так и по отношению к существующим или разрабатываемым техническим документам в области оснований и фундаментов, развивающим их положения. Они являются основными для проектирования оснований и фундаментов и, при соответствующем обосновании, могут быть уточнены (ужесточены) в установленном порядке.

2 Нормативные ссылки

В настоящих строительных правилах использованы ссылки на следующие документы:

- ТР 2009/013/ВУ Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность
- СН 1.02.01-2019 Инженерные изыскания для строительства
- СН 1.03.01-2019 Возведение строительных конструкций зданий и сооружений
- СН 1.03.02-2019 Геодезические работы в строительстве. Основные положения
- СН 1.03.04-2020 Организация строительного производства

СП 5.01.01-2023

- СН 1.04.01-2020 Техническое состояние зданий и сооружений
- СН 2.01.01-2022 Основы проектирования строительных конструкций
- СН 2.01.02-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий
- СН 2.01.04-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки
- СН 2.01.05-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия
- СН 2.01.06-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Температурные воздействия
- СН 2.01.07-2020 Защита строительных конструкций от коррозии
- СН 2.02.05-2020 Пожарная безопасность зданий и сооружений
- СН 3.02.08-2020 Высотные здания
- СП 1.04.01-2021 Ремонт и модернизация зданий и сооружений
- СП 5.01.02-2023 Устройство оснований и фундаментов
- СП 5.01.03-2023 Свайные фундаменты
- СП 5.02.01-2021 Каменные и армокаменные конструкции
- СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции
- СП 5.04.01-2021 Стальные конструкции
- СП 5.05.01-2021 Деревянные конструкции
- ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250) Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий
- ТКП EN 1997-1-2009 (02250) Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила
- ТКП 45-5.09-33-2006 (02250) Антикоррозионные покрытия строительных конструкций зданий и сооружений. Правила устройства
- ТКП 45-5.01-39-2006 (02250) Фундаменты щелевые. Правила проектирования и устройства
- ТКП 45-5.01-67-2007 (02250) Фундаменты плитные. Правила проектирования
- ТКП 45-2.03-224-2010 (02250) Инженерная защита территории от затопления и подтопления.
- Строительные нормы проектирования
- ТКП 45-5.01-235-2011 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Геотехническая реконструкция. Правила проведения
- ТКП 45-5.01-237-2011 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Правила проектирования и устройства
- ТКП 45-5.01-255-2012 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства
- ТКП 45-5.01-264-2012 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Фундаменты при вибродинамических воздействиях. Правила проектирования
- ТКП 45-1.02-295-2014 (02250) Строительство. Проектная документация. Состав и содержание
- СТБ 943-2007 Грунты. Классификация
- СТБ 1075-97 Сваи железобетонные. Общие технические условия
- СТБ 1164.0-2012 Строительство. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Номенклатура контролируемых показателей качества
- СТБ 1544-2005 Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия
- СТБ 1545-2005 Смеси бетонные. Методы испытаний
- СТБ 1648-2006 Строительство. Основания и фундаменты. Термины и определения
- СТБ 2176-2011 Строительство. Земляные сооружения. Контроль степени уплотнения грунтов
- СТБ 2242-2011 Грунты. Методы полевых испытаний сваями
- СТБ 2255-2012 Система проектной документации для строительства. Основные требования к документации строительного проекта
- СТБ ISO 3898-2009 Основы расчета строительных конструкций. Обозначения. Общие условные обозначения
- ГОСТ 380-2005 Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки
- ГОСТ 12248.1-2020 Грунты. Определение характеристик прочности методом одноплоскостного среза
- ГОСТ 12248.2-2020 Грунты. Определение характеристик прочности методом одноосного сжатия
- ГОСТ 12248.3-2020 Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия
- ГОСТ 12248.4-2020 Грунты. Определение характеристик деформируемости методом компрессионного сжатия

ГОСТ 12248.5-2020 Грунты. Метод суффозионного сжатия

ГОСТ 12248.6-2020 Грунты. Метод определения набухания и усадки

ГОСТ 12248.7-2020 Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости мерзлых грунтов методом испытания шариковым штампом

ГОСТ 12248.8-2020 Грунты. Определение характеристик прочности мерзлых грунтов методом среза по поверхности смерзания

ГОСТ 12248.9-2020 Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости мерзлых грунтов методом одноосного сжатия

ГОСТ 12248.10-2020 Грунты. Определение характеристик деформируемости мерзлых грунтов методом компрессионного сжатия

ГОСТ 12248.11-2020 Грунты. Определение характеристик прочности оттаивающих грунтов методом среза

ГОСТ 19912-2012 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием

ГОСТ 20276.1-2020 Грунты. Методы испытания штампом

ГОСТ 20522-2012 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний

ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.

3 Термины и определения, обозначения, сокращения и единицы измерения

3.1 Термины и определения

В настоящих строительных правилах применяют термины, установленные в СН 2.01.01 и ТКП EN 1997-1, СТБ 1648, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1.1 активная зона основания: Часть основания, в которой напряжения от дополнительной внешней нагрузки фундамента по 3.1.40 σ_{zp} превышают напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} и вызывают его деформации и перемещения относительно неподвижной части массива.

3.1.2 анкер: Плитная или свайная конструкция, закрепленная в грунте, предназначенная для обеспечения устойчивости фундаментов и сооружений от выдергивающих и сдвигающих нагрузок.

3.1.3 водоупор: Слой глинистого или скального грунта, в котором практически отсутствует фильтрация подземных вод.

3.1.4 воздействие F : а) Совокупность сил (нагрузок), в наиболее неблагоприятном сочетании, приложенных к основанию конструкции (прямое воздействие); б) совокупность вынужденных деформаций или ускорений, вызванных, например, изменениями температуры и влажности, неравномерной осадкой опор или землетрясениями (косвенное воздействие).

Примечание — Воздействие F подразделяется на постоянное G , переменное Q , его результаты E и имеет характеристическое F_k , репрезентативное F_{rep} , проектное (расчетное) F_d значения.

3.1.4.1 постоянное воздействие G : Воздействие, значение которого в течение заданного базового периода времени изменяется незначительно и всегда происходит в одном и том же направлении (монотонно) до достижения определенной предельной величины.

3.1.4.2 переменное воздействие Q : Воздействие, значение которого изменяется во времени значительно и немонотонно.

3.1.4.3 эффект воздействия E : Результат воздействия(-ий) на элементы конструкции (например, внутреннее усилие, момент, напряжение, деформация) или конструкцию в целом (например, прогиб, поворот, осадка).

3.1.4.4 вертикальное воздействие V : Вертикальная нагрузка или ее составляющая от общей нагрузки, перпендикулярная (нормальная) к подошве фундамента.

3.1.4.5 характеристическое значение воздействия F_k или материала X_k , или расчетного сопротивления грунта R_k : Основное репрезентативное (определяющее) значение воздействия или конструкции (грунта), которое назначается из условия недостижения предельного (нежелательного) значения в течение проектного периода эксплуатации и соответствует заданному квантилю статистического распределения.

Примечание — Если характеристическое значение может быть определено на основе статистических данных, его следует устанавливать таким образом, чтобы оно соответствовало заданной вероятности превышения, с неблагоприятной точки зрения, своего критического значения в течение базового периода проектного срока эксплуатации конструкции и продолжительности расчетной ситуации.

3.1.4.6 репрезентативное значение воздействия F_{rep} : Значение, принимаемое для проверки предельного состояния; может быть характеристическим F_k или сопутствующим ΨF_k .

3.1.4.7 проектное (расчетное) значение воздействия F_d : Значение, полученное в результате умножения репрезентативного значения на частный коэффициент γ_f .

Примечания:

- 1 Результат умножения репрезентативного значения на частный коэффициент $\gamma_f = \gamma_{sdyf}$ также можно рассматривать как расчетное значение воздействия.
- 2 Проектная допустимая нагрузка на сваю определяется делением характеристического значения (несущей способности) F_k на коэффициент γ_k по таблице 5.6.

3.1.5 воздействие несиловое: Природное или техногенное явление, влияющее на работу основания и фундамента.

3.1.6 воздействие силовое: Механическое воздействие, вызывающее изменение напряженно-деформируемого состояния элементов и конструкций сооружения и его основания.

3.1.7 геодинамическое воздействие: Воздействие от природных (оседания, провалы, смещения горных пород, ветровые и сейсмические сотрясения) и техногенных (от технологического строительного оборудования, транспорта, взрывов и др.) явлений.

Примечание — Подразделяют на низко- и высокочастотные (вибрация, шум); к геодинамическим воздействиям относятся:

- а) значительные инерционные силы (ускорения), при которых не соблюдается условие $T_b/T_c \geq 3$ (где T_b — период колебаний объекта или его частей (конструкций, основания) от внешней нагрузки, с; T_c — период собственных колебаний;
- б) эффект резонанса, обусловленный совпадением периодов T_b и T_c , который требует учета при проектировании объекта.

3.1.8 геотехнические работы: Проектно-изыскательские и строительные работы, включающие в себя изыскания, проектирование и устройство фундаментов во взаимосвязке с конструкциями подземной и надземной части объекта, ограждений котлованов и мероприятия по защите территории от вредных условий строительства, а также оценку его влияния на рядом расположенные объекты.

3.1.9 геотехнический мониторинг; ГМ: Система визуальных и инструментальных, в том числе автоматизированных, наблюдений за состоянием строительных конструкций и оснований (объекта в целом) с измерением и анализом строительно-технологических параметров и воздействий в процессе их строительства и эксплуатации.

Примечание — К измеряемым параметрам при ГМ относятся: деформации (осадки, смещения), характеристики подземных вод, физико-химические свойства воды и грунтов; напряженно-деформированные состояния оснований и конструкций, сооружений; смещения, отклонения склонов, стен котлованов, подземных и надземных частей сооружения и др. согласно разделу 12.

3.1.10 грунт: По СТБ 943.

3.1.11 деформация основания: Изменение объема или размеров формы массива грунта основания под воздействием внешних сил или под влиянием физических факторов.

3.1.12 долговечность: Способность сооружения и его элементов сохранять в течение требуемого времени заданные качества при установленном режиме эксплуатации.

3.1.13 дополнительное давление (напряжение): Напряжение в грунте от внешних воздействий, например, фундамента, превышающее природное напряжение в грунте от его собственного веса.

3.1.14 заглубленная часть здания, сооружения: Часть здания, сооружения, расположенная ниже средней планировочной отметки земли, устраиваемая, как правило, в котлованах.

Примечание — Согласно СН 2.02.05 за среднюю планировочную отметку принимают отношение суммы средних планировочных отметок сторон, определенных для каждой из сторон здания, к количеству сторон. Если отметка верхнего перекрытия заглубленной части здания не превышает планировочную отметку земли, за расчетную отметку принимают отметку перекрытия.

3.1.15 земляное сооружение: Объемное, плоское или линейное инженерное сооружение, состоящее из естественного или искусственного грунта.

3.1.16 котлован: Искусственная выемка в грунте, предназначенная для устройства в ней фундаментов и заглубленных частей зданий и сооружений.

3.1.17 максимальное расчетное землетрясение; МРЗ: Землетрясение (фоновое, исходное) с максимальной интенсивностью (в баллах) сейсмического воздействия на площадке строительства с периодом повторяемости 1 раз в 500 лет (ОСР-97D*), вероятные макросейсмические последствия которого могут оказаться значительными, вызвать существенные повреждения и/или частичную потерю устойчивости сооружения.

3.1.18 массивный свайный/свайно-плитный/плитно-свайный фундамент (СФ/СП/ПС): Фундамент, состоящий из совместно работающих массивной железобетонной плиты-ростверка, расположенной, как правило, на грунте, ниже глубины его промерзания или ниже пола подземного этажа, и жестко связанных с ней свай с шагом $a = 3d$ — для СФ и $a \geq 5d$ — для СП/ПС (d — диаметр или большая сторона сваи), которые в зависимости от нагрузки N , распределяемой ими на грунт, относят: к СФ, если 100 % N приходится на сваи; к СП, если более 50 % N приходится на сваи; к ПС, если более или равно 50 % N приходится на плиту-ростверк.

3.1.19 надежность: Свойство сооружения и его конструкций сохранять способность к выполнению требуемых функций в соответствии с назначением в процессе возведения и заданном режиме эксплуатации.

3.1.20 научно-техническое сопровождение строительства; НТСС: Комплекс работ научно-методического, экспертно-контрольного, информационно-аналитического и организационно-правового характера, выполняемых для обеспечения качества и безопасности при строительстве и последующей эксплуатации зданий и сооружений.

3.1.21 несущая способность: Состояние основания, конструкций фундамента, заглубленных частей сооружения или их элементов, соответствующее наибольшей (критической) нагрузке (предел пропорциональности между нагрузкой и деформацией), предшествующей предельному состоянию (нагрузке): потере устойчивости — для грунта, потере прочности — для материала конструкций объекта (фундамента), при превышении которой сооружение перестает удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или снижается его надежность и долговечность при эксплуатации.

3.1.22 окружающая среда: Совокупность природных, техногенных и социальных условий в месте расположения объекта, сложившихся на момент его возведения.

3.1.23 осадка: Вертикальная деформация основания фундамента, возникающая в результате его уплотнения от воздействия внешних нагрузок, собственного веса грунта или в результате изменения физического состояния грунта в период возведения и эксплуатации сооружения, не сопровождающаяся существенным изменением его структуры.

3.1.24 осадочный шов: Вертикальный конструкционный шов в виде разреза от низа фундамента до верха здания, сооружения (наземной конструкции), заполненный теплоизоляционным материалом, разрезающий их на отсеки, свободное перемещение которых относительно друг друга при воздействии внешних факторов предотвращает неравномерные осадки и деформации конструкции.

3.1.25 основание здания, сооружения (основание): Несущая часть массива грунта в активной зоне фундамента, непосредственно воспринимающая (распределяющая) нагрузки от здания, сооружения.

3.1.26 относительная неравномерность осадок: Разность абсолютных осадок двух соседних фундаментов, отнесенная к расстоянию между ними.

3.1.27 отрицательное (негативное) трение: Силы, возникающие на боковой поверхности фундамента (в том числе свай, опор) и заглубленных частей сооружения при перемещении прилегающего к ним грунта вниз.

3.1.28 перекося: Разность осадок двух или нескольких фундаментов, расположенных на одной поперечной или продольной оси сооружения.

3.1.29 природное давление: Напряжение в грунте от давления массы вышележащего грунта в природных условиях.

* Актуализированный комплект карт общего сейсмического районирования в полубальном представлении территории Республики Беларусь.

3.1.30 проектное землетрясение; ПЗ: Землетрясение с максимальной интенсивностью сейсмического воздействия, выраженного в баллах, на площадке строительства с периодом повторяемости 1 раз в 1000 лет, которое с большой вероятностью может возникнуть в течение срока службы строительного объекта, но не причинит ему каких-либо существенных повреждений и не приведет к остановке его функционирования.

Примечания

1 При отсутствии соответствующих данных допускается по согласованию с заказчиком (инвестором) на основе специальных технических условий принимать интенсивность сейсмического воздействия, полученную для уровня МРЗ, уменьшенную на 1 балл.

2 Для территории с объектами класса надежности RC1 (пониженной ответственности) вероятность превышения воздействия принимают 22 % в течение 50 лет со средним периодом повторяемости 1 раз в 200 лет; с объектами класса надежности RC2 — 10 % в течение 50 лет со средним периодом повторяемости 1 раз в 500 лет; с объектами класса надежности RC3 и повышенной ответственности — 5 % в течение 50 лет со средним периодом повторяемости 1 раз в 1000 лет.

3.1.31 просадка: Дополнительная, быстро протекающая во времени деформация основания при постоянной внешней нагрузке, сопровождающаяся существенным изменением структуры и свойств грунта.

3.1.32 прочность: Свойство материала (грунта) воспринимать различные виды нагрузок и воздействий без разрушения.

3.1.33 ростверк: Жесткая распределительная балка или плита, объединяющая поверху поля, группы или ряды свай.

3.1.34 ростверк высокий: Ростверк, подошва которого расположена выше поверхности грунта и не соприкасается с ним.

3.1.35 ростверк низкий: Ростверк, подошва которого опирается на грунт в уровне его дневной поверхности или заглублена в него.

3.1.36 свая: Конструкция, распределяющая нагрузку от здания на нижние слои основания через боковую поверхность и (или) нижний конец (торец), в том числе входящая в состав лент, группы, массивного свайного поля свайного фундамента, в виде стрелы ($\lambda = d/l = 0,01-0,03$; $d \leq 0,8$ м, где d — диаметр (большая сторона) отдельной сваи; l — длина отдельной сваи).

Примечание — Сваи подразделяются на микросваи, короткие, средней длины, длинные и сваи-столбы с размерами $0,8 < d \leq 1,5$ м.

3.1.36.1 свая буросекущая: Буронабивная свая, используемая для возведения несущих и ненесущих стен в грунте при расстоянии между центрами свай от 0,8 до 0,9 их диаметра.

3.1.36.2 свая винтовая: Конструкция по 3.1.35, состоящая, как правило, из металлического или бетонного трубчатого ствола и плоской винтовой лопасти, большего диаметра по сравнению с ним, расположенной в уровне его нижнего конца, или из нескольких лопастей, равномерно распределенных по длине свай.

3.1.36.3 свая заземленная в грунте: Свая, передающая нагрузку на основание своей боковой поверхностью и торцом.

3.1.36.4 свая набивная: Свая, образованная бетонированием полости в основании, выполненной посредством выемки грунта (разбуриванием), или его принудительного вытеснения в стенки скважины (без выемки) при вибропогружении, забивке, или циклического сбрасывания штампов разной конфигурации.

3.1.36.5 свая одиночная: Свая, передающая нагрузку на грунт в условиях отсутствия влияния на нее других свай.

Примечание — Свая (таблица 5.2), отстоящая от соседних свай в группе, ленте ростверка, свайном поле на расстояние более $7d$ (d — диаметр или большая сторона сваи).

3.1.36.6 свая-стойка: Свая, передающая нагрузку на основание только нижним торцом.

3.1.36.7 свая эталонная: По СТБ 2242.

3.1.37 сейсмичность площадки строительства $I_{пл}$: Интенсивность возможных сейсмических воздействий МРЗ, ПЗ на площадке строительства с учетом грунтовых условий, измеряемая в баллах по шкале MSK-64.

3.1.38 сейсмичность района строительства I : Интенсивность сейсмических воздействий, в баллах, для района строительства, принимаемая на основе карты ОСР-97D или комплекса специальных работ по прогнозированию (сейсмическому микрорайонированию) влияния особенностей приповерхностного строения, свойств и состояния грунтов, характера их обводненности, рельефа на параметры колебаний грунтов строительной площадки (приложение А).

3.1.39 сопротивление: Способность грунта, материала элемента здания (сооружения) выдерживать воздействия без механических повреждений.

Примечание — Например, прочность грунта на сдвиг, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости при продольном изгибе, растяжении или вдавливании сваи.

3.1.40 фундамент: Конструктивный элемент сооружения, как правило, расположенный ниже средней планировочной отметки земли, служащий для передачи нагрузки от сооружения на основание.

3.1.41 фундамент мелкозаглубленный: Фундамент с глубиной заложения его подошвы выше расчетной зоны сезонного промерзания грунта при условии гарантированного недопущения предельных состояний (например, посредством устройства песчано-гравийных подготовок (подушек), уплотненных до $K_{com} \geq 0,98$ ($E \geq 20$ МПа), или упрочнения грунта ниже подошвы плиты (ростверка) фундамента).

3.1.42 численные расчеты: Расчеты, выполненные с использованием метода конечных элементов, метода конечных разностей и др. с использованием программных комплексов для ЭВМ.

3.2 Обозначения, сокращения и единицы измерения

3.2.1 В настоящих строительных правилах применяют обозначения, сокращения и единицы измерения, установленные в СН 2.01.01, ТКП EN 1997-1, СТБ ISO 3898, а также приведенные в 3.2.2–3.2.4.

3.2.2 Прописные буквы

A	— площадь (в том числе эффективная $A' = b \times l$) для передачи нагрузки;
A_b	— площадь нижнего конца ствола сваи;
A_s	— площадь боковой поверхности ствола сваи;
B	— жесткость, ширина подвала, объекта, территории;
C	— класс бетона, фиксированное значение, константа;
E	— значение результатов воздействия, модуль упругости (деформации);
E_d	— расчетное значение эффекта воздействий;
E_k	— характеристическое значение эффекта воздействий;
F	— значение силы, воздействия;
F_d	— проектное (расчетное) значение силы, воздействия;
$F_{c,d}$	— проектная осевая вдавливающая нагрузка на сваю;
F_k	— характеристическое значение силы, воздействия (несущая способность);
F_{rep}	— репрезентативное значение силы, воздействия;
G	— собственный вес, постоянное воздействие, модуль сдвига;
G_d	— проектное (расчетное) значение постоянного воздействия;
G_k	— характеристическое значение постоянного воздействия;
H	— высота здания, горизонтальная нагрузка или составляющая общей силы, параллельная подошве фундамента;
H_c	— глубина сжимаемой толщи;
I	— момент инерции;
I_L	— показатель текучести;
I_p	— число пластичности;
L	— длина объекта или его частей;
K_{FI}	— коэффициент надежности, используемый в основных сочетаниях для постоянных неблагоприятных расчетных ситуаций (воздействий);
M	— изгибающий момент, безразмерный коэффициент, масштаб;
N	— внешняя общая сила или ее составляющая, нормальная к подошве фундамента;
P	— нагрузка на сваю, в том числе с индексами d, k, rep по 3.2.4;
Q	— переменное воздействие;
R	— радиус искривления поверхности основания сооружения;
R_0	— расчетное табличное значение сопротивления грунта для предварительного назначения размеров фундамента согласно ТКП 45-5.01-67 (подраздел 5.4);
R_c, R_b, R_s	— предел прочности грунта, в том числе скального, на сжатие в предельном состоянии по несущей способности; общее предельное сопротивление грунта вдавливанию нижнего конца и ствола сваи соответственно с индексами b и s ;

$R_{c,cal}, R_{b,cal}, R_{s,cal}$	— соответственно величины R_c, R_b, R_s , полученные расчетом; с индексом «cal» или с индексом m , если они получены по результатам испытаний;
S	— статический момент, внутреннее усилие, класс арматуры;
V	— общая вертикальная нагрузка или ее составляющая на плитный фундамент, нормальная к его основанию, поперечная (перерезывающая) сила, объем;
W	— момент сопротивления;
X_d	— расчетное значение свойств материала;
X_k	— характеристическое значение свойств материала;
X_m	— среднее значение характеристики;
DL	— отметка планировки;
FL	— отметка подошвы фундамента;
HL	— нижняя граница сжимаемой толщи;
NL	— отметка поверхности природного рельефа;
WL	— отметка верхнего уровня подземных вод.

3.2.3 Строчные буквы

a	— расстояние, геометрический размер, предельный прогиб;
b	— ширина (меньший размер) сечения подошвы фундамента;
c	— толщина защитного слоя;
c'	— удельное сцепление дренированного грунта
c_u	— удельное сцепление недренированного грунта;
d	— глубина заложения фундамента, рабочая высота (сечения);
d_f	— расчетная глубина сезонного промерзания грунта;
$d_{\text{в}}$	— расчетная глубина уровня подземных вод;
e	— эксцентриситет, коэффициент пористости грунта;
f	— прочность бетона;
h	— высота, толщина слоя грунта;
i	— радиус инерции, крен, обозначение элемента;
k	— коэффициент, относительный прогиб или выгиб;
l	— длина (большой размер) подошвы фундамента, пролет конструкций;
m	— отношение, коэффициент сжимаемости грунта, масса, удельный изгибающий момент;
n	— количество, отношение, нормативная характеристика;
p	— давление;
p_d	— условное сопротивление грунта погружению конуса при динамическом зондировании;
q	— равномерно распределенная вертикальная нагрузка;
q_c	— сопротивление грунта вдавливаю конуса при статическом зондировании;
r	— радиус, коэффициент;
s	— осадка основания;
Δs	— разность осадок оснований;
t	— толщина, время;
u	— периметр, горизонтальное перемещение, избыточное поровое давление;
x, y, z	— координаты;
z	— расстояние по вертикали;
α	— угол, отношение, доверительная вероятность, коэффициент затухания напряжений;
β, δ	— угол, коэффициент, отношение;
γ	— удельный вес, частные коэффициенты для проверки предельных состояний с индексами F, M, R и др.;
ε	— деформация (в том числе относительная);
λ	— отношение, относительная неравномерность осадок;
ρ	— плотность, кривизна;
σ	— нормальные напряжения;
τ	— касательные напряжения;
φ	— угол внутреннего трения грунта;
χ	— относительный угол закручивания;
ω	— влажность, ширина раскрытия трещин.

3.2.4 Индексы

v	— активная вертикальная составляющая силы;
h	— активные горизонтальная составляющая силы;
cal	— значения, полученные по результатам расчетов;
$crit$	— критический;
d	— проектное (расчетное) значение характеристик грунта, материала;
Δ	— приращение, область изменения (разность характеристик);
m	— материал, среднее значение, изгиб; значения характеристики материала, грунта, полученные по результатам испытаний (измерений);
\max	— максимальное значение;
mean	— среднее значение;
\min	— минимальное значение;
n, k	— нормативное и характеристическое значения соответственно;
p (или P)	— усилие, давление (в том числе пассивное);
sup	— верхнее значение;
inf	— нижнее значение;
u	— предельное значение;
rep	— репрезентативное значение.

3.2.5 Единицы измерения

В настоящих строительных правилах применяют следующие единицы измерения, соответствующие СИ:

— пространства: длины, площади, объема соответственно	м (см, мм), м^2 (см^2 , мм^2), м^3 (см^3 , мм^3);
— массы	г, кг, т;
— силы, веса	Н, кН, МН;
— момента силы	Н·м, кН·м, МН·м;
— массовой плотности	г/см^3 , кг/м^3 , т/м^3 ;
— весовой плотности	Н/м^3 , кН/м^3 , МН/м^3 ;
— напряжений, давления, прочности	Па, кПа, МПа;
— коэффициента фильтрации	м/сут;
— коэффициента постели	Н/м^3 , кН/м^3 , МН/м^3 ;
— соотношение единиц	$1 \text{ МПа} = 1000 \text{ кПа} = 10 \text{ кг/см}^2 = 100 \text{ т/м}^2$; $1 \text{ кг/см}^2 = 10 \text{ т/м}^2 = 0,1 \text{ МПа} = 100 \text{ кПа}$.

4 Общие положения по геотехническому проектированию оснований и фундаментов

4.1 Предпосылки и концепции по геотехническому проектированию оснований и фундаментов (допущения, предельные состояния, нагрузки и воздействия, характеристики грунтов, подземные воды)

4.1.1 Проектирование оснований и фундаментов с использованием настоящих строительных правил обеспечивает их соответствие показателям качества, надежности, безопасности, долговечности при выполнении следующих положений и факторов:

- наличие достаточного объема и качества инженерно-геотехнических изысканий, исследований грунтов, данных об условиях строительства, эксплуатации и окружающей среды, сведений о сейсмичности района и площадки строительства;
- технико-экономическая оценка фундаментов (4.3);
- учет местных условий и опыта проектирования и строительства, технологических особенностей зданий и сооружений, конструкций фундаментов, их изготовления и транспортирования;
- применение эффективных строительных материалов, конструкций и технологий;
- использование расчетных моделей, нагрузок и конструктивных требований по 4.1.8 и 4.1.9;
- максимальное использование несущей способности оснований, свойств материалов фундаментов и грунтов, в том числе с учетом их возможного изменения во времени, при минимальных затратах на возведение;
- учет возможных ошибок, упущений и неучтенных воздействий;
- обеспечение требований охраны окружающей среды и учет влияния возведения объекта на существующую застройку.

4.1.2 В настоящих строительных правилах рассматриваются два типа оснований:

а) земляных сооружений;

б) фундаментов зданий и сооружений, которые являются составной частью зданий и сооружений и в зависимости от их конструктивной системы, характера работы и грунтовых условий подразделяются на:

1) плитные фундаменты: мелкозаложенные (столбчатые, ленточные), распределяющие нагрузку от сооружения нижней опорной поверхностью в верхних слоях основания, возводимые, как правило, в открытых котлованах без крепления стен, глубиной до 5 м; массивные, возводимые, как правило, в глубоких котлованах с креплением их стен;

2) свайные фундаменты (таблица 5.2) из отдельных свай и свай-столбов или в составе лент, группы, свайного поля, в виде стержней (с отношением $\lambda = d/l$ в пределах от 0,03 до 0,2; $d \leq 0,8$ м — для свай и $0,8 < d \leq 1,5$ м — для свай-столбов, где d и l — диаметр (большая сторона) и длина отдельной сваи, сваи-столба соответственно), распределяющие нагрузку от зданий и сооружений в нижних слоях основания через боковую поверхность ствола и (или) через его нижний торец. Сваи подразделяются на: микросваи (λ от 0,08 до 0,2; $d \leq 0,2$ м), короткие и средней длины (λ от 0,1 до 0,04; d от 0,2 до 0,6 м); длинные (λ от 0,03 до 0,1; d от 0,3 до 0,8 м); сваи-столбы (λ от 0,1 до 0,03; $0,8 < d \leq 1,5$ м);

3) специальные фундаменты в виде глубоких опор, столбов, свай-оболочек ($d > 0,8$ м), опускаемых колодцев, кессонов, анкеров фундаментов траншейных стен (шлицевые, щелевые, барреты), используемые в особых условиях, распределяющие значительные нагрузки от сооружения с обеспечением частичной или полной передачи боковой и (или) торцевой поверхностями на основание;

4) ограждающие фундаменты сооружения, предназначенные для стен котлованов, уступов планировки, заглубленных и подземных сооружений и т. д., изготавливаемых в виде подпорных стен и стен в грунте, выполняющих функции как фундамента, так и ограждения.

4.1.3 Проектирование оснований и фундаментов (выбор типа фундаментов, технико-экономическое обоснование (далее — ТЭО), составление задания на инженерные изыскания и др.) производят в соответствии с классом геотехнического риска условий строительства согласно таблице А.1 (приложение А), назначаемым в зависимости от категорий сложности основания согласно А.2 (приложение А) и класса надежности в соответствии с СН 2.01.01.

Примечание — Классы надежности RC1, RC2, RC3 по СН 2.01.01 соответствуют уровням ответственности зданий и сооружений по ГОСТ 27751: I — повышенный (в том числе u — уникальный), II — нормальный, III — пониженный.

Класс геотехнического риска условий строительства и коэффициент надежности по ответственности объекта γ_n (4.1.13) устанавливаются генеральной проектной организацией совместно с заказчиком (инвестором) перед началом проектирования на основе анализа архивных материалов прошлых лет, предварительных инженерных изысканий и класса надежности объекта (см. примечание). В дальнейшем может быть уточнен на любом из этапов проведения изысканий, проектирования и строительства.

4.1.4 Для объектов класса надежности RC3, при классах геотехнического риска условий строительства У, Н и Б, а также для уникальных объектов, класса надежности RC2, возводимых в сложных условиях (раздел 8), в проекте (проектной документации) предусматривают проведение экспериментальных исследований, НТСС в сочетании с ГМ (раздел 12) с целью обеспечения надежности системы «сооружение — основание», своевременного выявления дефектов, предотвращения аварийных ситуаций, подтверждения правильности принятых методов расчета, проектных решений и снижения затрат на возведение объекта.

Натурные исследования и наблюдения для объектов класса надежности RC2 предусматривают в случае их проектирования на сложных основаниях из специфических грунтов (8.1) при применении новых или недостаточно изученных конструкций и технологий возведения фундаментов и оснований (например, искусственных, СП/ПС, социально ответственных сооружений и др.), а также если это предусмотрено специальными техническими условиями (далее — СТУ) на проектирование. В других случаях и для объектов класса надежности RC1, как правило, производят визуальное обследование оснований и фундаментов в котлованах и выработках в процессе их возведения.

Для класса геотехнического риска условий строительства А объектов класса надежности RC1 (временных малонагруженных объектов) объемы проектирования и изысканий допускается снижать, ограничиваясь минимальными обязательными комплексами работ, достаточными для обеспечения безопасности и нормативной долговечности объекта.

4.1.5 Не допускается проектирование оснований и фундаментов при отсутствии или недостаточности исходных материалов (5.1.3 и А.1), опытных данных (см. 4.1.4) и инженерно-геотехнических изысканий (см. 4.2).

4.1.7 Проект, разрабатываемый с соблюдением положений настоящих строительных правил, ТР 2009/013/ВУ, СН 2.01.01 (подразделы 1.3; 3.5), обеспечивает:

— соответствие оснований и фундаментов своему назначению, пригодности к нормальной эксплуатации, технологичности, требуемой надежности и долговечности на срок эксплуатации объекта (на всех стадиях строительства и эксплуатации) при минимальных затратах на их возведение;

4.1.8 Проектирование (конструирование, расчет) оснований и фундаментов зданий и сооружений производят на основе действующих технических документов, традиционных и инновационных решений, конструкций, линейных и нелинейных грунтовых моделей (расчетных схем) и методов (прямого, эмпирического, косвенного, упрощенного), расчетов при условии обеспечения показателей качества по 4.1.7 и соблюдения требований эксплуатационной надежности, долговечности и экономической целесообразности сооружений по 4.1.1, достоверность которых подтверждена (доказана) опытными данными для каждого конкретного объекта, а расхождения между результатами расчетов с использованием моделей 4.1.9 и альтернативным вариантам составляют не более 30 %.

— линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_C ;

— предельного напряженного состояния (равновесия) среды.

4.1.10 Проверка (оценка) непревышения предельных состояний (раздел 5) включает следующие основные расчеты:

прочности материалов конструкции фундаментов, отвечающих требованиям норм для применяемого вида материала;

деформациям (осадкам) оснований сооружений от внешних нагрузок и собственного веса грунта;

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. д.);

в) основание сложено слабыми, медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-гли-
тистыми и биогенными грунтами:

4.1.12 Расчет оснований по несущей способности в случаях, указанных в 4.1.11, перечисления а) и б), разрешается не производить, если конструктивными мероприятиями исключена возможность смещения проектируемого фундамента.

При возведении сооружения непосредственно после устройства фундаментов, до выполнения обратной засыпки грунтом пазух фундаментов и подземных частей сооружений производят проверку несущей способности основания, учитывая реальную глубину заложения фундаментов и нагрузки, действующие в процессе воздействия.

4.1.13 Значения воздействий (нагрузок), их сочетания при расчетах оснований и фундаментов назначают в соответствии с СН 2.01.02, СН 2.01.04, СН 2.01.05, СН 2.01.06, с учетом коэффициента надежности по ответственности объекта (см. 4.1.3) и класса геотехнического риска условий строительства, приведенного в таблице А.1 (приложение А):

- $\gamma_{nu}(K_{FI}) = 1,2$ — для сооружений повышенного класса надежности (уникальных, атомных станций, хранилищ ядерных отходов и др.), класса надежности RC3 на основаниях категории сложности III;
- $\gamma_{n1}(K_{FI}) = 1,1$ — для сооружений класса надежности RC3 и классов геотехнического риска Б, Н на основаниях категории сложности II и III;
- $\gamma_{n1}(K_{FI}) = 1,0$ — для сооружений класса надежности RC2 и классов геотехнического риска А и Б на основаниях категории сложности II;
- $\gamma_{n2}(K_{FI}) = 0,95$ — для сооружений класса надежности RC2 и классов геотехнического риска А и Б на основаниях категории сложности I;
- $\gamma_{n3}(K_{FI}) = 0,9$ — для сооружений класса надежности RC1 и класса геотехнического риска Б на основаниях категории сложности II;
- $\gamma_{n3}(K_{FI}) = 0,8$ — для сооружений класса надежности RC1 (временные сооружения) и класса геотехнического риска А на основаниях категории сложности I.

Расчет основания по деформациям производят на основное сочетание расчетных нагрузок с умножением их нормативных значений на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, а по несущей способности — на основное и, при необходимости, особое сочетание расчетных нагрузок в соответствии с СН 2.01.01.

Переменные нагрузки на перекрытие и снеговые нагрузки при оценке оснований по несущей способности считают кратковременными, а при оценке по деформациям — длительными.

Длительность воздействия рассматривают с точки зрения изменения во времени свойств материалов и грунта.

Воздействия, приложенные повторно, и воздействия переменной интенсивности дополнительно рассматривают относительно непрерывности деформаций.

4.1.14 Доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов α при оценке оснований по несущей способности принимают равной 0,95, по деформациям — 0,85.

Для расчетов оснований жестких сооружений точечного типа (например, башен, труб) и насыпей доверительную вероятность расчетных значений характеристик грунтов при соответствующем обосновании допускается повышать по несущей способности до $\alpha = 0,99$, по деформациям — до $\alpha = 0,9$.

В расчетах оснований сооружений класса надежности RC3 по деформациям при соответствующем обосновании допускается принимать $\alpha \leq 0,99$.

4.1.15 Проектирование оснований и фундаментов производят с учетом нагрузок, возникающих при изготовлении, хранении и транспортировании материалов и конструкций, а также случайных (взрыв, удар и т. п.), технологических, неблагоприятных геологических процессов и несиловых воздействий (коррозии, температуры, излучений, микроорганизмов, влажности и т. п.), нагрузок от складываемого материала, оборудования и механизмов.

4.1.16 В расчетах оснований сооружений отличия расчетных моделей от реальных условий учитывают посредством коэффициента условий работы γ_c и частных коэффициентов.

Класс надежности сооружений учитывают с помощью коэффициента надежности по назначению конструкции γ_n согласно 4.1.13.

Несиловые воздействия (температуру, влажность, агрессивность) неопределенных характеристик, параметров, расчетных моделей и другие факторы, не учитываемые при установлении расчетных характеристик, но способные повлиять на несущую способность или деформативность основания, учитывают с коэффициентом условий работы γ_c , и частными коэффициентами, значения которых приведены в разделах 5–9 настоящих строительных правил и соответствующих технических нормативных правовых актов (далее — ТНПА) на проектирование конструкций из материалов.

4.1.17 Проверку непревышения предельных состояний оснований и фундаментов сооружений по несущей способности, эксплуатационной пригодности и назначению размеров плитных (подшвы), свайных (свай, ростверка) и других фундаментов по 4.1.2 производят, исходя из условий обеспечения выполнения нижеприведенных неравенств, при которых усилия (напряжения) деформации в конструкциях и основаниях от внешних воздействий в любых сочетаниях не превышают их предельных значений:

$$V_d(F_{c,d}) \leq R_d(R_{c,d}), \quad (4.1)$$

$$\varepsilon \leq \varepsilon_u, \quad (4.2)$$

где $V_d(F_{c,d})$ — вертикальное проектное (расчетное) воздействие или вертикальная компонента суммарного усилия от внешних нагрузок, действующих на основание перпендикулярно подошве плитного фундамента V_d (ростверка, сваи $F_{c,d}$) при наиболее невыгодном их сочетании с учетом 4.1.13, кН; определяют по формуле

$$V_d(F_{c,d}) = \gamma_F V_{rep}(F_{c,rep}); F_{rep}(F_{c,rep}) = \psi V_k(F_{c,k}); \quad (4.3)$$

здесь γ_F — частный коэффициент надежности по нагрузке согласно СН 2.01.02, СН 2.01.04, СН 2.01.05, учитывающий вероятность неблагоприятных отклонений от репрезентативных значений;

$R_d(R_{c,d})$ — наименьшее проектное (расчетное) сопротивление основания или материала плитного фундамента нагрузке V_d для свай $F_{c,d}$, с учетом характеристик грунтов, уровня подземных вод и их изменчивости во времени, кН; определяют в соответствии с разделом 5 по формулам:

$$R_d = R_k / \gamma_M; \quad (4.4)$$

$$R_{c,d} = R_k / \gamma_k; \quad (4.5)$$

R_k — характеристическое сопротивление основания или материала конструкций фундамента, кН;

γ_M — частный коэффициент для свойств материала, грунта, учитывающий вероятность неблагоприятных отклонений от их характеристических значений и погрешности модели;

γ_k — частный коэффициент надежности метода определения R_k для свай по таблице 5.6;

ε — абсолютное или среднее значение совместной деформации основания и сооружения согласно 4.1.17.1;

ε_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения и ее относительная неравномерность согласно 4.1.17.3.

4.1.17.1 Для сооружений, указанных в 4.1.17.2, рассматривают отдельно следующие виды совместных деформаций ε основания и надземных конструкций, определяемых по опытным данным или расчетом согласно ТКП 45-5.01-67 (раздел 5):

— конечную абсолютную осадку $s < s_u$;

— среднюю осадку $s_m < s_{m,u}$;

— относительную осадку $\lambda < \lambda_u$ ($\lambda = \Delta s/L$);

— крен $i < i_u$;

— прогиб-выгиб $K < K_u$;

— кривизну изгибаемого участка сооружения $\rho < \rho_u$;

— относительный угол закручивания $\chi < \chi_u$;

— горизонтальные смещения $v < v_u$, где обозначения в вышеприведенных перечислениях соответствуют обозначениям ε и ε_u к формуле (4.2).

4.1.17.2 По чувствительности к деформациям оснований сооружения рекомендуется подразделять на жесткие, ограниченно жесткие, гибкие (нежесткие) и разной жесткости.

К жестким относятся неизгибаемые сооружения с большой вертикальной жесткостью и неизменяемой поверхностью основания в плоскости подошвы фундамента: башни, трубы, элеваторы, опоры мостов, высотные ($H \geq 50$ м) здания башенного типа с отношением длины L к ширине B объекта ($L/B \leq 2$) и др. Деформации таких сооружений допускается считать равномерными и оценивать их абсолютной средней осадкой s_m и креном (наклоном) i сооружения согласно ТКП 45-5.01-67 (раздел 5).

К ограниченно жестким рекомендуется относить изгибаемые протяженные сооружения, выравнивающие деформации оснований (в пределах допустимых значений) за счет перераспределения усилий в конструкциях: здания и сооружения с рамными и неразрезными железобетонными конструкциями, с несущими продольными и поперечными стенами, с диафрагмами и дисками жесткости в виде железобетонных перекрытий (кирпичные, блочные, крупноблочные, панельные здания и др.).

К гибким (нежестким) сооружениям относятся изгибаемые протяженные объекты, следующие за осадками основания, в конструкциях которых не возникают дополнительные усилия и напряжения: насыпи, малоэтажные здания с осадочными швами, разрезными каркасами, эстакады, галереи и др.

К сооружениям разной жесткости следует относить объекты с несущими конструкциями различной жесткости (например, эстакады с разрезными пролетами и сооружения из металлических конструкций с шарнирными (гибкими) связями относятся к гибким системам, а их массивные фундаменты — к абсолютно жестким конструкциям). В разнородных конструктивных системах деформации сооружения и его отдельных частей следует оценивать отдельно.

4.1.17.3 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения ε_u назначают исходя из технологических, архитектурных, экологических или санитарно-гигиенических требований соответствующих норм проектирования зданий и сооружений, правил технической эксплуатации оборудования (например, лифтов) или здания с учетом возможности (в необходимых случаях) рихтовки конструкций и оборудования в процессе их эксплуатации.

Предельные значения прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций для сооружений класса надежности RC2, RC3 устанавливают на основе расчета их совместной работы с основанием.

Значение ε_u по прочности и трещиностойкости допускается не устанавливать для сооружений значительной жесткости и прочности (например, зданий башенного типа, домен и др.), а также для сооружений, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок основания (например, гибких и различного рода шарнирных систем (см. 4.1.17.2)).

Для расчетов фундаментов сооружений класса надежности RC1 и, при обосновании, класса надежности RC2, если в задании на проектирование не установлены значения ε_u , их допускается принимать по данным, приведенным в приложении Б. В остальных случаях данные приложения Б используют как предварительные.

4.1.18 Проектирование конструкций фундаментов и заглубленных частей сооружений выполняют в соответствии с ТНПА с учетом соответствующих видов материалов, применяемых в конструкции фундамента (бетон, железобетон, металл, дерево и др.), например в соответствии с СН 2.01.01, СП 5.03.01, СП 5.04.01, СП 5.05.01 и др.

4.1.19 Характеристические и расчетные значения характеристик грунтов и материалов

4.1.19.1 Характеристика грунтов — это механические, деформационные и физические свойства грунтов. К физическим свойствам относятся характеристики (классификационные), определенные опытным прямым методом: плотность g , влажность w , гранулометрический состав и производные от них, рассчитанные по формулам: γ , I_L , I_p , e и др.

Основными свойствами грунтов, определяющими несущую способность и деформации оснований и фундаментов при расчете согласно 4.1.9 и 4.1.10, прочностные и деформационные характеристики являются: угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c , модуль деформации дисперсных грунтов E_0 , предел прочности на одноосное сжатие грунтов R_c , коэффициент фильтрации K_f . Для структурно неустойчивых специфических грунтов (раздел 8) следует также применять дополнительные параметры, характеризующие взаимодействие фундаментов с основанием, установленные опытным путем, согласно ТНПА на данный тип грунта (удельную силу пучения, усадку при промерзании (высыхании), коэффициент постели, жесткость основания и др.), а также параметры моделей, приведенные в В.3 (приложение В) и другие специфические свойства, перечисленные в соответствующих разделах настоящих строительных правил.

4.1.19.2 Характеристики грунтов природного и искусственного происхождения определяют по результатам прямых испытаний и исследований в полевых и лабораторных условиях (4.2) с учетом возможного изменения (снижения) их свойств в процессе возведения и эксплуатации сооружений, в частности при изменении гидрологического режима (4.1.20).

4.1.19.3 Характеристические и расчетные значения характеристик грунтов для расчета оснований фундаментов согласно 4.1.9 и 4.1.10 устанавливают методом статистической обработки результатов их частных определений при инженерных изысканиях в соответствии с ТКП EN 1997-1 и ГОСТ 20522 и обозначают:

- характеристические — с индексом k , например γ_k , φ_k , c_k ;
- нормативные — с индексом n , например γ_n , φ_n , c_n ;
- расчетные — с индексом d , например γ_d , φ_d , c_d .

В расчетах оснований фундаментов для сооружений класса надежности RC1 (категория сложности III) допускается принимать $\gamma_k = 1,05\gamma_n$, для характеристик φ и c (c_u , c') принимают только их минимальные характеристические значения.

4.1.19.5 Расчет оснований сооружений классов надежности RC2 и RC3 и классов геотехнического риска условий строительства А и Б, а также окончательный расчет оснований сооружений класса надежности RC1 допускается производить с использованием характеристических (нормативных) значений прочностных и деформационных характеристик грунтов, определенных по таблицам, приведенным в ТКП 45-5.01-67 (приложение Б), в зависимости от их физических характеристик.

4.1.20 Подземные воды

— естественного сезонного и многолетнего колебания уровня подземных вод; фильтрационную эрозию от прорезки (вскрытия) горизонтов напорных вод;

— степени агрессивности подземных вод по отношению к материалам конструкций фундаментов, заглубленных частей сооружений, и коррозионную активность грунтов, в том числе обусловленную технологическими особенностями производства;

— возможности развития дополнительных осадок основания в результате подъема или понижения уровня подземных вод, приводящих к ухудшению деформационных характеристик грунтов при их водонасыщении, изменению напряженного состояния сжимаемой толщи в результате гидростатического и гидродинамического взвешивания или увеличения давления от собственного веса грунта.

4.1.20.2 Если при прогнозируемом уровне подземных вод возможно недопустимое ухудшение физико-механических свойств грунтов основания, развитие неблагоприятных геологических процессов, нарушение условий нормальной эксплуатации подземных и заглубленных помещений и т. д., в проекте фундаментов предусматривают соответствующие защитные мероприятия по:

— гидроизоляции подземных конструкций согласно ТКП 45-5.01-255;

— ограничению подъема уровня подземных вод для исключения утечек из водонесущих коммуникаций и т. д. (водопонижение, дренаж (7.2), противодиффузионные диафрагмы и завесы, устройство специальных каналов для коммуникаций и т. д.);

— предотвращению разупрочнения грунтов, механической или химической суффозии грунтов (дренаж, водопонижение, шпунт, закрепление грунтов).

В случае необходимости для контроля за развитием гидрологического процесса на стадиях возведения и эксплуатации осуществляют гидрогеологический мониторинг согласно разделу 12.

4.1.20.3 Мероприятия по защите от коррозии материалов заглубленных конструкций и коррозионной активности грунтов в агрессивной среде от подземных вод или промышленных стоков проводят в соответствии с СН 1.03.01 и ТКП 45-5.09-33.

4.1.20.4 Если гидрогеологические условия территории проектируемого объекта могут определять или значительно влиять на условия возведения и эксплуатации сооружений, заданием на гидрогеологические изыскания на стадии градостроительного проекта предусматривают оборудование скважин для стационарных наблюдений за режимом подземных вод с целью получения данных для прогноза изменения гидрогеологических, а также инженерно-геологических и инженерно-геоэкологических условий в целом, оценки необходимости проектирования водопонижительных систем и противофильтрационных мероприятий, которые при необходимости выполняют на последующих стадиях проектирования, при возведении объекта и по его окончании (мониторинг).

Оценку предполагаемых изменений гидрогеологических условий строительства выполняют для сооружений классов надежности RC2 и RC3 на срок 25 лет, для сооружений класса надежности RC1 — 7 лет.

Для временных сооружений класса надежности RC1, за исключением жилых зданий, данную оценку допускается не производить.

4.1.20.5 Прогнозирование изменений гидрогеологических условий площадки осуществляется для застраиваемой и прилегающей территорий, попадающих в зону влияния нового строительства (8.5), с учетом сезонных многолетних колебаний этого уровня и возможности подтопляемости территории.

4.1.20.6 Для сооружений классов надежности RC2 и RC3 выполняют количественный прогноз изменений гидрогеологических условий территории с использованием метода математического моделирования для решения следующих задач.

Для стадии возведения:

- расчет водопритоков в котлован;
- оценка устойчивости основания и откосов котлована, а также возможность проявления суффозионных процессов;

- обоснование необходимости устройства противофильтрационной завесы и ее глубины;

- влияние дренажа на прилегающие территории с определением размеров депрессионной кривой.

Для стадии эксплуатации:

- оценка барражного эффекта;

- расчет давления подземных вод на подошву фундамента;

- оценка водопритоков к дренажу и определение зоны его влияния.

4.1.20.7 При проектировании фундаментов ниже пьезометрического уровня напорных подземных вод рассчитывают давление и безопасное расстояние до подземных вод по нижеприведенной формуле с выполнением мер, предотвращающих их прорыв в котлованы, вспучивание дна котлована, всплытие сооружения, фильтрационную эрозию грунта в уровне концов и по длине свай прорезающих напорные подземные воды:

$$\gamma_w H_o < \gamma_d h_o, \quad (4.6)$$

где γ_w — удельный вес воды, кН/м³;

H_o — высота напора воды от подошвы контролируемого водоупорного слоя до максимального уровня подземных вод, м;

γ_d — расчетное значение удельного веса грунта от пола подвала, концов свай до верху контролируемого горизонта подземных вод, кН/м³;

h_o — расстояние от дна котлована, концов свай или верху пола подвала до подошвы контролируемого слоя грунта, м.

4.1.21 Расчеты по предельным состояниям производят с учетом усилий, воздействующих на основания и фундаменты на различных стадиях возведения и эксплуатации, при этом также учитывают развитие деформаций оснований во времени. Также выполняют расчеты влияния проектируемого сооружения на существующую застройку, включая все сооружения, попадающие в зону влияния нового строительства согласно 8.5.

4.1.22 Если возводимый объект оказывает влияние на существующие здания и сооружения более высокой геотехнической категории, геотехническую категорию проектируемого объекта повышают до геотехнической категории сооружения, на которое оказывается влияние.

4.1.23 При проектировании сооружений предусматривают мероприятия, обеспечивающие инженерную и экологическую защиту прилегающей территории от геодинамических воздействий (сейсмических, техногенных, вибраций от транспорта, оборудования и др.), подтопления, загрязнения грунтов и подземных вод промышленными и бытовыми стоками и др., а также защиту близлежащих зданий и сооружений от недопустимых деформаций (разделы 8 и 11).

4.2 Инженерные изыскания

4.2.1 Инженерные изыскания для проектирования и строительства оснований и фундаментов выполняются согласно СН 1.02.01 по заданию на изыскания и включают:

- инженерно-геодезические изыскания;
- инженерно-геологические, геотехнические изыскания;
- инженерно-гидрометеорологические изыскания;
- инженерно-экологические изыскания;
- специальные исследования по 4.1.4 (при необходимости).

Геотехнические изыскания производят (согласно заданию на изыскания по 4.2.3) для комплексного изучения геологической среды при воздействии на нее объекта (в том числе во времени), в частности для изучения состояния специфических свойств (характеристик) грунтов под нагрузкой от фундаментов применительно к используемым расчетным моделям (в том числе компьютерным), технологии возведения, условиям строительства и эксплуатации объекта и выбора расчетных схем и моделей основания и объекта.

Инженерные изыскания в особых условиях выполняют с учетом положений разделов 8, 9 и 11.

4.2.3 Задание на изыскания утверждается руководителем организации-заказчика и должно содержать сведения, необходимые и достаточные для определения оптимальных состава и объемов выполняемых работ для получения результатов по 4.2.4.

— общей оценки пригодности строительной площадки для намечаемого строительства;

— установления категории сложности основания, выбора типа и размеров фундаментов и залитой части сооружения, глубины их заложения, характеристик грунта и возможности расчетов в соответствии с требованиями строительных норм и принятой моделью основания;

— выявления наиболее целесообразных способов производства работ по устройству основания сооружения, а также предупреждения возможных осложнений при производстве земляных работ;

— определения трудоемкости выполнения земляных работ и способов их реализации;

4.2.5 Инженерные изыскания, обследования, испытания и исследования производятся качественно и в полном объеме, согласно ТНПА, специализированными организациями, имеющими право производства соответствующего вида работ, или под их контролем.

В задании указывают зону влияния проектируемого объекта, которую назначают от его наружного контура равной глубине сжимаемой зоны, согласно 4.2.7.

17

4.2.7 Зону влияния проектируемого объекта на существующую застройку при отсутствии данных изысканий допускается предварительно назначать равной большей ширине массивного плитного, СП/ПС фундаментов, и трехкратной ширине для плитных, свайных ленточных, столбчатых (групповых) фундаментов и не менее глубины сжимаемой зоны H_c на стадиях строительства «А», «С» от низа их подошвы или низа условного свайного фундамента.

После выполнения рекогносцировочных и последующих изысканий зону влияния возводимого объекта назначают равной глубине сжимаемой зоны его основания, определяемой расчетом с использованием методики послойного суммирования осадок по ТКП 45-5.01-67 для сооружений класса надежности RC2 и RC3, как правило, численным методом.

4.2.8 Для классов геотехнического риска условий строительства У, Н и Б (при наличии оползневых процессов и специфических грунтов по 8.1, том числе слабых и малопрочных, или давлении от фундамента $p \geq 0,3$ МПа) в задании на изыскания дополнительно устанавливают прямое определение свойств грунтов лабораторными (ГОСТ 12248.1–ГОСТ 12248.11) и полевыми методами с использованием геофизических исследований по 4.2.12, испытаний грунтов штампами, прессиометрами (ГОСТ 20276.1), эталонными, натурными сваями (СТБ 2242) и зондированием (при наличии горизонтальных нагрузок, составляющих более 5 % от вертикальных, выдерживающих и знакопеременных нагрузок, специфических грунтов по 8.1, а также при применении новых типов свай по 4.1.4 и 4.2.9).

Для определения физических, механических характеристик грунтов оснований фундаментов и несущей способности свай выполняют статическое и/или динамическое (для сооружений с классом надежности RC1) зондирование по ГОСТ 19912 с учетом стадии изысканий и области их применения независимо от класса геотехнического риска условий строительства.

4.2.9 В проектной документации на свайные и СП/ПС фундаменты сооружений классов RC2 и RC3 и классов геотехнического риска условий строительства У, Н и Б, при использовании новых типов и технологий возведения фундаментов или наличии малопрочных, слабых и специфических грунтов по 8.1, устанавливают необходимость проведения испытаний свай и фрагментов СП/ПС статическими вдавливающими, в том числе горизонтальными, выдерживающими и др. (при необходимости) нагрузками по СТБ 2242 в объеме, зависящем от сложности, неоднородности основания, нагрузок, но не менее 2 % от их общего количества и не менее трех испытаний свай (фрагментов) на объект — по его торцам, в центре и наиболее нагруженных местах и участках основания со сложными грунтовыми условиями по данным бурения и зондирования.

4.2.9.1 Для свайного и СП/ПС фундаментов глубину инженерно-геологических выработок и зондирования на стадиях «А» и «С» при классах геотехнического риска условий строительства А и Б принимают для свай-стоек с учетом СН 1.02.01; для свай, защемленных в грунте, — не менее глубины сжимаемой зоны H_c , определяемой расчетом в соответствии с ТКП 45-5.01-67, от подошвы условного фундамента по 5.2.23, но не менее большей ширины фундамента (ростверка) и с учетом 4.2.10. Для свайных полей с размерами более 10×10 м и СФ/СП/ПС, при нагрузке на фундамент более 3000 кН, при классах геотехнического риска условий строительства У и Н глубина выработок (не менее 50 % от общего их количества, но не менее трех) должна превышать предполагаемое заглубление свай не менее чем на 10 м; глубина зондирования ниже конца свай — на 2 м (для сооружений класса надежности RC1 — 1 м).

4.2.9.2 Для сплошных плитных и шлицевых (щелевых) фундаментов глубину выработок и зондирования ниже их подошвы для стадий «А» и «С» принимают не менее глубины сжимаемой зоны по 4.2.9.1, но не менее b — для сплошной плиты, не менее $2,5b$ — для шлицевого фундамента, не менее $3b$ — для плитных и свайных ленточных и столбчатых фундаментов шириной менее 10 м (b — большая ширина или диаметр фундамента), в зависимости от класса геотехнического риска условий строительства, но не менее 6 м для класса А, 15 м — Б, 20 м — Н, 25 м — У, а для зондирования — на 2 м больше (для сооружений класса надежности RC1 — 1 м).

4.2.10 Если в процессе зондирования и проходки выработок в пределах сжимаемой зоны H_c , назначенной по 4.2.9, установлены малопрочные слабые грунты с модулем деформации $E \leq 5$ МПа или специфические грунты по 8.1 (просадочные, набухающие, рыхлые, биогенные и др.), глубина выработок и зондирования должна обеспечивать проходку этих слоев и заглубление в подстилающий их прочный грунт на расстояние, при котором будет выполняться условие $\sigma_{zp} \geq 0,1\sigma_g$, но не менее 3 м при $b \leq 10$ м и не менее 5 м при $b > 10$ м, а также во всех случаях на стадии изысканий для стадии «инвестиционный проект» (σ_{zp} и σ_g — напряжения в рассматриваемой точке соответственно от фундамента и грунта; b — ширина фундамента).

4.2.11 При возведении заглубленных частей зданий класса надежности RC1, в котлованах с использованием постоянных ограждающих конструкций (траншейных и свайных стен, буросекущихся свай и др.) предусматривают разведочные геологические скважины по сетке размерами не более 20×20 м или по трассе ограждающих конструкций не более чем через 20 м. Количество разведочных скважин для классов геотехнического риска условий строительства У и Н должно составлять не менее пяти, в остальных случаях — не менее трех, глубина изучения грунта ниже подошвы ограждающей конструкции — не менее чем на 10 м.

4.2.12 Для достоверной оценки геологического строения основания, границ слоев, типов и видов грунтов, их свойств и пространственной изменчивости, неоднородности между скважинами, профилями и за контуром объекта (при необходимости), для определения характеристик грунтов, несущей способности и мест испытаний свай, глубины залегания, направления и движения подземных вод, трещиноватости и закарстованности пород, наличия подработки, физических полей, опасных геологических процессов (динамических, сейсмических) и т. д. для классов геотехнического риска условий строительства У и Н выполняют геофизические исследования и зондирование грунтов, в том числе с использованием георадара, в зависимости от стадии изысканий до и после устройства выработок.

Также георадар используют при наличии значительной неоднородности и сложных грунтовых условий, при этом число точек зондирования увеличивают, а расстояние между выработками уменьшают.

Результаты геофизических исследований и зондирования грунтов должны быть подтверждены их прямыми исследованиями посредством бурения скважин, лабораторных и натурных испытаний.

4.2.13 Лабораторные исследования проводят с целью моделирования работы грунта в основании здания в условиях изменяющегося напряженно-деформированного состояния. Деформационные, прочностные и фильтрационные характеристики обводненных слабых грунтов (илов, биогенных, глинистых грунтов с $I_L > 0,75$) определяют с учетом напряженно-деформированного состояния грунтового массива в диапазоне действующих в основании здания напряжений, при малых ступенях загрузки на образцах, испытанных как в вертикальном, так и горизонтальном направлении. Испытания должны предусматривать реконсолидацию образцов грунта и учет истории нагружения объема грунта в натуре (при необходимости, согласно техническому заданию).

4.2.14 В особых условиях строительства согласно разделу 8 буровые работы, полевые, лабораторные, гидрогеологические и геофизические исследования, геодинамическое и сейсмическое микрозондирование площадки должны быть направлены на выявление и изучение всех факторов, имеющих определяющее значение при оценке устойчивости основания от сейсмических и геодинамических воздействий, динамики подземных вод, наличия слабых глинистых и суффозионно-неустойчивых песчаных грунтов и др. Определяют прочностные и реологические характеристики грунтов, выполняют прогнозные расчеты устойчивости основания и склона, а в необходимых случаях организуют стационарные наблюдения, включая указанные работы в сметную документацию.

4.2.15 При проведении инженерно-геологических изысканий для проектирования зданий (сооружений) со значительным заглублением подземных элементов и конструкций с применением при проходке котлованов шпунтовых ограждений, опускных колодцев или метода «стена в грунте» особое внимание уделяют прямым определениям прочностных характеристик грунтов в неконсолидированном состоянии выше подошвы заглубляемого сооружения, деформационных характеристик в пределах сжимаемой зоны, а также гидрогеологических параметров водоносных горизонтов как в зоне разработки котлованов, так и в зоне подземных вод, залегающих ниже отметок подошвы несущих конструкций заглубленных частей.

4.2.16 Инженерно-геологические изыскания для разработки проектной документации на реконструкцию и усиление существующих зданий и сооружений, а также проектов новых объектов, размещаемых вблизи от них, проводят в соответствии с СН 1.02.01, с учетом 4.1.4 и раздела 9 настоящих строительных правил, дополнительно предусматривая, как правило, для сооружений классов RC2 и RC3:

— проходку шурфов для обследования и испытаний фундаментов и грунтов оснований существующих зданий (сооружений) с учетом таблицы 9.2;

— бурение разведочных скважин и зондирование внутри и вдоль контура реконструируемого здания на расстоянии от него не более 3 м;

— испытания грунтов методами зондирования и среза;

— испытания грунтов в скважинах на сжатие штампами или прессиометрами в зоне примыкания строений и на противоположном конце нового объекта;

— лабораторные исследования образцов грунтов ненарушенного сложения с определением их деформационных и прочностных характеристик по ГОСТ 12248.1–ГОСТ 12248.11.

4.3 Техничко-экономическая оценка фундаментов

4.3.1 ТЭО проектных решений фундаментов (5.1) производят исходя из следующих основных принципов: эксплуатационной надежности, минимальных энергоемкости и материалоемкости; максимальных технологичности и индустриальности, минимальных сроков изготовления фундаментов и экологической безопасности.

4.3.2 Оценку и выбор оптимального проектного решения фундамента из нескольких технически возможных вариантов выполняют на основе сравнительного анализа их экономических показателей (таблица 4.1), исходя из класса геотехнического риска условий строительства (таблица А.1, приложение А) и категории сложности оснований (рисунок А.1, приложение А). Объем и уровень вариантной проработки ТЭО регламентируется техническим заданием, а в сметной документации на эти работы предусматриваются соответствующие затраты.

Таблица 4.1 — Номенклатура экономических показателей

Наименование показателя	Условное обозначение
Основные показатели	
Приведенные затраты, руб.	$\Pi = C_i + k_i E_n$
Себестоимость, руб.	C
Показатель эффективности, кН/руб.чел.-дн.	$Z = N/\Pi(C)T$
Дополнительные показатели	
Затраты труда, чел.-дн., в том числе на строительной площадке	T T_s
Расход материалов:	
стали, т	$B_{ст}$
цемента, т	$B_{ц}$
бетона (железобетона), м ³	$B_б (B_{жб})$
Капитальные вложения в строительную базу, руб.	K
Продолжительность работ, год	t
<p><i>Примечание</i> — Обозначения, принятые в таблице:</p> <p>C_i — стоимость строительно-монтажных работ;</p> <p>k_i — капитальные вложения в основные производственные фонды строительной организации;</p> <p>E_n — нормативный коэффициент капиталовложений по сравниваемым вариантам;</p> <p>N — нагрузка на фундамент от надземных конструкций, кН (кН/м).</p>	

К техническим показателям относятся данные о классе надежности сооружения, категории сложности грунтов и классе геотехнического риска условий строительства (приложение А), технологические и конструктивные параметры фундаментов и сооружения, характеристики материалов, грунтов и др.

4.3.3 Необходимыми условиями достоверной оценки технических показателей являются:

— приведение всех принятых к рассмотрению вариантов фундаментов к сопоставимым значениям технических показателей;

— равенство исходных данных (нагрузки, грунты и т. д.) и соблюдение требований норм и ограничений;

— приведение данных технологии производства работ к рассматриваемым условиям строительства.

4.3.4 Сравнительную технико-экономическую оценку фундаментов по всем вариантам производят по единой методике с использованием одинаковых по степени детализации и точности методов расчета.

4.3.5 При сравнительной оценке нескольких вариантов фундаментов одно из решений принимают за эталон, определяемый этапами проектирования:

— на этапе формирования планов проектных и научно-исследовательских работ при разработке новой конструкции фундамента сопоставление производят с показателями наиболее эффективной в рассматриваемых регионе и области строительства конструкции;

— при вариантном проектировании за эталон для сопоставления предлагаемых типов фундаментов принимают наиболее распространенную, эффективную в данных региональных и производственных условиях конструкцию;

— на этапе внедрения и эксплуатации нового решения — сопоставление вариантов выполняют с показателями заменяемой конструкции.

4.3.6 Техничко-экономические показатели по различным конструктивным решениям фундаментов сравнивают относительно расчетной единицы измерения: на здание в целом, секцию или расчетную нагрузку от всего здания. Для предварительных расчетов в качестве единицы измерения принимают: один фундамент, 1 м длины фундамента; для окончательных расчетов — 1000 кН расчетной нагрузки от здания или от 100 м² площади застройки (секции).

4.3.7 Выбор оптимального типа фундамента в рассматриваемых условиях строительства производят в три этапа:

а) сбор данных и приведение технических показателей принятых к рассмотрению вариантов фундаментов к единому уровню;

б) предварительная оценка и отбор вариантов, технически и экономически целесообразных в рассматриваемых условиях, по основным экономическим показателям с учетом данных, приведенных на рисунке А.1 (приложение А).

Допускается оценку проектных решений фундаментов для классов геотехнического риска условий строительства А и Б (таблица А.1, приложение А) на данном этапе осуществлять по шкале эффективности (коэффициенту z), приведенной в таблице 4.2, в зависимости от расчетной нагрузки на фундамент N , кН (кН/м), при условии $F \geq N$ (F — несущая способность фундамента, кН (кН/м));

в) уточненная (параметрическая оптимизация) варианта по основным и дополнительным экономическим показателям (см. таблицу 4.1). Для сооружений класса геотехнического риска условий строительства А уточненную оптимизацию допускается не производить.

Таблица 4.2 — Шкала эффективности проектных решений фундаментов по коэффициенту эффективности z

Тип фундамента (плитный, свайный) и нагрузка на него	Эффективность проектного решения фундамента			
	нерациональное	удовлетворительное	хорошее	отличное
	при коэффициенте эффективности z			
Ленточный при нагрузке от здания q менее 200 кН/м, столбчатый при нагрузке от здания N менее 1000 кН	До 2 включ.	Св. 2 до 3,5 включ.	Св. 3,5 до 5 включ.	Св. 5
Ленточный при нагрузке от здания q от 200 до 500 кН/м, столбчатый при нагрузке от здания N от 1000 до 5000 кН	До 6 включ.	Св. 6 до 15 включ.	Св. 15 до 25 включ.	Св. 25

4.3.8 Пример оценки и выбора оптимального варианта проектного решения фундамента для многоэтажного жилого дома приведен в ТКП 45-5.01-67 (приложение Г).

5 Основы геотехнического проектирования оснований, конструкций фундаментов и заглубленных частей зданий

5.1 Классификация фундаментов и область их применения. Общие геотехнические положения по проектированию фундаментов

5.1.1 В настоящих строительных правилах в зависимости от конструктивной схемы сооружения, способа передачи от него нагрузки на основание, класса геотехнического риска условий строительства (таблица А.1, приложение А) и класса надежности объектов при разработке проектной документации устанавливают четыре типа фундаментов: плитные, свайные, специальные, ограждающие (см. 4.1.2), с вариантами их комбинаций, например СП/ПС, модифицированные (5.1.5) и т. д. При этом применяют классификацию и область применения фундаментов, а также строительную классификацию и характеристику свай, приведенные соответственно в таблицах 5.1 и 5.2.

Таблица 5.1 — Классификация и область применения фундаментов

Тип и вид фундамента	Характеристика	Область применения
<p>1 Плитный (виды 1.1–1.3 по ТКП 45-5.01-67 (подраздел 4.2))</p> <p>1.1 Ленточный, в том числе перекрестные ленты и модифицированный по 5.1.5</p> <p>1.2 Столбчатый (отдельный) при $b \leq 10$ м (b — ширина или диаметр фундамента), площадью не более 100 м^2, в том числе модифицированный (5.1.5)</p> <p>1.3 Массивный при $b > 10$ м (b — см. вид 1.2), площадью более 100 м^2</p>	<p>Конструкция в виде протяженной ленты прямоугольного поперечного сечения, в том числе с уступами по высоте, или из нескольких перекрестных лент с плоской нижней плитной частью, через которую передается нагрузка на основание. Изготавливают в монолитном, сборном и комбинированном вариантах из типовых или индивидуальных элементов и материалов (7.1.2 и 7.1.3) (бетона, кирпича, бута, металла или их комбинации), возводимых согласно проектной документации (см. 4.1.1 и разделы 4–7)</p> <p>Отдельная конструкция, включающая плитную часть, передающую нагрузку на основание только через ее нижнюю плоскость (подшву), квадратной или прямоугольной формы с одним или несколькими уступами по высоте и подколонную часть. Материал конструкции и изготовление — см. вид 1.1</p> <p>Конструкция в виде железобетонного массива (сплошной, коробчатой, ребристой или кольцевой формы) под все сооружение или его часть</p>	<p>Для стен сооружений, под оборудование; ряды, отдельные опоры и колонны каркасов (при недостаточной прочности грунта основания; для снижения неравномерных деформаций); модифицированные по 5.1.5</p> <p>Для отдельных опор, конструкций и фундаментов оборудования, передающих на основание сосредоточенную нагрузку; модифицированные — по 5.1.5</p> <p>Для жестких сооружений (вышек, высотных зданий, башен, труб, элеваторов и др.), передающих на основания повышенные нагрузки, а также для сооружений на неравномерно и сильно сжимаемых основаниях со значительной изменчивостью свойств грунтов по глубине и простирацию в пределах пятна застройки. Для классов геотехнического риска условий строительства Б, Н и У</p>
<p>2 Свайный (виды 2.1–2.4)</p> <p>2.1 Односвайный</p>	<p>Фундамент из одной безростверковой сборной или набивной железобетонной сваи (таблица 5.2) повышенной несущей способности с уширенным оголовком, в котором размещаются подколонник, анкеры и другие элементы сопряжения с надземными конструкциями</p>	<p>Для сооружений с безростверковым опиранием надземных конструкций, передающих сосредоточенные нагрузки</p>

Продолжение таблицы 5.1

Тип и вид фундамента	Характеристика	Область применения
2.2 Свайный ленточный	Конструкция с однорядным или многорядным продольным расположением свай (таблица 5.2), объединенных поверху жесткой железобетонной балкой (ростверком) в виде лент, в том числе перекрестных, передающей нагрузку на основание только через сваи	Для стен сооружений, под оборудование и ряды колонн каркасов на сильно и неравномерно сжимаемых основаниях
2.3 Свайный отдельный из групп свай с шириной ростверка $b \leq 10$ м и площадью более 100 м^2	Фундамент, состоящий из группы свай (таблица 5.2), объединенных поверху жесткой плитой (ростверком), квадратной или прямоугольной формы с одним или несколькими уступами и подколонной частью, передающей нагрузку на основание только через сваи	Для отдельных опор, под колонны и фундаменты, оборудование, передающих на основание сосредоточенную нагрузку
2.4 Свайный массивный фундамент (далее — СМФ), в том числе свайно-плитные/плитно-свайные СП/ПС, с шириной ростверка $b > 10$ м и площадью более 100 м^2	СМФ — конструкция в виде сплошного массива (поля) свай по таблице 5.2, с шагом от $3d$ до $5d$, под все сооружение или его часть, жестко объединенных поверху ростверком в виде массивной железобетонной плиты сплошной, коробчатой или др. формы, нагрузка от которых на основание передается только через сваи. СП/СФ — тоже СМФ, но с шагом свай, как правило, более $5d$, нагрузка от которого передается через сваи и объединяющую их жесткую плиту-ростверк. Если более 50 % нагрузки передается на основание через сваи, фундамент относится к свайно-плитному, если от 50 % нагрузки и более передается через плиту-ростверк — к плитно-свайному	Для сооружений, передающих на основание повышенные нагрузки, или, при необходимости, прорезки неравномерно сильно сжимаемых обводненных грунтов верхней зоны с большой изменчивостью их свойств, для передачи нагрузки на более прочные подстилающие грунты. Для классов геотехнического риска условий строительства Б, Н и У
3 Специальный (виды 3.1–3.6) 3.1 Набивной столб	Конструкция из монолитного бетона или железобетона, укладываемого с уплотнением в предварительно изготовленную скважину диаметром $d > 0,8$ м	Уникальные высотные и подземные сооружения, ограждающие конструкции, фундаменты под тяжелое оборудование в грунтах с наличием крупных твердых включений, ограниченно пригодных для строительства; вертикальные нагрузки от сооружения на опору превышают 5 МН. Для классов геотехнического риска условий строительства Н и У

Текст открыт: 06.07.2023
13.09.2022 18:00. 2022.09.13

Тип и вид фундамента	Характеристика	Область применения
3.2 Опускной колодец и оболочка	Открытая сверху и снизу полая конструкция диаметром $d > 1,5$ м преимущественно бетонная и железобетонная, изготавливаемая методом погружения оболочек и опусканием монолитных (сборных) колодцев произвольных очертаний под воздействием собственного веса в процессе удаления грунта из-под конструкции с использованием, в случае необходимости, подмыва и вибраторов	Уникальные массивные и высотные сооружения с вертикальной нагрузкой на опору от 10 МН и более, горизонтальной — более 0,5 МН, ограждающие конструкции, фундаменты под тяжелое оборудование в грунтах с наличием крупных твердых включений, ограниченно пригодных для строительства. Для классов геотехнического риска условий строительства Б, Н и У
3.3 Плитный фундамент с анкерами	Плитные фундаменты с жесткими монолитными железобетонными сваями-анкерами диаметром ствола d от 150 до 300 мм, длиной L от 4 до 6 м (в том числе с напрягаемой арматурой) и уширенной пятой D от 300 до 1200 мм, воспринимающими выдергивающие, комбинированные нагрузки и составляющими одно целое с плитным фундаментом	В сооружениях с большими комбинированными (моментными, горизонтальными и выдергивающими) нагрузками на фундамент, а также при его устройстве в стесненных условиях. Для классов геотехнического риска условий строительства А, Б и Н
3.4 Буроинъекционный анкер и свая в грунте	Железобетонная свая в пробуренной скважине с преднапряженной тягой (анкером) в грунте и закрепленной рабочей частью (корнем), устраиваемой в скважинах, изготовленных механическим разбуриванием, раскаткой или опрессовкой нагнетанием (инъекцированием) под давлением бетонной смеси (расствора) в нижнюю часть скважины. Диаметр d от 80 до 300 мм, длина L до 100 м. При проектировании и устройстве целесообразно руководствоваться [1]	При реконструкции зданий и сооружений; для устройства ограждений глубоких котлованов и подземных сооружений с большими комбинированными нагрузками при устройстве фундаментов в стесненных условиях. Для классов геотехнического риска условий строительства Б, Н и У
3.5 Щелевой фундамент (баррелт, шлицевый)	Конструкция, устраиваемая из армированного бетона в разработанных обычной техникой неглубоких траншеях любой конфигурации глубиной h до 6 м, шириной b от 100 до 1000 мм, в том числе взаимно пересекающихся, концентрических и др. в неводонасыщенных устойчивых грунтах, без применения глинистых суспензий или обсадных труб	Опоры для сооружений с большими комбинированными нагрузками в сложных грунтовых условиях. Для классов геотехнического риска условий строительства А, Б, Н и У

Продолжение таблицы 5.1

Тип и вид фундамента	Характеристика	Область применения
3.6 Фундамент в пробитых полостях и выбуренных скважинах с вытрамбованной пятой и оголовком	Мелкозаглубленные, как правило, длиной от 2 до 10 м сваи и фундаменты в котлованах, изготавливаемые бетонированием выбуренных пробитых штампом, трамбовкой, полостей (в том числе с вытрамбованной пятой) разных конфигурации и размеров в плане и по длине ствола, с повторной штамповкой (при необходимости) уложенного в скважины материала (песка, щебня, тощего бетона) или установкой в пробитые полости сборных элементов фундаментов. Совмещают функции упрочнения основания и несущего элемента, воспринимающего нагрузку, что обеспечивает снижение энергетических и материальных затрат до 50 % по сравнению с плитными фундаментами. При проектировании целесообразно руководствоваться специальными техническими документами, например [2]	Фундаменты сооружений различного назначения. Для классов геотехнического риска условий строительства А, Б и Н (при соответствующем обосновании)
4 Ограждающий (виды 4.1 и 4.2) 4.1 Подпорная стена	Конструкция, удерживающая от обрушения находящийся за ней массив грунта и обеспечивающая устойчивость (сдвиг, опрокидывание) за счет собственного веса (массивная) или защемления и анкерования в основание (тонкостенная (уголковая), комбинированная). Массивные подпорные стены выполняют с вертикальными, наклонными (одной или двумя) гранями и подошвой; тонкостенные — в виде стен уголкового типа с консольной, контрфорсной, анкерной опорной плитой или консольно-защемленным шпунтом заанкеренного типа. Материал, размеры, заглубления установлены в проектной документации	Удерживание грунтов и сыпучих материалов (ограждение и крепление склонов, откосов, в том числе оползневых, котлованов; реконструкция земляных сооружений и др.). Для классов геотехнического риска условий строительства А, Б, Н и У

Окончание таблицы 5.1

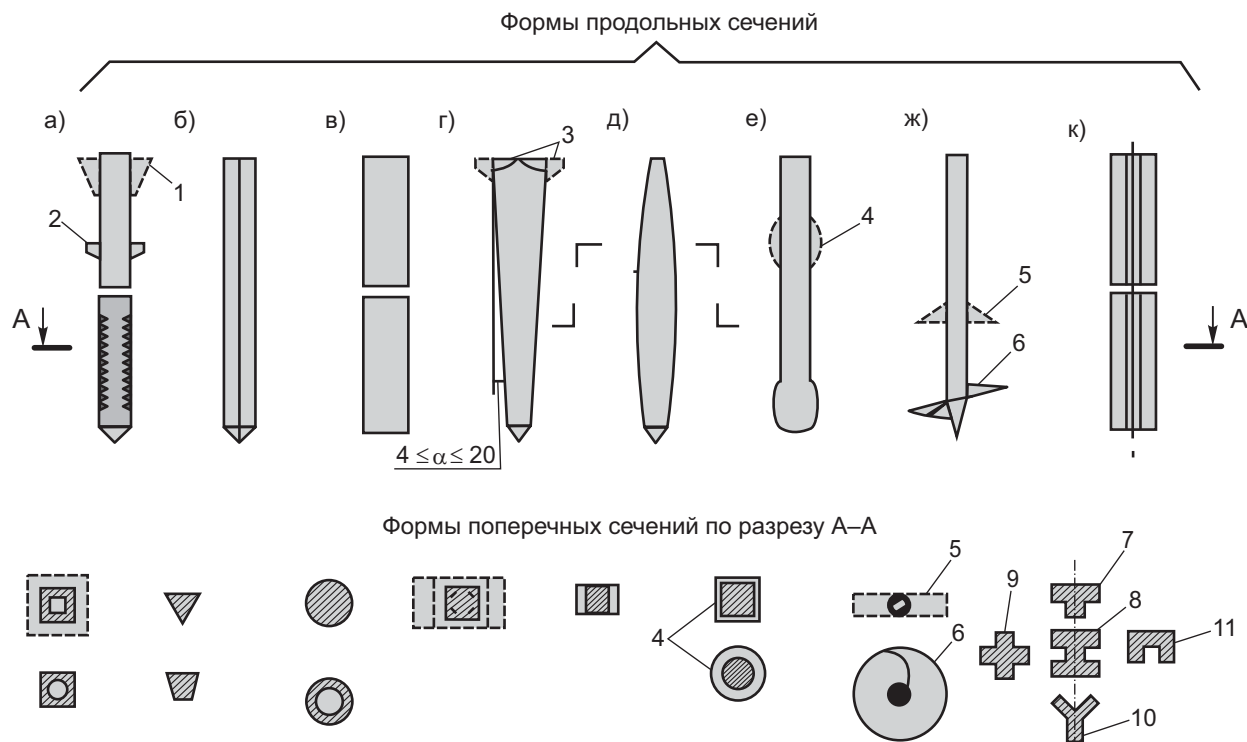
Тип и вид фундамента	Характеристика	Область применения
4.2 Траншейная и свайная стены, в том числе кольцевые	Несущие конструкции стен различных конфигураций, возводимых в грунте без предварительного раскрытия котлована из готовых (как правило, забивных) конструкций и монолитных из различных материалов (бетона, сборного или монолитного железобетона, глинистого грунта или грунтобетона), укладываемых в заранее выполненные глубокие траншеи (траншейная стена) шириной от 400 до 2000 мм и глубиной до 30 м или буровые скважины (свайная стена из буросекущихся свай), изготовленные под защитой с использованием тиксотропной глинистой суспензии по технологии «стена в грунте» (в том числе «струйной»), глубиной от 6 до 100 м. Проектирование и изготовление — в соответствии с ТКП 45-5.01-237	Ограждения котлованов, стены подземных сооружений, в том числе глубоких подвалов, заглубленных этажей, особенно в условиях стесненной застройки, противофильтрационные завесы и диафрагмы. Для классов геотехнического риска условий строительства Б, Н и У

Таблица 5.2 — Строительная классификация и характеристика свай по 4.1.2

Строительная классификация свай		
по виду конструкции	по типу конструкции (формы, материала, назначения) и способу передачи нагрузки на грунт	по способу (технологии) устройства на строительной площадке
<p>1 Готовые/сборные (далее — готовые) — изготавливают предварительно на заводе или полигоне, цельные и составные, погружаемые в грунт любым известным способом (графа 3) на строительной площадке</p> <p>2 Монолитные/набивные (далее — набивные) — изготавливают в грунте непосредственно на строительной площадке в скважинах посредством заполнения (набивкой) их различными строительными материалами (см. поз. 3, графу 2)</p>	<p>1 По конструктивному решению продольного, поперечного профиля (рисунок 5.1 а)–к) — для готовых, л)–п) — для набивных свай)</p> <p>2 По конструкции пяты и ствола — сваи с острым, тупым, открытым концом (для полого ствола, оболочки), с уширениями и полостями вдоль ствола и др. (рисунок 5.1 а)–к) — для готовых, л)–п) — для набивных свай)</p>	<p>1 Погружаемые в грунт для готовых свай (см. поз. 1, графу 1): вертикально или наклонно без выемки грунта (в том числе с подмывом или в лидерную, предварительно разбуренную скважину меньшего диаметра) — забивкой (забивные), задавливанием, вибропогружением, завинчиванием и комбинированным способом в соответствии с проектной документацией (см. разделы 4–7) и СП 5.01.03</p>

Окончание таблицы 5.2

Строительная классификация свай		
по виду конструкции	по типу конструкции (формы, материала, назначения) и способу передачи нагрузки на грунт	по способу (технологии) устройства на строительной площадке
3 Сборно-набивные — изготавливают с установкой в предварительно выполненные на строительной площадке скважины готовых конструкций по поз. 1	<p>3 По материалу — бетонные, железобетонные, металлические и деревянные (для готовых свай); грунто- и бутобетонные, бетонные, железобетонные, из комбинаций указанных материалов, в том числе установленные в скважины готовые конструкции и др. (для набивных свай)</p> <p>4 По армированию — армированные полностью (для готовых свай); армированные частично или неармированные, согласно расчету (для набивных свай)</p> <p>5 По назначению — несущие (сваи фундаментов) и ненесущие (армозлементы для укрепления грунтов, тампоны, дрены)</p> <p>6 По расчетной схеме — сваи-стойки и защемленные в грунте; в зависимости от длины и ширины поперечного сечения: жесткие и гибкие</p>	<p>2 Изготавливаемые на строительной площадке для набивных свай (см. поз. 2, графу 2), выполненных посредством:</p> <p>2.1 укладки материала (см. поз. 3, графу 2) в заранее изготовленные:</p> <p>а) буровые скважины (традиционный способ), устраиваемые с выемкой (удалением) грунта как без крепления ее стенок «сухим» способом, так и с креплением обсадной трубой или различными водными растворами, предотвращающими их обрушение (вывал грунта);</p> <p>б) буровые скважины с опрессовкой их стенок в процессе укладки в них твердеющего материала (инъекционные) (например, сваи СФА, РИТ и др.);</p> <p>в) пробитые скважины, устраиваемые без выемки грунта, посредством вытеснения его в стенки полости методами трамбовки, штамповки, раскатывания, виброштамповки лидерами — штампами</p> <p>2.2 струной технологии</p> <p><i>Примечание</i> — Набивные сваи изготавливают в соответствии с проектной документацией (см. разделы 4–7), СП 5.01.03, а также с учетом [1], [3] методом укладки материала свай в заранее пробуренные (в водонасыщенных грунтах с креплением стенок скважин металлическими трубами или глинистым раствором), или пробитые вертикальные, наклонные скважины с использованием бурового и виброударного оборудования, штампов различной конфигурации, погружаемых забивкой, сбрасыванием или вибропогружением, а также посредством перемешивания грунта с цементом по струйной технологии</p>



- 1 — забивной оголовок; 2 — консоль для свай-колонны; 3 — консоль для стойки и каркаса;
 4 — уширение; 5 — раскрывающиеся лопасти; 6 — винтовые лопасти;
 7 — тавровое сечение; 8 — двутавровое сечение; 9 — крестообразное сечение;
 10 — трехполосное сечение; 11 — швеллерное сечение; 12 — лучевидное сечение (см. л))

Рисунок 5.1, лист 1 — Формы продольных и поперечных сечений готовых (а)–(к) и набивных (л)–(п) свай по таблице 5.2:

- а** — призматическая квадратная цельная и составная (прямоугольная), сплошная и полая (в том числе с шероховатой поверхностью, с забивным оголовком, консолями для свай-колонны);
б — треугольная и трапециевидная;
в — цилиндрическая (в том числе свай-оболочки) кольцевая цельная и составная, сплошная и полая;
г — пирамидальная конусная (в том числе с консолями) под стойку каркаса;
д — ромбовидная;
е — призматическая булавовидная, с уширениями в уровне ствола или пяты с двух или четырех сторон;
ж — цилиндрическая винтовая с раскрывающимися или винтовыми лопастями в уровне пяты и/или по длине ствола;
к — профильная цельная и составная;
л — цилиндрическая, в том числе с уширениями (опрессовкой, инжектированием механическим способом и др.) или лучевидными механическими уширениями по длине ствола и в уровне пяты;
м — цилиндрическая, комбинированная призматическая с камуфлетным или выштампованным (выштампованным) уширением в уровне пяты или ствола;
н — конусная пирамидальная с большим поперечным сечением вверху;
п — конусная трапециевидная с большим поперечным сечением внизу

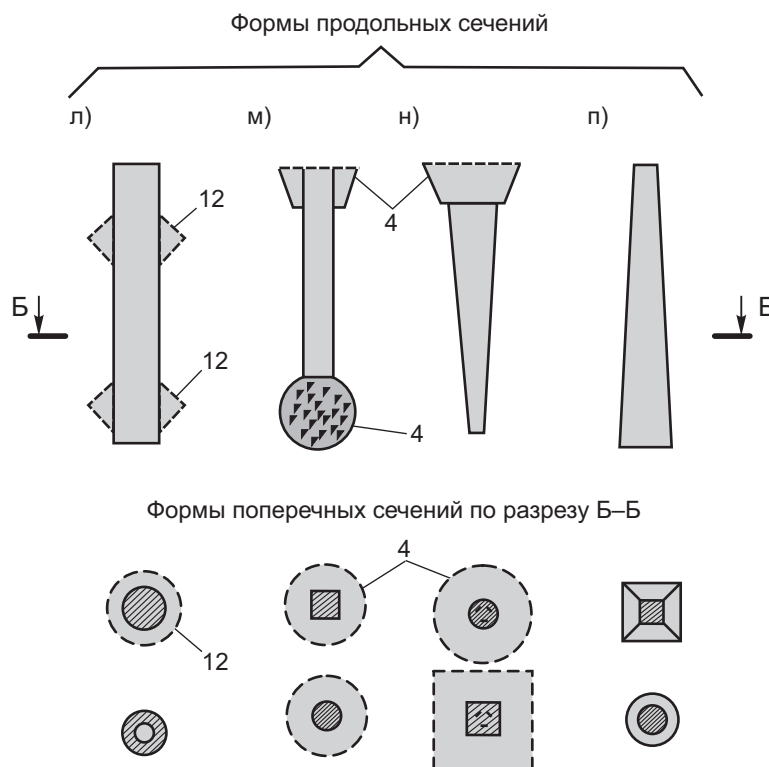


Рисунок 5.1, лист 2

5.1.2 Выбор вида и конструкции фундамента производят с учетом таблицы 5.1, исходных данных по 5.1.3, класса геотехнического риска условий строительства (таблица А.1 и рисунок А.1 (приложение А)), системы сооружения, величины и характера нагрузок от него, требований по охране окружающей среды, техники безопасности и технико-экономическое сравнение вариантов (см. 4.3).

Проектирование фундаментов выполняют с учетом особенностей строительной площадки объекта:

- а) вновь осваиваемая (свободная);
- б) предварительно подготовленная (отсыпкой, намывом, усилением и др.);
- в) расчищенная от существующих строений в условиях уплотняемой городской застройки;
- г) неблагоприятные участки (свалки, пойма и др.) в зоне существующей застройки;
- д) территории реконструируемых зданий и сооружений, в том числе памятники архитектуры.

5.1.3 Исходные данные для проектирования фундаментов на площадках по 5.1.2 (перечисления а) и б)) должны содержать:

- генеральный план площадки с контурами и осями проектируемого сооружения, инженерно-геологическими выработками, планировочными отметками, сведениями о существующих, проектируемых и возводимых зданиях, подземных коммуникациях сооружений;

- конструктивное решение надземной и заглубленной частей сооружения с необходимыми чертежами (планы, разрезы), абсолютной отметкой первого этажа, несущих конструкций, их размерами и отметками низа, размерами и глубиной заложения подземных помещений и фундаментов, расположения оборудования;

- расчетные нагрузки на фундаменты и полы в требуемых сочетаниях с указанием временных нагрузок, цикличности действия и места их приложения;

- предельные значения общих и неравномерных осадок сооружения.

Исходные данные для проектирования фундаментов на площадках по 5.1.2 (перечисления в)–д)) дополнительно должны содержать:

- архивные материалы технических изысканий по существующим и проектируемому или реконструируемому объекту (при их наличии);

- указание о назначении (расширение, реконструкция, техническое перевооружение) и характере (пристройка, надстройка, перестройка, сооружение подземных помещений и т. д.) реконструкции;

— проект реконструкции здания с конструктивными и технологическими особенностями новых элементов сооружения и их параметров;

— сведения о действующих и ожидаемых после завершения строительства значениях расчетных нагрузок на фундаменты существующих сооружений, в том числе динамических, теплотехнических и т. д.;

— сведения о наличии и интенсивности утечек из водонесущих коммуникаций, их состоянии; сведения о дренажных системах, химическом составе и агрессивности технологических вод;

— информацию об особенностях возведения и эксплуатации объекта, вызывающих негативное изменение окружающей среды;

— отчет по результатам обследования реконструируемого и соседних зданий, включая сведения о сроках и истории их возведения, эксплуатации, текущем состоянии конструкций, основания и фундаментов, действующих на них нагрузках;

— результаты наблюдений за осадками оснований фундаментов (при наличии).

5.1.4 Для изготовления фундаментов сооружений классов надежности RC1–RC3 применяют железобетон, бетон (грунтобетон), камни (кирпич, бут и др.), сталь и дерево, соответствующие требованиям ТНПА на данный вид материала конструкций фундаментов по условиям прочности, деформативности, морозостойкости, водонепроницаемости, размокаемости и др., а также положениям 5.1.5 и раздела 7.

Для сооружений классов надежности RC2 и RC3 в качестве материала для фундаментов по таблице 5.1 применяют бетон, камни и сталь; для сооружений классов надежности RC1 и RC2, при обеспечении соответствующей надежности и безопасности, допускается применять дерево, кирпич, грунтобетон.

5.1.5 К модифицированным плитным фундаментам относятся ленточные и столбчатые конструкции с измененной конфигурацией подошвы или различными способами подготовки их ложа:

а) прерывистые ленточные сборные;

б) с вырезами в плитной части (угловыми, боковыми по длине плиты);

в) с промежуточной подготовкой ложа (переменной жесткостью основания);

г) с наклонной или изогнутой (цилиндрической, угловой и др.) плитной частью (подошвой);

д) с анкерными сваями.

Применение фундаментов, указанных в перечислениях а)–в), для классов геотехнического риска условий строительства Б, Н и У (приложение А) и в сооружениях класса надежности RC3 не допускается, в том числе на:

— основаниях, которые в пределах сжимаемой толщи содержат слабые, малопрочные песчаные и глинистые грунты (рыхлые насыпные с показателем текучести $I_L \geq 0,5$ и $e \geq 0,65$);

— основаниях категории сложности II и III, обводненных, с неравномерно сжимаемыми грунтами, с прослойками торфа, биогенных и тиксотропных при замачивании грунтов;

— основаниях, при вероятности возникновения вибродинамических и геодинамических воздействий от транспортных нагрузок, строительного и производственного оборудования, сейсмических сотрясений и др.

Проектирование модифицированных фундаментов, указанных в перечислениях а)–д), осуществляют по ТНПА, индивидуальным методикам (рекомендациям, инструкциям и др.) или экспериментальной технической документации с учетом 4.1.1 и 4.1.7 настоящих строительных правил, а также требований СН 1.03.01.

5.1.6 Проектирование фундаментов по 5.1 выполняют в соответствии с 5.1.5, таблицами 5.1 и 5.2, рисунком А.1 (приложение А) и основных положений по их применению в конкретных условиях строительства, приведенных в 5.1.6.1–5.1.6.8.

5.1.6.1 Плитные ленточные и столбчатые фундаменты на естественном основании наиболее эффективны для возведения объектов классов надежности RC1 и RC2 при классе геотехнического риска условий строительства А и Б (на однородно сжимаемых основаниях), с глубиной заложения подошвы от поверхности грунта d , исходя из экономической целесообразности, как правило, не более 2,0 м — для сборных конструкций и не более 2,5 м — для монолитных конструкций.

Вид фундамента в зависимости от средней интенсивности давления на основание и экономической целесообразности рекомендуется назначать с учетом таблицы 5.3 и рисунка А.1 (приложение А).

Таблица 5.3 — Рекомендуемые виды фундаментов в неводонасыщенных равномерно сжимаемых основаниях для объектов классов геотехнического риска условий строительства А и Б по экономической целесообразности

Вид фундамента по таблице А.1 (приложение А)	Средняя интенсивность давления на основание, МПа
Плитный ленточный и отдельно расположенный	От 0,05 до 0,15 включ.
Плитный из перекрестных лент	Св. 0,15 до 0,30 включ.
Плитный массивный под всем зданием или его частью	Св. 0,30 до 0,60 включ.
Свайные: СФ/СП/ПС из забивных и набивных свай	Св. 0,50 (см. 5.1.6)
Свайные из готовых и набивных свай уплотнений по [2]	Св. 0,05 (см. 5.1.6.5)

5.1.6.2 Плитные сборные ленточные и отдельные (сборные, монолитные) фундаменты для сооружений класса надежности RC2 и RC3 на основаниях II и III категорий сложности по рисунку А.1 (приложение А) под колонны и несущие стены (с фундаментными балками) при p от 0,15 до 0,30 МПа применяют при относительной неравномерности осадок, не превышающей предельно допустимых значений, приведенных в приложении Б, при средней осадке не более 50 мм и при наличии замкнутых горизонтальных поясов жесткости на основаниях категории сложности III.

5.1.6.3 Свайные фундаменты из забивных стандартных свай применяют при невозможности обеспечения плитными фундаментами допустимых деформаций, приведенных в приложении Б (в пределах интенсивности давления согласно таблице 5.3), или при условии экономической целесообразности согласно 4.3 (например, в зимних условиях строительства, при наличии обводненных оснований, в случае необходимости прорезки непрочных грунтов, залегающих с поверхности строительной площадки, и др.).

Буронабивные традиционные сваи рекомендуется применять при невозможности использования забивных свай (из-за отсутствия материальной базы, недопущения динамической нагрузки на здания и сооружения при наличии валунов, камней, прочных прослоек, препятствующих их погружению и т. д.) или других эффективных свай, например, по 5.1.6.5. Экономически целесообразны при нагрузке на сваю не менее 1000 кН.

5.1.6.4 В пределах одного здания (объекта) применяют фундаменты одного типа. При классе геотехнического риска условий строительства А в ряде случаев (например, в условиях стесненной городской застройки, при реконструкции и др.) допускается использовать различные типы фундаментов, но не более двух, если относительная неравномерность осадок смежных участков (секций), не превышает допустимые значения, приведенные в приложении Б, и средняя осадка фундаментов составит не более 50 % от допустимого значения согласно приложению Б, с выполнением дополнительных мероприятий по повышению жесткости объекта и его основания (замкнутые горизонтальные пояса, диафрагмы жесткости, упрочнение грунтов и т. д.).

5.1.6.5 Железобетонные стандартные сваи по СТБ 1075 применяют на объектах при классах геотехнического риска условий строительства Б и Н, если они экономически эффективны или безальтернативны.

Готовые сваи малого поперечного сечения менее (25×25) см и набивные сваи в пробитых (выштампованных, вытрамбованных, раскатанных, проколотых) скважинах [2] и др. применяют для вертикального армирования (упрочнения, создания геомассивов) грунтов и свайных фундаментов сооружений классов надежности RC1 и RC2 при необходимости распределения нагрузки в верхних слоях основания, в том числе со слабыми и малопрочными (рыхлыми, насыпными и др.) грунтами ($p_d \geq 1,2$ МПа).

5.1.6.6 СП/ПС фундаменты (см. таблицу 5.1), как правило, наиболее эффективны для массивных зданий повышенной этажности классов надежности RC2 и RC3 (высотой не менее 30 м) и уникальных, возводимых на площадках с равномерно сжимаемыми по глубине основаниями категории сложности I и II согласно рисунку 5.1 (приложение А).

5.1.6.7 Бурозавинчивающиеся и вдавливаемые железобетонные сваи применяют при возведении и реконструкции в стесненных условиях городской застройки при необходимости устранения динамических воздействий на существующие сооружения или недопустимых деформаций от разрыхления грунтов при проходке буровых скважин для буронабивных свай рядом с усиливаемыми фундаментами.

Металлические винтовые сваи применяют при строительстве на объектах классов надежности RC1 и RC2 для любых грунтов, за исключением прочных и скальных. Они особенно приоритетны при наличии значительных выдергивающих, горизонтальных и моментных нагрузок и возведении объектов в сложных (специфических) условиях строительства (на труднодоступных строительных площадках, на площадках со сложным рельефом, при низкопрочных, обводненных грунтах в верхней зоне основания и др.).

5.1.6.8 Буросекущиеся сваи применяют в качестве комбинированных (несущих и ограждающих) конструкций при устройстве заглубленных сооружений, подпорных стен, ограждений глубоких котлованов и при освоении подземного пространства.

5.1.7 В проектной документации на устройство оснований и фундаментов приводят:

— основные физико-механические и гидрогеологические характеристики грунтов несущего слоя, глубину которого устанавливают в соответствии с требованиями ТКП 45-5.01-67;

— требования к материалам;

— расчетные схемы фундаментов с расчетными нагрузками на них, расположение фундаментов по высоте и в плане, армирование, расход материалов, спецификации;

— требования к устройству фундаментов (в том числе скважин, свай и котлованов);

— методы контроля, места проведения испытаний, натурных измерений осадок и деформаций сооружений на стадиях возведения и эксплуатации, результаты ГМ в соответствии с разделом 12 (в случае необходимости).

Также указывают минимально допустимое расстояние от фундаментов до выработок (котлованов, траншей и т. д.), устраиваемых в процессе возведения и эксплуатации сооружений.

5.1.8 В проектной документации на устройство оснований и фундаментов выполняют расчет, с учетом положений раздела 4, по выбору основания (естественное или искусственное), а также типа и вида конструкции фундамента и глубины его заложения (несущего слоя); с учетом инженерно-геологических, гидрогеологических и климатических условий строительной площадки, особенностей окружающей среды, застройки, способа производства работ и положений 4.1, 4.3.

5.1.9 Разработку проектной документации осуществляют в соответствии с СН 2.01.01, СН 2.01.02, ТКП 45-1.02-295, СТБ 2255.

5.2 Методы расчета оснований и конструкций плитных, свайных, свайно-плитных, плитно-свайных фундаментов

5.2.1 Расчет конструкций фундаментов выполняют на воздействие строительных и эксплуатационных нагрузок от сооружения, а для сборных конструкций — дополнительно на усилия от собственного веса при их изготовлении, складировании, транспортировании и монтаже.

5.2.2 Расчет оснований плитных фундаментов производят по 4.1.9 и 4.1.10, используя теорию предельного равновесия и линейно-деформированного полупространства среды согласно ТКП 45-5.01-67, на основе требований СН 2.01.01 и ТКП EN 1997-1 с определением:

— глубины заложения фундаментов;

— расчетного сопротивления грунта;

— размеров подошвы и тела (до верха обреза) фундамента;

— горизонтальных смещений (сдвига) по подошве фундамента;

— деформаций основания по условию 4.2;

— несущей способности основания;

— несущей способности слабого подстилающего слоя.

5.2.3 Глубину заложения фундаментов определяют на основании следующих условий:

а) назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, влияния расположенных вблизи сооружений и инженерных коммуникаций, инженерно-геологических, гидрогеологических, геоэкологических условий площадки строительства и возможных их изменений;

б) не менее глубины сезонного промерзания грунтов;

в) не менее 0,5 м от поверхности грунта и пола подвала (подземной части) здания.

5.2.4 Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} , м, определяют как среднее значение ежегодной максимальной глубины сезонного промерзания грунтов за период наблюдений не менее 10 лет на открытой, очищенной от снега горизонтальной площадке при отсутствии подземных вод. При отсутствии данных наблюдений глубину сезонного промерзания грунтов определяют теплотехническим расчетом.

Расчетную глубину сезонного промерзания грунта d_f , м, определяют в соответствии с ТКП 45-5.01-67, с учетом [4].

5.2.5 Глубину заложения фундаментов для отапливаемых сооружений из условия недопущения морозного пучения грунтов основания назначают:

- для наружных стен — от уровня планировки по таблице 5.4;
- для внутренних стен и колонн — независимо от расчетной глубины промерзания;
- для сооружений с холодными подвалами или техническими подпольями, имеющими отрицательную температуру в течение года, — по таблице 5.4 (от пола подземной части здания, подвала или технического подполья).

Таблица 5.4 — Глубина заложения фундамента отапливаемых сооружений из условия недопущения морозного пучения грунтов основания

Виды грунтов под подошвой фундамента и их характеристики	Глубина заложения фундамента в зависимости от расчетной глубины промерзания грунта d_f по ТКП 45-5.01-67	
	не зависит от d_f	не менее d_f
	Глубина уровня подземных вод $d_{\text{в}}$, м, относительно расчетной глубины промерзания грунта d_f	
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем из песка гравелистого, крупного и среднего	Независимо от глубины уровня подземных вод $d_{\text{в}}$	—
Мелкие и пылеватые пески, крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем в количестве не более 30 % по массе	$d_{\text{в}} \geq 1,0$	$d_{\text{в}} < 1,0$
Супеси	$d_{\text{в}} \geq 1,5$	$d_{\text{в}} < 1,5$
Суглинки: $I_p \leq 12$ $I_p > 12$	$d_{\text{в}} \geq 2,0$ $d_{\text{в}} \geq 2,5$	$d_{\text{в}} < 2,0$ $d_{\text{в}} < 2,5$
Глины, $I_p \leq 28$	$d_{\text{в}} \geq 3,0$	$d_{\text{в}} < 3,0$
<i>Примечание</i> — При отсутствии зависимости глубины заложения фундаментов от расчетной глубины промерзания грунта d_f соответствующие грунты должны залегать на глубину не менее нормативной глубины промерзания; в проектной документации предусматривают мероприятия, исключающие подъем уровня подземных вод при возведении.		

5.2.6 Методы расчета оснований и конструкций плитных фундаментов по предельным состояниям

5.2.6.1 Оценка предельных состояний оснований и конструкций плитных фундаментов производят из условий (4.1), (4.2) с учетом 4.1.9 и 4.1.10.

5.2.6.2 Размеры подошвы плитных фундаментов определяют расчетом с использованием инженерно-теоретического метода по ТКП 45-5.01-67, исходя из условий: (5.1) — для центрально нагруженного фундамента, (5.2) — для внецентренно нагруженного фундамента:

$$V_{k,\text{mean}} / A' \leq R_k, \quad (5.1)$$

$$V_{k,\text{max}} / A' \leq 1,2R_k; V_{k,\text{max},c} / A' \leq 1,5R_k; V_{k,\text{min}} / A' \geq 0, \quad (5.2)$$

где $V_{k,\text{mean}}$, $V_{k,\text{max}}$, $V_{k,\text{max},c}$, $V_{k,\text{min}}$ — соответственно репрезентативные (характеристические) значения среднего, максимального, в том числе в крайней точке «с» (см. ТКП 45-5.01-67), и минимального вертикальных воздействий или их вертикальная составляющая компонента от полного воздействия, нормальная к подошве фундамента, кН;

A' — эффективная площадь подошвы фундамента, м²;

R_k — характеристическое сопротивление грунта сжатию под его подошвой (5.2.7), кПа.

5.2.6.3 Для внецентренно нагруженного плитного фундамента (при действии на него изгибающих моментов во взаимоперпендикулярных направлениях) максимальное краевое давление определяют соответственно вдоль каждой оси фундамента.

5.2.7 Характеристическое сопротивление грунта сжатию R_k под подошвой плитного фундамента определяют инженерно-теоретическим методом с использованием формул по В.5 (приложение В) настоящих строительных правил и ТКП 45-5.01-67.

5.2.8 Расчет фундамента на сдвиг по его подошве производят из условия

$$\sum H_{s,a} \leq \frac{\gamma_c \cdot \sum R_{s,r}}{\gamma_n}, \quad (5.3)$$

где $\sum H_{s,a}$ и $\sum R_{s,r}$ — суммы проекций на плоскость скольжения соответственно проектных (расчетных) сдвигающих и удерживающих сил, определяемых с учетом активного и пассивного давления грунта, кН;

γ_c — коэффициент условий работы; в зависимости от вида и состояния грунта принимают равным:

- 1,0 — для песков, скальных неветрелых и слабоветрелых грунтов;
- 0,9 — для пылеватых песков, а также ветрелых скальных и глинистых грунтов в стабилизированном состоянии;
- 0,80 и 0,85 — соответственно для сильноветрелых скальных и глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии;

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения; в зависимости от категории сложности основания (А.2, приложение А) принимают равным:

- 1,1 — для оснований категории сложности I по рисунку А.1 (приложение А);
- 1,15 — для оснований категории сложности II по рисунку А.1 (приложение А);
- 1,2 — для оснований категории сложности III по рисунку А.1 (приложение А).

5.2.9 Свайные фундаменты, приведенные в таблице 5.1, при расчете следует подразделять на фундаменты с высоким и низким ростверком, а сваи — на сваи-стойки и сваи, защемленные в грунте, жесткие и гибкие. К высоким ростверкам относятся конструкции, подошва которых находится над поверхностью грунта, а сваи в верхней части имеют свободную длину и защемлены в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии L , м, определяемом по формуле

$$L = L_c + \frac{2}{\alpha_\epsilon}, \quad (5.4)$$

где L_c — свободная длина участка сваи, м, от подошвы ростверка до ближайшего слоя грунта с модулем деформации $E > 5$ МПа; если слой грунта с $E \geq 10$ МПа залегает непосредственно с поверхности отметки планировки $L_c = 1$;

α_ϵ — коэффициент деформации сваи, м^{-1} ; определяют по формуле

$$\alpha_\epsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{EI}}, \quad (5.5)$$

здесь K — коэффициент пропорциональности, кН/м^4 ; принимают в зависимости от вида грунта и типа сваи по таблице 5.5;

b_p — условная ширина сваи, м; принимают равной:

$d + 1,0$ — для свай-оболочек, буронабивных свай и свай-столбов с диаметром стволов 0,8 м и более;

$1,5d + 0,5$ — для остальных свай и размеров их сечений;

E — модуль упругости материала сваи при сжатии и растяжении, кПа;

I — момент инерции поперечного сечения сваи, м^4 .

К низким несущим ростверкам относятся конструкции, подошва которых располагается на поверхности предварительно упрочненного грунта (незаглубленные), и конструкции, заглубленные в грунт на глубину не менее 0,5 м с модулем деформации $E \geq 10$ МПа в уровне его подошвы и ниже, в активной зоне.

Таблица 5.5 — Значения коэффициента пропорциональности K

Вид грунта	Значение K^* , кН/м ⁴
Глины и суглинки текучепластичной консистенции ($0,75 < I_L \leq 1,0$)	$\frac{600-2500}{500-2000}$
Глины и суглинки мягкопластичные ($0,50 \leq I_L \leq 0,75$), супеси пластичные ($0 \leq I_L \leq 1,0$), пески пылеватые ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	$\frac{2500-5000}{2000-4000}$
Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 \leq I_L \leq 0,5$), супеси твердые ($I_L < 0$), пески мелкие ($0,60 \leq e \leq 0,75$), пески средней крупности ($0,55 \leq e \leq 0,70$)	$\frac{5000-8000}{4000-6000}$
Глины и суглинки твердой консистенции ($I_L < 0$), пески крупные ($0,55 \leq e \leq 0,70$)	$\frac{8000-13\ 000}{6000-10\ 000}$
Пески гравелистые, гравий и галька с песчаным заполнителем ($0,55 \leq e \leq 0,70$)	$\frac{10\ 000-20\ 000}{10\ 000-20\ 000}$
* В числителе — для забивных свай, в знаменателе — для набивных свай и свай-оболочек.	

5.2.10 Свай-стойки передают нагрузку от сооружения нижним концом на скальные или малосжимаемые грунты с $E \geq 50$ МПа, при этом силы трения на боковой поверхности, за исключением сил отрицательного трения, не учитывают.

Сваи, заземленные в грунте, при их вдавливании передают на грунт нагрузку нижним концом и боковой поверхностью ствола.

Сваи, погруженные в основание на глубину z , м, равную восьми ее диаметрам (сторонам) d , относятся к жестким конструкциям, изгиб которых допускается не учитывать.

Сваи, погруженные на глубину z , м, св. $8d$ до $40d$, являются конструкциями конечной жесткости, изгибаемыми вокруг отдельной нулевой точки с жестким поворотом вокруг нее.

Сваи, погружаемые на глубину более $40d$, при отсутствии жесткого поворота и наличии только изгиба считаются гибкими (бесконечно длинными) конструкциями.

5.2.11 Проектирование свайных фундаментов включает расчет по несущей способности грунтов основания, материала и по эксплуатационной пригодности (см. 4.1.10, перечисление б)), а также конструирование фундамента из свай и ростверка. Тип и размеры свай назначают на основе ТЭО (см. 4.3), рекомендаций 5.1.6 и с учетом приложения А одновременно с назначением глубины заложения и размеров ростверка, а также определением его стоимости. При этом разница между несущей способностью свай по материалу и грунту не должна превышать 15 %–20 %.

5.2.12 Расчет свай и ростверка по несущей способности и эксплуатационной пригодности включает:

— расчет по грунту — определение нагрузок и деформаций, допускаемых на основание свайного фундамента, обеспечивающих его прочность и устойчивость при любых сочетаниях внешних воздействий и условий: особенности специфических грунтов (раздел 8), сила отрицательного трения на боковой поверхности свай в соответствии с СП 5.01.03 и др., а также надежность и долговечность на всех стадиях возведения и эксплуатации объекта;

— расчет по материалу — определение прочности материала свай и ростверка при сжатии, растяжении, изгибе или сдвиге и деформаций (по образованию и раскрытию трещин в элементах фундамента), обеспечивающих его надежность и долговечность при любых сочетаниях внешних нагрузок на всех стадиях возведения и эксплуатации объекта согласно ТНПА на соответствующие виды материалов.

5.2.13 Проверку предельных состояний по несущей способности и деформациям оснований свай и свайных фундаментов производят методами:

а) расчетно-теоретическим (инженерно-практическим) с использованием аналитических формул и таблиц по 5.2.14, 5.2.17, 5.2.20, приложению В настоящих строительных правил, СП 5.01.03 и численных методов расчета на базе программных средств, отвечающих положениям 4.1.9, В.3 (приложение В) настоящих строительных правил, СП 5.03.01, [1]–[3];

б) расчетно-опытным (5.2.16, 5.2.17) с использованием результатов полевых испытаний грунтов:

— сваями в процессе их динамической забивки (испытаний) согласно СТБ 2242;

— динамическим, статическим зондированием и эталонной сваей в соответствии с СТБ 2242, ГОСТ 19912;

— сваей, нагруженной статической нагрузкой согласно СТБ 2242 и динамической нагрузкой в соответствии с ТКП 45-5.01-264;

в) наблюдательным по результатам опыта строительства, ГМ, каталога испытаний свай в аналогичных условиях.

5.2.14 Расчет прочности (предельное состояние по несущей способности) материала и грунта основания одиночных и отдельных (в составе свайного фундамента) вертикальных свай одинаковых типов, размеров (длины), расположенных с шагом от $3d$ до $5d$ производится исходя из гарантируемого выполнения (непревышения) условий (5.6), (5.7); принимают наименьшее значение:

$$R_{c,d,m} \geq F_{c,d} \leq mnR_{c,d}, \quad (5.6)$$

$$\text{где } F_{c,d} = \gamma_F F_{rep}; \quad R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_k}; \quad R_{c,d,m} = \frac{R_{c,k,m}}{\gamma_m}. \quad (5.7)$$

В формулах (5.6), (5.7):

$F_{c,d}$, F_{rep} — соответственно проектное (расчетное, допускаемое) и репрезентативное ($F_{rep} = \psi F_k$) значения вертикальной нагрузки на сваю или группу свай (фундамент) от сооружения, кН; при наиболее невыгодных сочетаниях усилий (вертикальных, моментных и горизонтальных), с учетом собственного веса ростверка, свай с грунтом в межсвайном пространстве, силовых и несиловых внешних воздействий, определяют в соответствии с СН 2.01.01, СН 2.01.02, СН 2.01.04, СН 2.01.05, СП 5.03.01, с учетом [3]. (Горизонтальную нагрузку на свайный фундамент с вертикальными сваями одинаковых размеров допускается принимать равномерно распределенной между ними);

m — коэффициент группового эффекта свай, зависящий от их шага и количества в ростверке; для классов сложности оснований I и II (приложение А), принимают равным:

1,0 — при шаге свай $3d \leq a \leq 5d$, для ленточных однорядных, отдельных и массивных фундаментов из групп свай с $n \leq 4$;

0,95 — при шаге свай $3d \leq a \leq 5d$ при двухрядном ленточном ростверке и $5 \leq n \leq 16$ в группе;

0,9 — при шаге свай $3d \leq a \leq 5d$ при количестве рядов в ленточном ростверке более двух и $n > 16$ в группе;

n — количество свай в ростверке, шт.;

$R_{c,d}$, $R_{c,d,m}$ — проектное (расчетное) сопротивление сжатию при расчете по несущей способности, соответственно допускаемое на грунт основания и материал конструкций свай (фундамент), кН; принимают меньшее значение;

γ_F — коэффициент надежности по нагрузкам (к постоянной нагрузке — γ_G , к переменной — γ_Q); принимают в соответствии с СН 2.01.01, СН 2.01.02, СН 2.01.04, СН 2.01.05, ТКП EN 1997-1;

$R_{c,k}$, $R_{c,k,m}$ — характеристическое значение соответственно грунта основания и материала свай (фундамент) сжатию; определяют:

методом расчета $R_{c,k,cal}$: для грунтов — по формуле (5.8), приложению В, а также другими методами (см. 4.1.9 и 4.1.17); для материала свай (фундамент) — по ТКП EN 1992-1-1 и ТНПА в соответствии с применяемыми материалами;

по результатам испытаний по СТБ 2242 $R_{c,k,m}$ для оснований свай — по 5.2.16, с учетом СП 5.03.01 и [3]; для материала свай (фундаментов) — по ТНПА на соответствующий вид используемого материала;

γ_k — коэффициент надежности метода определения проектного (расчетного) сопротивления грунтового основания вдавливаю свай; принимают по таблице 5.6;

γ_m — коэффициент надежности по используемому материалу для свай и ростверка согласно ТНПА на соответствующий вид используемого материала.

Таблица 5.6 — Частный коэффициент надежности метода определения предельного (расчетного) сопротивления грунтового основания вдавливаю сваи γ_k

Метод определения значения $R_{c,d}$ по 5.2.13	γ_k
1 Расчетно-теоретический	1,40
2 Расчетно-опытный с использованием данных:	
а) полевых испытаний статической нагрузкой:	
для сплошных полей с количеством свай более 100 шт. под жесткие сооружения (см. 4.1.17.2) при осадке более 30 см и количестве испытанных свай $n \geq 10$	1,00
в других случаях, за исключением буронабивных свай, изготовленных с выемкой грунта, в том числе при устройстве уширений механическим способом	1,20
для буронабивных свай, изготовленных с выемкой грунта, в том числе при устройстве уширений механическим способом, при количестве испытаний менее 6 шт. или при их изготовлении в обводненных или глинистых грунтах с $I_L \geq 0,6$	1,25
б) статического и динамического зондирования грунтов, динамических испытаний свай, забивкой, с учетом упругих деформаций грунта, а также полевых испытаний грунта эталонной сваей или сваей-зондом	1,25
в) полевых испытаний свай, защемленных в грунте, в составе фундаментов с высоким или низким ростверками СФ/СП/ПС, на основаниях, в составе которых залегают грунты с $E \leq 5$ МПа, воспринимающих вдавливающую и выдергивающую нагрузки, — в зависимости от количества свай в фундаменте:	
от 21 и более, при выдергивающих нагрузках для свай и свай-стоек длиной $L \geq 4$ м	1,40 (1,25)
от 11 до 20 включ.	1,55 (1,40)
“ 6 “ 10 “	1,65 (1,50)
“ 1 “ 5 “	1,75 (1,60)
г) полевых испытаний односвайных фундаментов под колонны и отдельные опоры из свай по таблице 5 (для готовых при нагрузке на них $F_{c,d} > 600$ кН и набивных при $F_{c,d} > 1500$ кН):	
испытанных статической нагрузкой	1,40
во всех остальных случаях	1,60
<i>Примечание</i> — В скобках приведены значения γ_k при определении проектной (расчетной) допустимой нагрузки на основание по результатам статических, динамических полевых испытаний грунтов зондированием, сваей, сваей-зондом или эталонной сваей.	

5.2.15 Характеристическое сопротивление грунта вдавливаю/выдергиванию (далее — несущую способность) $R_{c,k}$, кН, одиночных, отдельных готовых и набивных свай или групп свай с призматическим, цилиндрическим профилем по длине, защемленных в грунте, свай-стоек, опертых на малосжимаемый и скальный грунты (см. таблицу 5.2), работающих на продольную (осевую) вдавливающую и выдергивающую нагрузки, расчетно-теоретическим (инженерно-практическим) методом расчета определяют как сумму сопротивлений грунта основания вдавливаю в него (выдергиванию из него) нижнего конца сваи $R_{b,k,cal}$ под/над уширениями и сдвигу ствола $R_{s,k,cal}$ по формуле (5.8), а проектное (расчетное) значение допускаемой на них нагрузки $F_{c,d,cal}$ — по формуле (5.7).

$$R_{c,k,cal} = R_{b,k,cal} + R_{s,k,cal} \quad (5.8)$$

Для количественной оценки $R_{c,k,cal}$ допускается использовать любые расчетно-теоретические методы и зависимости (см. 4.1.8), достоверность которых подтверждена опытными натурными испытаниями грунтов, например по формулам (5.9) инженерно-практического метода, по приложению В настоящих строительных правил, СП 5.01.03 и др.:

$$\begin{aligned}
 & \text{— для вдавливаемых свай-стоек} & R_{c,k,cal} &= \gamma_t R_{b,k} A; \\
 & \text{— для вдавливаемых свай, защищенных в грунте} & R_{c,k,cal} &= \gamma_t \cdot \left(\sum \gamma_{cr} R_{b,k} A + u_i \cdot \sum \gamma_{sf} h_{i,si} R_{si,k} \right); \\
 & \text{— для свай, работающих на выдергивание} & R_{t,k,cal} &= \gamma_t u_i \cdot \left(\sum \gamma_{sf} R_{si,k} h_{i,si} + \gamma_m G_k + \gamma_q q_k \right); \\
 & \text{— для винтовых выдергиваемых свай} & R_{t,k,cal} &= \gamma_t \cdot \left[\gamma_{cr} R_{b,k} 0,785 \cdot (D_n^2 - d_c^2) + \right. \\
 & & & \left. + \gamma_{cf} u_i \cdot \sum R_{si,k} \cdot (z - D_n) + \gamma_m G_k + \gamma_q q_k \right],
 \end{aligned} \tag{5.9}$$

где γ_t — коэффициент условий работы сваи в грунте; принимают равным:

- 1,0 — при вдавливающей нагрузке;
- 0,8 — в случае опирания сваи на лессовые и глинистые грунты со степенью влажности S_r от 0,7 до 0,9;
- 0,6–0,8 — для винтовых свай соответственно: нижние значения для водонасыщенных малопрочных (слабых с $I_L > 0,6$), верхнее — для средней прочности маловлажных грунтов;
- 0,6 — при выдергивающей нагрузке для свай с глубиной погружения $L \leq 4$ м;
- 0,8 — то же $L > 4$ м;

$R_{b,k}$ — характеристическое сопротивление грунта вдавлению нижнего конца ствола сваи (пяты), в том числе под/над уширениями (при выдергивании), расположенными по длине ствола, МПа; принимают по данным инженерных изысканий (испытаний), по ТНПА (СП 5.01.03, с учетом [1]–[3] и др.); для коротких свай малого поперечного сечения по таблице 5.7;

A — эффективная площадь, m^2 , опирания на грунт нижнего конца (поперечного сечения) сваи или ее уширений в месте большего диаметра (для их конечных размеров после инъекции или вытрамбовки), для свай-оболочек, не заполненных бетоном, — в месте меньшего диаметра. Площадь опирания уширений принимают кольцевой по разности поперечных сечений уширения и ствола;

γ_{cr}, γ_{cf} — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности (в том числе под и над уширениями при выдергивании по длине ствола); принимают в зависимости от видов грунта оснований и способа их устройства согласно СП 5.01.03, а также с учетом [1]–[3] и др.; для винтовых выдергиваемых свай $\gamma_{cr} = 0,7$; $\gamma_{cf} = 0,6$;

u_i — усредненный периметр поперечного сечения ствола или уширения сваи в i -м слое грунта, м;

$R_{si,k}$ — характеристическое сопротивление i -го слоя грунта, соответствующего участку на стволе вдавливаемой сваи (сдвиг вдоль ее боковой поверхности), МПа; определяют с учетом наличия инъекционной опрессовки или уплотнения грунта и принимают по ТНПА для соответствующих типов свай СП 5.01.03 с учетом [1], [3] и др., для коротких свай малого поперечного сечения — по таблице 5.8;

$h_{i,si}$ — толщина i -го слоя грунта, соответствующего участку боковой поверхности ствола сваи, м; определяют разбивкой массива в пределах длины сваи на слои размером $h_i \equiv 2,0$ м или по толщине прослоек, если их мощность от 0,5 до 2,0 м;

γ_m, γ_q — соответственно коэффициенты надежности по материалу сваи ($\gamma_m = 0,9$) и к полезной нагрузке q_k , расположенной на поверхности грунта от складываемого материала, техники и др. ($\gamma_q = 0,9$);

D_n, d_c — соответственно диаметры лопасти и ствола винтовой сваи, м;

z — глубина заложения лопасти винтовой сваи от поверхности грунта, м;

G_k, q_k — соответственно характеристические вес сваи, кН, и полезная нагрузка на поверхности грунта (от ростверка, складываемого материала, пола, транспорта), МН/м².

Таблица 5.7 — Характеристические сопротивления грунта вдавливаю нижнего конца (торца) одиночной сваи малого квадратного поперечного сечения (от 100×100 до 200×200 мм) и прямоугольного, круглого поперечных сечений, площадь которых эквивалентна площади сваи квадратного поперечного сечения $R_{b,k}$

Глубина расположения нижнего конца сваи от поверхности планировки z_i , м	Коэффициент пористости e	$R_{b,k}$, кПа, грунтов								
		песка				глинистых, при показателе текучести I_L , равном				
		крупного	среднего	мелкого	пылеватого	0	0,2	0,4	0,6	0,8
1–2	0,5	8280	3840	2400	1480	6490	3840	1980	990	560
	0,7	6340	2800	1840	1120	5340	3120	1620	810	450
3	0,5	8500	4060	2620	1560	6600	4030	2100	1190	610
	0,7	6500	3120	1960	1280	5500	3310	1860	1030	500
4	0,5	8600	4120	2700	1620	6650	4160	2120	1220	630
	0,7	6620	3180	2120	1340	5560	3350	1940	1100	536
5–6	0,5	8680	4200	2750	1730	6700	4150	2255	1275	655
	0,7	6700	3250	2185	1450	5600	3375	1978	1156	552
Примечание — При промежуточных значениях z_i , e , I_L расчетное сопротивление грунта $R_{b,k}$ определяют интерполяцией.										

Таблица 5.8 — Характеристические сопротивления грунта вдавливаю ствола одиночной сваи малого квадратного поперечного сечения (от 100×100 до 200×200 мм) и прямоугольного, круглого поперечных сечений, площадь которых эквивалентна площади сваи квадратного поперечного сечения $R_{si,k}$

Средняя глубина расположения участка грунта $h_{i,si}$ от поверхности планировки z_i , м	Средний коэффициент пористости e грунта I на участке h_i	$R_{si,k}$, кПа, грунтов							
		песка			глинистых при показателе текучести I_L , равном				
		крупного, среднего	мелкого	пылеватого	0	0,2	0,4	0,6	0,8
1–2	0,5	76	49	42	43	37	31	24	15
	0,7	52	38	31	42	35	29	22	13
2–3	0,5	81	54	46	58	48	39	28	17
	0,7	57	42	35	56	45	36	25	15
3–4	0,5	82	55	47	70	50	41	29	19
	0,7	58	43	36	67	46	38	26	17
4–5	0,5	84	56	49	72	51	43	30	20
	0,7	60	46	37	68	48	40	27	18
Примечание — При промежуточных значениях z_i , e , I_L расчетное сопротивление грунта $R_{si,k}$ определяют интерполяцией.									

Характеристическое $R_{c,k,m}$ и проектное (расчетное) $R_{c,d,m}$ сопротивления материала конструкций фундаментов и свай по таблицам 5.1 и 5.2 определяют согласно ТНПА на применяемый для них вид материала с учетом 5.2.19.

5.2.16 Предельное характеристическое сопротивление грунта в предельном состоянии по несущей способности при использовании результатов полевых испытаний грунтов вдавливающей $R_{c,k,m}$, выдергивающей $R_{c,tk,m}$, горизонтальной $R_{c,hk,m}$ статическими нагрузками и результатов динамических испытаний забивкой свай допускается определять по формуле

$$R_{c,k,m}(R_{c,tk,m}, R_{c,hk,m}) = \frac{\gamma_t R_{u,m}}{\gamma_g}, \quad (5.10)$$

где γ_t — коэффициент условий работы; для свай, работающих на выдергивающую нагрузку, принимают равным:

0,6 — при глубине погружения свай в грунт до 4 м;
 0,8 — то же более 4 м;
 1,0 — в остальных случаях;

$R_{u,m}$ — частное предельное репрезентативное сопротивление грунтов основания вдавливаю свай из всех частных результатов испытаний $R_{i,m}$ в точке, кН; назначают согласно 5.2.16.1;

γ_g — коэффициент надежности по грунту (неопределенности его свойств на строительной площадке); определяют согласно 5.2.16.1.

5.2.16.1 Предельное репрезентативное сопротивление основания вдавливаю свай $R_{u,m}$ и коэффициент надежности по грунту свай γ_g , испытанных согласно СТБ 2242, в формуле (5.10) определяют:

— при количестве n частных значений предельных сопротивлений грунта вдавливаю свай $R_{u,m,i}$ по 5.2.16.2, испытанных в одинаковых условиях (однородные: основание; идентичные конструкции, размеры и грунты; отметки заложения концов свай; несущий слой с квантилем отклонения параметров не более 10 %), менее 6 шт., $R_{u,m}$ принимают равным его минимальному частному предельному значению из общего количества испытанных свай ($R_{u,m} = R_{u,m,i,\min}$), а коэффициент надежности по грунту γ_g — равным 1,0;

— при количестве свай, испытанных в одинаковых условиях, $n \geq 6$ шт., значения $R_{u,m}$ и γ_g принимают по результатам статистической обработки их предельных частных значений $R_{u,m,i}$, определенных по СТБ 2242 с доверительной вероятностью $\alpha = 0,95$, руководствуясь положениями (5.2.16.2–5.2.16.5).

5.2.16.2 Частное предельное значение сопротивления грунта вдавливаю свай $R_{u,m,i}$ назначают по графику $s = f(P)$ (где s — осадка, мм; P — соответствующая ей нагрузка, кН) в зависимости от вида испытаний свай:

— опытные — производят на этапе разработки новых конструкций, на стадии предпроектной (инвестиционный проект) или изысканий для выбора их типа, размеров и проверки технологии изготовления;

— контрольные — производят на стадиях проектирования «А», «С», строительства/эксплуатации для подтверждения их соответствия проекту и ТНПА.

Для опытных свай за частное предельное сопротивление основания вдавливаю/выдергиванию испытываемой свай $R_{u,m,i}$ принимают нагрузку P на одну ступень меньше нагрузки срыва $P_{\text{пред}}$ (когда величина осадки s / выхода Δ возрастает без увеличения нагрузки P).

В остальных случаях при статических испытаниях, в том числе контрольных, за частное значение предельного сопротивления вдавливаемой/выдергиваемой свай $R_{u,m,i}$ принимают нагрузку P , под воздействием которой она получит осадку s , мм (при общей осадке не менее 40 мм) или выход из грунта Δ , мм, которые определяют по формулам:

$$s = \xi s_{u,mt}, \quad (5.11)$$

$$\Delta = \Delta_{u,mt} \leq 10 \text{ мм}, \quad (5.12)$$

где ξ — коэффициент перехода от предельного значения средней осадки $s_{u,mt}$, мм, к осадке свай, установленной при испытаниях по СТБ 2242, с условной стабилизацией ее на каждой ступени нагружения, соответствующей $s = 0,1$ мм за последний час наблюдений (для песков и глинистых грунтов с показателем текучести $I_L < 0,5$, залегающих под нижним концом свай) или за последние 2 ч наблюдений, если под нижним концом свай залегают глинистые грунты с показателем текучести $0,5 \leq I_L \leq 1,0$, который допускается принимать равным:

0,50 — для зданий и сооружений класса надежности RC1 и RC2 (при обосновании) на равномерно сжимаемых основаниях категории сложности I и II по приложению А;

0,35 — для зданий и сооружений классов надежности RC2 и RC3 на основаниях категории сложности I и II (при обосновании) и средней предельной осадки основания здания s не более 50 мм;

- 0,20 — для зданий и сооружений во всех остальных случаях;
 0,10 — при наличии в пределах ствола сваи биогенных (ил, торфяной грунт с $I_{от} > 0,3$), пониженной прочности ($E \leq 5$ МПа, $I_L > 0,75$) грунтов.

Значение ξ допускается уточнять по результатам наблюдений за осадками на объектах-аналогах;
 $s_{u,mt}, \Delta_{u,mt}$ — предельное значение соответственно средней осадки и выхода свай (фундамента) проектируемого сооружения, мм; определяют по заданию на проектирование, с учетом положений 4.1.17.3 и по приложению Б.

5.2.16.3 Если при статических испытаниях вдавливаемых свай максимальная нагрузка на них достигла $P_{\max} \geq 1,5R_{c,k,cal}$ и осадка, соответствующая ей, менее осадки s , определенной по формулам (5.11) и (5.12), и менее 20 мм, то в таком случае за частное значение $R_{u,m,i}$ допускается принимать для сооружений класса надежности RC2 и RC3 $P_{\max} = 1,5R_{c,k,cal}$; для сооружений класса надежности RC1 — $P_{\max} = R_{c,k,cal}$ (здесь $R_{c,k,cal}$ — несущая способность, определенная по 5.2.15 и приложению В).

5.2.16.4 При испытаниях свай всех видов статической выдергивающей или горизонтальной нагрузками $R_{tk,m,i}$ и $R_{nk,m,i}$ за частные значения принимают нагрузки на графиках зависимостей перемещений от нагрузок на одну ступень менее нагрузки срыва $P_{пред}$, при которой перемещения возрастают без их увеличения.

5.2.16.5 Частные значения предельных сопротивлений $R_{d,m,i}$ при динамических испытаниях грунтов эталонными сваями (сваями-зондами), а также по данным испытаний грунтов статическим и динамическим зондированием, принимают по методикам СП 5.01.03 [6].

5.2.17 Несущую способность одиночных свай заземленных в грунте, входящих в группы свай и свайные поля в составе фундамента, основания которых содержат малопрочные пески, в том числе рыхлые ($e \geq 0,75$), слабые глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$, а также биогенные грунты (в том числе торф, ил и др.) мощностью более 0,5 м, для классов геотехнического риска Б, Н, У, классов надежности сооружений RC2 и RC3 и новых конструкций свай принимают по результатам статических испытаний.

5.2.18 Несущую способность основания одиночных мелкозаглубленных набивных свай в буровых скважинах с уплотненной или вытрамбованной пятой и пробитых скважинах определяют с учетом [2], буроинъекционных свай — с учетом [1].

5.2.19 При расчете несущей способности набивных свай по материалу согласно 5.2.15.1, если глубина скважины $h_{скв}$ более 3 м и диаметр сваи менее 300 мм, расчетное сопротивление бетона сжатию f_{cd} , МПа, назначают при коэффициенте условий работы $m_{b4} = 0,85$ и коэффициенте условий работы, учитывающем влияние способа производства свайных работ, со следующими значениями:

- $m_{b10} = 0,8$ — бурение и бетонирование скважин осуществляют в обводненных грунтах под защитой обсадных труб;
 $m_{b10} = 0,7$ — бурение и бетонирование скважин в обводненных грунтах выполняют с защитой глинистым раствором или при избыточном давлении воды.

5.2.20 Расчет предельного состояния плитных и свайных фундаментов по эксплуатационной пригодности (по деформациям) при действии вертикальных и выдергивающих нагрузок производят исходя из выполнения (непревышения) условия

$$\varepsilon \leq \varepsilon_u, \quad (5.13)$$

где ε — деформация фундамента (перемещения, осадка, относительная разность осадок и др. по 4.1.17.1); определяют расчетом по ТКП 45-5-01-67, для свайного фундамента — по 5.2.23;

ε_u — предельно допустимое значение деформации фундамента, устанавливаемое заданием на проектирование, согласно 4.1.17.3 и учетом данных приложения Б.

Расчет по перемещениям и углам поворотов (крену) фундаментов от действия выдергивающих, горизонтальных нагрузок и моментов заключается в выполнении условий:

$$u_p \leq u_u \text{ и } \Psi_p \leq \Psi_u, \quad (5.14)$$

где u_p и Ψ_p — соответственно расчетные значения вертикального и горизонтального перемещений, мм, и угла поворота, рад, фундамента; определяют по ТКП 45-5-01-67;

u_u и Ψ_u — предельные значения соответственно вертикального и горизонтального перемещений, мм, и угла поворота, рад, фундамента; устанавливают по 4.1.17.3.

5.2.21 Проектирование свайных фундаментов с учетом сил отрицательного (негативного) трения от оседания околосвайного сильносжимаемого грунта производят по СП 5.01.03 при:

- планировке территории подсыпкой толщиной более 1 м;
- нагрузке на полы сооружений в непосредственной близости от фундаментов интенсивностью более 20 кН/м²;
- увеличении эффективных напряжений в грунте за счет исключения взвешивающего действия воды при понижении уровня подземных вод;
- незавершенной консолидации техногенных грунтов (биогенных, ила, слабых глинистых и др.), вызывающей их уплотнение и проседание под собственным весом, от действия динамических нагрузок, замачивания и т. д.

5.2.22 Для консолидированного грунта при отсутствии пригрузки на его поверхности силы положительного сопротивления грунта учитывают по всей длине свай. Для слабых грунтов толщиной более 1 м данные силы принимают равными нулю.

При наличии на поверхности грунта распределенной пригрузки интенсивностью $q \leq 0,05$ МПа и толщине сильносжимаемого слоя до 1 м положительное сопротивление грунта допускается учитывать по всей длине свай, за исключением участка сильносжимаемого слоя, где его принимают равным нулю. При q более 0,05 МПа сопротивление грунта на боковой поверхности свай принимают равным нулю по всей длине до нижней границы слабого погребенного слоя.

При наличии на поверхности грунта распределенной пригрузки интенсивностью q до 0,05 МПа и толщине сильносжимаемого слоя более 1 м учитывают силы отрицательного трения грунта на боковой поверхности свай на участке от планировочной отметки грунта до верхней границы погребенного слоя, при q более 0,05 МПа — на всей длине свай до нижней границы слабого слоя.

5.2.23 Расчет по деформациям ленточных и групповых (кустовых) оснований по таблице 5.1 для свайных фундаментов с шириной ростверка $b \leq 10$ м со сваями заземленными в грунте производят по методу послойного суммирования как для условного плитного фундамента (на естественном основании) согласно ТКП 45-5.01-67 по теории линейно-деформированной среды с ограниченной глубиной сжимаемой зоны H_c ; для фундаментов с массивными плитами-ростверками при $b > 10$ м (СФ/СП/ПС) — согласно В.1 (приложение В). Границы условного фундамента $b \leq 10$ м определяют согласно рисунку 5.2:

- сверху — поверхностью планировки грунта (DL);
- снизу — плоскостью, проходящей через нижние концы свай (FL);
- со стороны боковой поверхности — наклонными, до глубины 6 м от поверхности DL , и далее вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстояние a , м, определяемое по формуле

$$a = L_{si} \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_{d,mt}}{4} \right), \quad (5.15)$$

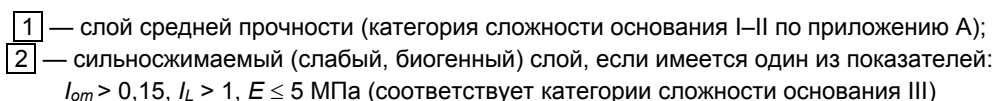
где L_{si} — расстояние от подошвы ростверка или от нижней границы слоя $\boxed{2}$ (см. рисунок 5.2) до глубины основания, равной 6 м от подошвы ростверка, м;

$\varphi_{d,mt}$ — среднее расчетное значение угла внутреннего трения грунтов, ...°, в пределах глубины L_{si} , м.

Для фундаментов со сваями $L_{si} \geq 6$ м расстояние a и a' ниже зоны L_{si} принимают равным 1 м.

5.2.24 При выполнении планировки территории подсыпкой (намывом) высотой более 2 м или другой постоянной (долговременной) пригрузкой территории, эквивалентной подсыпке, при наличии в пределах глубины погружения свай сильносжимаемых слоев торфа, биогенных грунтов толщиной более 30 см значение осадки свайного фундамента из заземленных в грунте свай определяют с учетом уменьшения габаритов условного фундамента, который в этом случае как при вертикальных, так и при наклонных сваях принимают ограниченным со стороны боковых поверхностей вертикальными плоскостями на расстоянии a' от наружных граней крайних рядов вертикальных свай, определяемом по формуле (5.15); при этом значение L_{si} принимают равным расстоянию от нижней границы слоя слабого грунта до нижних концов свай L_{si} (рисунок 5.2 д), е)).

Расчет свайных фундаментов из свай-стоек по деформациям допускается не производить.



L_{si} — расстояние от подошвы фундамента или нижней границы слоя до глубины основания, равной 6 м

43

5.2.25 Расчет геодинамически нагруженных плитных и свайных фундаментов при наличии значительных горизонтальных нагрузок производят в соответствии с требованиями ТКП 45.5.01-67 и СП 5.01.03. При этом расчет массивных горизонтально нагруженных плитных фундаментов и их оснований, как правило, выполняется в системе «основание — фундаментная плита — здание» методом конечных элементов (далее — МКЭ) или конечных разностей (далее — МКР), используя в этом случае модель основания с переменным или постоянным в плане коэффициентом жесткости (коэффициентом постели) и в том числе с закреплением фундаментной плиты в ее плоскости посредством введения в каждом расчетном узле конечно-элементной расчетной модели горизонтальных жестких узловых связей r , определяемых по формулам:

— для основания с двумя коэффициентами постели

$$r = 0,7 \cdot \frac{C_1 A}{N}; \quad (5.16)$$

— для упругого полупространства или слоя конечной толщины

$$r = 0,7 \cdot \frac{E_0 \cdot \sqrt{A}}{kN}, \quad (5.17)$$

где C_1 — коэффициент постели упругого основания на сжатие, кН/м³;

A — площадь фундаментной плиты, м²;

E — усредненный модуль деформации грунта, кПа;

N — количество узлов конечно-элементной модели фундаментной плиты;

k — безразмерный коэффициент; определяют в соответствии с ТКП 45-5.01-264.

5.3 Проектирование специальных фундаментов и заглубленных частей зданий

5.3.1 В проектной документации на устройство специальных фундаментов (см. таблицу 5.1) учитывают передачу на основание внешней нагрузки нижней торцевой плоскостью и боковой поверхностью фундамента или его частями.

5.3.2 Несущую способность специальных фундаментов определяют по результатам не менее чем двух испытаний или в соответствии с ТНПА, разработанными и утвержденными в установленном порядке для конкретного типа фундамента.

Допускается для предварительных расчетов значение несущей способности F_d определять по методике расчета свай с коэффициентом условий работы на боковой поверхности γ_c до 0,9.

5.3.3 Размеры скважин для специальных фундаментов назначают с применением минимального количества их типоразмеров. В проектной документации указывают основные данные по технологии работ, типы и параметры механизмов, продолжительность работ по устройству фундамента, расход материалов, контролируемые операции и т. д.

5.3.4 Глубокие опоры проектируют длиной не менее 12 м из тонкостенного сборного железобетона диаметром более 3,0 м (для колодцев и оболочек), из монолитного железобетона — диаметром более 1,2 м и с максимальным диаметром уширения для столбов, равным 2,5 м.

Фундаменты глубокого заложения во всех случаях рассчитывают на прочность и по деформациям.

Целесообразность устройства полостей в монолитных столбах и заполнения сборных оболочек и колодцев бетоном устанавливают расчетом по прочности грунта основания и материала.

5.3.5 Щелевые фундаменты неглубокого заложения применяют в маловлажных, связных прочных грунтах для сооружений любого назначения, их устанавливают бетонированием непротяженных ленточных траншей (щелей) длиной от 2 до 7 м, различной конфигурации (прямоугольных коробчатых, профильных) или из прерывистых пространственных полей с линейным, групповым или концентрическим расположением, глубиной до 12 м, шириной от 400 до 1200 мм, выполненных штатным оборудованием без защиты глинистым раствором или обсадных труб.

Щелевые фундаменты глубокого заложения (глубиной более 12 м) проектируют по результатам предварительно выполненных опытных работ.

5.3.6 При соответствующем обосновании щелевые фундаменты неглубокого заложения допускается устраивать сборными из железобетонных элементов заводского изготовления или комбинированными в сборно-монолитном варианте с монолитной частью внизу и заглублением верхней сборной части в нее не менее чем на 500 мм. Пространство между сборными элементами и грунтом заполняют тампонажным раствором.

5.3.7 Проектирование щелевых фундаментов неглубокого заложения выполняют на основное сочетание нагрузок в соответствии с ТКП 45-5.01-39.

Расчет на устойчивость производят при наличии горизонтальных нагрузок, расположении фундамента на откосе или у выемки, при сложении основания крутопадающими (несогласными) слоями грунта.

Допускается не выполнять расчеты в следующих случаях:

- по деформациям и перемещениям, если фундамент расположен на малосжимаемых грунтах;
- по образованию или раскрытию трещин, если отсутствуют горизонтальные нагрузки.

5.3.8 Фундаменты с анкерами (анкерные) применяют в случаях передачи на основание нагрузок с большими эксцентриситетами (обуславливающими частичный отрыв подошвы фундамента) для восприятия выдергивающих усилий и уменьшения его крена. При этом анкера являются основной частью конструкции фундамента.

Устройство фундаментов с анкерами целесообразно в грунтах средней прочности.

В качестве анкеров рекомендуется применять набивные сваи диаметром не менее 150 мм, длиной от 2 до 4 м и готовые сваи длиной от 3 до 6 м (см. таблицу 5.2), которые жестко сопрягают с анкеруемым фундаментом.

Проектирование (расчет) фундаментов с анкерами осуществляют как для свайных фундаментов в соответствии с СП 5.01.03.

5.3.9 Анкеры в грунте (временные и постоянные) подразделяются на вертикальные, горизонтальные и наклонные; преднапряженные и ненапрягаемые, изготавливаемые бурением и инъектированием бетоном (раствором) под защитой обсадных труб или глинистых суспензий, с уширениями ствола и корня; устраиваемые забивкой, задавливанием, завинчиванием, вибропогружением, с использованием струйной технологии.

Вертикальные анкеры применяют для пригрузки и увеличения несущей способности оснований фундаментов, горизонтальные — для крепления и усиления стен котлованов, откосов, склонов, подземных сооружений и фундаментов.

5.3.10 Проектные решения грунтовых анкеров регламентируют угол наклона, глубину заделки анкера, его длину, объем и форму корня анкера. Корни анкеров выполняют короткими (не по всей их длине), шаг анкеров должен быть не менее 2 м.

В водонасыщенных и моренных грунтах в бетонные смеси и инъекционные растворы вводят добавки, ускоряющие твердение, и пластификаторы для снижения водоцементного отношения.

Анкеры в грунте рассчитывают с учетом [1].

5.3.11 Фундаменты в полостях (котлованах) подразделяются на фундаменты в пробитых (выштампованных, вытрамбованных) и разбуренных скважинах.

Проектирование указанных видов фундаментов следует выполнять аналогично свайным фундаментам, а также с учетом [2].

5.3.12 Проектирование заглубленных частей зданий и сооружений

5.3.12.1 К заглубленным частям зданий и сооружений (далее — сооружений), в зависимости от функционального назначения объекта, глубины его заложения, грунтовых условий, нагрузок и способа производства работ, относятся части, расположенные ниже планировочной отметки земли (подвалы, цокольные этажи, подземные гаражи, рекреационные и другие помещения зданий) в сочетании с инженерным оборудованием и коммуникациями. Заглубленные части сооружений подразделяются на:

- а) поверхностные;
- б) подземные.

Поверхностные заглубленные части сооружений возводят в открытых (глубиной от 5 до 7 м) котлованах без крепления откосов и их креплением методом, стена в грунте (5.4) и опускного колодца.

Подземные заглубленные части возводят способом тоннельной проходки.

Проектирование котлованов производят с учетом 5.4, фундаментов — с учетом настоящего раздела и разделов 7–9.

5.3.12.2 Заглубленные части зданий в зависимости от соотношения основных размеров подразделяют на два типа:

- линейные протяженные (линейные инженерные коммуникации, транспортные тоннели и заглубленные путепроводы и др.), ширина заглубленной части которых более чем в 10 раз превышает ее длину;
- компактные (технические этажи), отношение длины и ширины заглубленной части которых менее десяти.

5.3.12.3 Заглубленные части здания группы а) (см. 5.3.12.1) возводят:

- на естественном рельефе с засыпкой насыпью;
- в котлованах с неподкрепленными бортами (откосами);
- в котлованах с использованием временных (шпунтов, забирок, нагельных креплений и др.) и постоянных (стен в грунте, буросекущихся свай и др.) ограждающих конструкций;
- в котлованах с использованием специальных способов строительства (замораживания грунтов, укрепления грунтов и др.);
- методом опускного колодца.

5.3.12.4 Объемно-планировочные решения частей зданий учитывают конструктивные и технологические особенности устройства сооружения.

Конструктивные решения частей зданий должны обеспечивать их геометрическую неизменяемость, наиболее благоприятную статическую работу, устойчивость положения и формы, прочность.

Материалы и параметры сечений элементов частей зданий назначают с соблюдением требований ТНПА. Рекомендуется применение конструкций и изделий заводского изготовления. При проектировании линейных и неоднократно повторяемых компактных объектов применяют типовые конструкции и изделия, предусмотренные соответствующей проектной документацией.

5.3.12.5 При возведении частей зданий в котлованах с использованием постоянных ограждающих конструкций (стен в грунте, буросекущихся свай и др.) разведочные геологические скважины размещают по сетке не более 20×20 м для компактных сооружений или по трассе ограждающих конструкций не менее чем через 20 м — для линейных сооружений по 5.3.12.2. Количество разведочных скважин зависит от категории сложности инженерно-геологических условий и должно составлять не менее пяти; глубина изучения грунтов ниже подошвы фундаментов — не менее 10 м с учетом 4.2.9, 4.2.11.

5.3.12.6 Расчеты и проектирование частей зданий в зонах существующей застройки выполняют как по условиям обеспечения прочности и устойчивости самих возводимых сооружений, так и по условиям сохранения поверхностной застройки и окружающей среды, при этом учитывают класс надежности (ответственности) существующих сооружений, на которые может оказывать влияние подземное строительство, посредством введения коэффициента надежности по ответственности объекта γ_n по 4.1.13.

5.3.12.7 При проектировании подземных и заглубленных частей сооружений расчеты по несущей способности и эксплуатационной пригодности включают определение:

- несущей способности основания, устойчивости сооружения и его отдельных элементов;
- местной прочности скального основания;
- устойчивости склонов, примыкающих к сооружению, откосов, бортов котлованов;
- устойчивости ограждающих конструкций;
- внутренних усилий в ограждающих, распорных, анкерных и фундаментных конструкциях;
- фильтрационной прочности основания, давления подземных вод на конструкции заглубленного сооружения, фильтрационного расхода;
- деформаций системы «заглубленное сооружение — основание».

При выполнении расчетов учитывают возможные изменения гидрогеологических условий, а также физико-механических свойств грунтов и скальных пород с учетом промерзания и оттаивания грунтового массива, а также явлений просадок, пучения и набухания.

Для классов геотехнического риска условий строительства У и Н следует выполнять геотехнический прогноз влияния строительства на изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива и деформаций существующих сооружений.

5.3.12.8 Нагрузки и воздействия на основание и конструкции частей зданий устанавливают расчетом с учетом совместной работы конструкции сооружения и основания.

При проектировании учитывают нагрузки и воздействия, возникающие на стадиях возведения и эксплуатации заглубленной части сооружения.

5.4 Проектирование подпорных стен, стен в грунте и ограждений котлованов

5.4.1 Подпорные стены (далее — стены) подразделяются на следующие типы:

- подпорные массивные, воспринимающие внешние усилия среды собственной массой и массой засыпки грунта, расположенного над нижней опорной плитой;
- жесткие и гибкие ограждения, воспринимающие усилия среды защемленной в основании нижней частью, а также анкерами, затяжками, распорками, массой засыпки грунта над разгружающими площадками и нижней опорной плитой;
- стены емкостей для хранения сыпучих материалов;
- стены заглубленных частей сооружений, завес (стена в грунте).

5.4.2 Стены в грунте подразделяются на траншейные, устраиваемые в протяженных глубоких траншеях под защитой глинистой суспензии, и свайные из прерывисто расположенных, соприкасающихся и пересекающихся свай, изготавливаемых под защитой обсадных труб.

К свайным относятся также стены из буроинъекционных вертикальных и наклонных свай при их многорядном расположении.

Траншейные и свайные стены подразделяются на:

- а) несущие, совмещающие роль ограждающих подпорных конструкций заглубленных частей сооружений, подземных этажей и фундаментных опор;
- б) противофильтрационные, препятствующие попаданию воды в котлованы, подвалы, траншеи или ее движению.

5.4.3 Общие требования к проектированию стен приведены в разделе 4, настоящем разделе и ТНПА на применяемые материалы.

5.4.4 При расчете стен рассматривают следующие предельные состояния:

- потерю несущей способности грунта в основании стены;
- разрушение стены в результате плоского сдвига в уровне подошвы;
- разрушение стены в результате ее крена, вращения, смещения (в том числе ее частей) при глубинном сдвиге.

5.4.5 При проектировании стен учитывают:

- изменение свойств грунтов и нагрузок (в том числе давления засыпки) во времени и пространстве;
- изменение уровней воды и давления поровой воды;
- возможность вымывания грунта перед стеной и из-под стены.

5.4.6 Расчет устойчивости оснований массивных подпорных стен против сдвига по подошве и глубокого сдвига по поверхностям скольжения производят во всех случаях независимо от соотношения вертикальных и горизонтальных нагрузок.

5.4.7 Расчет оснований массивных подпорных стен по деформациям производят только для не- скальных грунтов. При этом предельно допустимые деформации принимают по технологическим требованиям.

5.4.8 Нагрузку от транспорта и строительных механизмов в пределах призмы обрушения следует принимать равномерно распределенной или сосредоточенной, в зависимости от веса машин и их расстояния до стены.

Угол трения между стеной и грунтом следует принимать с учетом влияния глинистой суспензии и передачи усилий от наклонных анкеров.

5.4.9 При устройстве стен в связных грунтах мягко- и текучепластичной консистенции выполняют мероприятия по креплению конструкций стен в уровне дна котлована или обеспечивают глубокую заделку стены ниже дна котлована.

5.4.10 Для близкорасположенных траншей и стен учитывают влияние взаимного перекрытия призм выпора. Отпор вычисляют с учетом и без учета влияния взаимного перекрытия призм выпора, принимая при расчете меньшее значение.

5.4.11 Стены из буроинъекционных свай малого диаметра (от 80 до 200 мм) применяют при усилении и реконструкции фундаментов существующих сооружений, а при отсутствии подземных вод — для устройства ограждений котлованов, учитывая их в составе несущих конструкций сооружения и закрепляя распределительными балками или обвязочными поясами.

5.4.12 В водонасыщенных грунтах при залегании водоупора ниже днища подземного сооружения (не более 10 м) траншейные стены заводят в него на глубину от 1,0 до 1,5 м.

5.4.13 Вертикальные траншейные и свайные стены и их основания рассчитывают по несущей способности и эксплуатационной пригодности с учетом взаимодействия конструкции стены с прилегающим грунтом, при этом нагрузки и воздействия, возникающие в период возведения и эксплуатации, принимают при наиболее неблагоприятном их сочетании.

5.4.14 При проектировании стен, устраиваемых методом «стена в грунте», выполняют расчет устойчивости стенок траншеи, заполненной тиксотропным раствором.

При проектировании стен, устраиваемых из отдельно стоящих шпунтовых элементов, выполняют расчет прочности основания на продавливание грунта.

Таблица 5.9 — Коэффициент условий работы γ_k

Материал стены	Технология устройства и особые условия	γ_k
Бетон, железобетон	Монолитные гравитационные стены и гибкие стены, бетонируемые насухо	0,67
	Монолитные гибкие стены, бетонируемые под глинистым раствором в грунтах естественной влажности. Сборные гравитационные стены	0,50
	Монолитные гибкие стены, бетонируемые под глинистым раствором в водонасыщенных грунтах. Сборные гибкие стены, устраиваемые под глинистым раствором в любых грунтах	0,33
Металл, дерево	В мелких и пылеватых водонасыщенных песках	0
	В прочих грунтах	0,33
Любой	При наличии вибрационных нагрузок на основание	0

6 Проектирование земляных сооружений и искусственных оснований

6.1 Общие положения

6.1.1 Земляные сооружения, соответствующие настоящим строительным правилам, возводят следующими методами:

- разработкой (в том числе котлованов) или отсыпкой (укладкой) грунта (в том числе грунтовых подушек), минеральных отходов различных промышленных производств, смесей грунта с вяжущими материалами;
- устройством систем технической мелиорации по 7.2, включая дренаж, водопонижение, водоотвод (осушение, водоотлив);
- искусственным улучшением (упрочнением) массива грунта, включая вертикальное, горизонтальное или дисперсное армирование грунтового массива (геомассива).

6.1.2 Земляные сооружения подразделяются на:

- насыпи (общая отсыпка, намыв территорий; обратные засыпки; дамбы, искусственные ландшафты; отвалы грунтов; свалки);
- выемки (котлованы, траншеи, канавы и т. д.);
- спланированные откосы и склоны;
- массивы улучшенных грунтов.

6.1.3 Земляные сооружения подразделяются на постоянные и временные.

Временные земляные сооружения предназначены для временных промежуточных целей и выполняются в виде выемок (котлованы, траншеи и т. д.), например для устройства фундаментов или коммуникаций, и грунтовых подсыпок и насыпей различного назначения.

Постоянные земляные сооружения эксплуатируются в течение длительного времени (например, спланированные откосы, склоны, отвалы, дамбы, искусственные ландшафты и т. д.).

6.1.4 В состав рабочих чертежей земляных сооружений, с учетом стадии проектирования, входят планы, разрезы земляного сооружения с указанием абсолютных отметок и привязки к осям, в том числе частей сооружения; требования к исходным материалам и их качеству в теле сооружения; мероприятия (при необходимости) по водоотливу или водопонижению, по укреплению стенок котлованов, траншей, склонов, откосов и др., а также по недопущению деформаций существующих сооружений; чертежи креплений и схемы расположения водопонижительных систем; указания о необходимости инженерных изысканий в процессе и по окончании возведения; сведения о комплексе механизмов, машин и их расстановке; данные о потребности в основных материалах; способы и последовательность производства работ; мероприятия по контролю качества в процессе возведения и конечного состояния земляного сооружения; мероприятия по охране окружающей среды.

6.1.5 Для сооружений классов надежности RC2 и RC3 при их объеме более 10 000 м³ или сложных основаниях рекомендуется предусматривать опытные работы, испытания грунтов и инженерные изыскания с привлечением, при необходимости, специализированных и научных организаций.

6.1.6 Расчеты земляных сооружений должны обеспечивать устойчивое состояние грунтового массива при минимальном объеме земляных работ.

Дополнительно учитывают следующие состояния:

- разрушение вследствие суффозии и эрозии (в том числе русловой), приводящее к потере эксплуатационной пригодности;
- разрушение вследствие фильтрационного противодавления из тела сооружения;
- деформации, в том числе перемещения откосов, склонов и тела сооружения, вызывающие повреждения (потерю эксплуатационной пригодности) в соседних сооружениях, на дорогах и в инженерных сетях, расположенных на них;
- выпадение (вывалы) горной породы из сооружений (откосов, склонов и т. д.).

6.1.7 Коэффициент надежности по ответственности (см. 4.1.13) для земляных сооружений γ_n принимают по нормам для соответствующих видов земляных сооружений, но не менее 1,15.

6.1.8 Для всех точек основания земляного сооружения должно выполняться условие прочности:

$$\tau \leq (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (6.1)$$

где τ, σ — соответственно касательное и нормальное напряжения, МПа;

u — избыточное давление поровой воды, МПа;

φ_1, c_1 — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения, \dots° , и сцепления в стабилизированном состоянии, МПа.

6.1.9 Устойчивость грунтовых массивов должна быть обеспечена на время возведения (производства работ) и на весь период эксплуатации сооружения.

6.1.10 При расчете грунтовых массивов водонасыщенными считают грунты, расположенные как ниже уровня подземных вод, так и выше этого уровня на 0,5 м — для песков, на 1,0 м — для глинистых грунтов.

6.1.11 Полную конечную осадку основания земляного сооружения s , м, определяют как сумму осадок, возникающих от различных воздействий, по формуле

$$s = s_u + s_{f1} + s_{f2} + s_{f3} + s_{f4} + s_{f5}, \quad (6.2)$$

где s_u — конечная максимальная осадка от дополнительной нагрузки (от сооружений, фундаментов, оборудования и т. д.), воздействующей на основание, м;

s_{f1} — осадка от самоуплотнения, м; при высоте насыпи более 3 м разрешается принимать $s_{f1} = 0$;

s_{f2} — осадка за счет уплотнения подстилающих грунтов от воздействия вышележащих слоев, м; допускается не учитывать при давности отсыпки более 1 года — для песков, более 2 лет — для неводонасыщенных пылевато-глинистых грунтов, более 5 лет — для водонасыщенного пылеватого песка и глинистых грунтов;

s_{f3} — осадка основания от его замачивания или снижения уровня подземных вод, м; при высоте насыпи не более 3 м принимают $s_{f3} = 0$;

s_{f4} — осадка основания от его замачивания или снижения уровня подземных вод при условии разложения органического вещества, м;

s_{f5} — осадка за счет геодинамических (природных и техногенных (8.4)), несиловых, геологических и случайных воздействий на основание, м.

6.1.12 Для нижележащих и подстилающих слоев меньшей прочности производят проверку выполнения условия

$$p_{k,zp} + p_{k,zg} \leq R_{k,z}, \quad (6.3)$$

где $p_{k,zp}, p_{k,zg}$ — вертикальные характеристические давления в грунте на кровлю проверяемого слоя (на глубине z) соответственно от дополнительной нагрузки фундамента и от собственного веса грунтов, залегающих выше кровли проверяемого слоя, МПа; определяют по ТКП 45-5.01-67;

$R_{k,z}$ — наименьшее значение характеристического сопротивления проверяемого грунта на глубине z , МПа; определяют по ТКП 45-5.01-67.

6.1.13 При проектировании земляных сооружений на заторфованных и торфяных грунтах учитывают фактор разложения торфа во времени.

Использование ила и биогенных грунтов в качестве оснований допускается только при их упрочнении и обеспечении соответствующего уровня безопасности объекта. Для земляных сооружений классов надежности RC2 и RC3 и классов геотехнического риска условий строительства Б, Н и У расчет осадок и их изменения во времени рекомендуется производить по результатам экспериментальных исследований сжимаемости грунтов с учетом напряженно-деформированного состояния сооружений по разделу 12.

6.2 Насыпи

6.2.1 К насыпям относятся искусственные сооружения, которые частично или полностью сложены напластованиями, образованными переукладкой природного грунта или отсыпкой промышленных и бытовых отходов средствами механизации (в том числе гидромеханизации).

6.2.2 Классификация, характеристика и область применения насыпей приведены в таблице 6.1.

6.2.3 Материал земляного сооружения устанавливают исходя из назначения сооружения и предъявляемых к нему эксплуатационных требований, с учетом физико-механических свойств применяемых грунтов, особенностей природных условий в пределах участка размещения сооружения и местоположения запасов грунта.

Для насыпей, используемых в качестве оснований фундаментов сооружений классов надежности RC2 и RC3, применяют грунты, свойства которых под воздействием природных факторов не изменяются или изменяются незначительно: скальные из слабовыветрелых и легковыветривающихся неразмягчаемых горных пород; крупнообломочные; песчаные, за исключением мелких недренирующих и пылеватых песков; супеси.

Таблица 6.1 — Классификация, характеристика и область применения насыпей

Вид насыпи	Условия и область применения	Характеристика насыпи
I Конструкционные		
I.1 Стабилизированные (планомерно возводимые)	Временные и постоянные земляные сооружения классов надежности RC1–RC3 — площадки из насыпных грунтов ¹⁾ , предназначенные под застройку, грунтовые подушки, склоны, откосы, перемычки, дамбы. Устраиваются с предварительной подготовкой территории — полной или частичной планировкой, срезкой растительного слоя, для грунтовых подушек — с удалением торфяных, сильно- и неоднородносжимаемых, водонасыщенных минеральных, просадочных грунтов, илов и др.	Сооружения, устраиваемые методом послойной отсыпки с уплотнением средствами механизации из переотложенных природных крупнообломочных, песчаных, пылевато-глинистых грунтов однородного состава, одинаковой прочности и сжимаемости, устанавливаемых проектным решением. Допускается применение минеральных отходов производства — шлаков, золы, формовочной земли. Самоуплотнение — до 1 года
I.2 Самоуплотняющиеся (неслежавшиеся)	Временные и постоянные земляные сооружения — отвалы, склоны, откосы, перемычки, дамбы. Использование насыпей в качестве оснований сооружений классов надежности RC1–RC3 возможно только после завершения самоуплотнения или с предварительным улучшением свойств грунта по 6.2.4	Сооружения, устраиваемые отсыпкой (без уплотнения) из природных крупнообломочных, песчаных, пылевато-глинистых грунтов. Допускается использование минеральных отходов производства — шлаков, формовочной земли, золы. Самоуплотнение — от 0,5 до 2 лет для песков, от 2 до 5 лет — для пылевато-глинистых грунтов (см. СТБ 943)

Окончание таблицы 6.1

Вид насыпи	Условия и область применения	Характеристика насыпи
I.3 Самоупрочняющиеся (намывные)	Временные и постоянные земляные сооружения классов надежности RC1–RC3 — территории, предназначенные под застройку в соответствии с СП 5.01.02, склоны, откосы, перемычки, дамбы. Устраиваются с предварительной подготовкой территории — полной или частичной планировкой, срезкой растительного слоя, удалением биогенных грунтов (при необходимости)	Сооружения, возведенные из переложенных средствами гидромеханизации (намывом) природных грунтов. Имеют зональное строение с пониженными характеристиками в верхней и нижней зонах. На дренируемых подстилаемых основаниях самоупрочняются в течение 1 года, самоупрочняются в течение 3–5 лет после завершения процесса дегидрации. Обладают сцеплением и высокими физико-механическими характеристиками, теряемыми при механической перекладке грунта
II.1 Отвалы грунта и отходов производства ²⁾	Запасы складированного грунта для возведения насыпей типа I.1 или последующего использования насыпей типов I.2 и I.3; насыпи для ландшафтной планировки и мест организованного хранения отходов. Возможны запланированные изменения массы насыпи во времени	Неслежавшиеся насыпи из грунтов различных видов, содержащих органические вещества не более 0,5 % по массе, практически однородные по составу, но неоднородные по прочности и сжимаемости по глубине и простиранию. Самоуплотнение — от 5 до 10 лет для песка, от 10 до 15 лет — для глинистых грунтов
II Утилизируемые		
II.2 Свалки грунтов, промышленных и бытовых отходов ³⁾	Свалки, места неорганизованного накопления различных материалов с непостоянной и незакономерно изменяющейся во времени массой отсыпки. Могут использоваться для временных сооружений класса надежности RC1 при обеспечении плотности согласно проектной документации	Неслежавшиеся насыпи из разнородных грунтов и материалов (строительных и бытовых), с повышенным содержанием органических включений, значительной неоднородностью по составу, сложенности, влажности, прочности и сжимаемости, с возможным наличием пустот, крупных включений и сильносжимаемых прослоек. Самоуплотнение — от 5 до 15 лет, для бытовых отходов — от 15 до 30 лет
¹⁾ Насыпные грунты состоят из минералов природного происхождения, структура которых изменена в результате разработки и повторной укладки. ²⁾ Отходы производства — искусственные минералы, полученные в результате термической или химической обработки природных материалов (шлаки, золы, золошлаки, шламы). ³⁾ Бытовые отходы — бытовой и строительный мусор с примесью грунтов различного состава.		

6.2.4 Земляные сооружения рекомендуется проектировать из местного материала, а если он не удовлетворяет требуемым характеристикам, то предусматривают улучшение его свойств посредством:

- корректировки влажности;
- смешивания с цементом, известью или другими материалами;

- дробления, сортировки (просеивания) или промывки;
- улучшением по 6.5.

Непланируемо отсыпaeмые насыпи (без уплотнения грунтов) проектируют с запасом по высоте на усадку не менее 6 %.

6.2.5 Расчет насыпей производят в два этапа по несущей способности и эксплуатационной пригодности с учетом 6.1.6–6.1.13.

На первом этапе проектирования устанавливают характеристики насыпи (материал, его свойства, размеры насыпи), технологического оборудования (массу катка или трамбовки, высоту сбрасывания) и процесса, обеспечивающего эти характеристики (количество проходов или ударов, коэффициент уплотнения и др.).

На втором этапе проектирования обеспечивается совместная работа сооружения и неоднородного основания.

6.3 Выемки, откосы, склоны

6.3.1 Устройство выемок (в том числе котлованов) глубиной не более 1 м допускается производить без разработки проектного решения и выполнения защитных мероприятий.

Выемки устраивают с откосами или вертикальными стенками. Вертикальные стенки без креплений допускается проектировать только в маловлажных прочных грунтах для временных сооружений, при отсутствии защиты на срок не более 3 сут при глубине не более 1,75 м в любых грунтах, а также при отсутствии воздействий (климатических, транспортных и др.).

Углы откосов α предусматривают не более:

45° — для несвязных грунтов;

60° — для связных грунтов.

Часть стенки котлована, находящуюся выше 1,75 м от дна выемки, допускается выполнять с откосом или защищать бордюрными брусами и креплением.

Крепление стенок котлованов осуществляют при слабых грунтах, транспортных или вибрационных нагрузках, инфильтрации подземных вод.

6.3.2 Для защиты стенок и днища котлована от рузрушений в проектной документации предусматривают спуски и недобор грунта до проектной отметки, удаляемый непосредственно перед возведением фундаментов. Толщина недобора должна составлять не менее 100 мм при разработке его вручную и не менее 100–300 мм — при разработке экскаватором (10.16).

6.3.3 Для склонов и откосов рекомендуется сохранять их природное очертание.

Склоны и откосы при необходимости расположения на них оборудования, сооружений и др. выполняют ступенчатого профиля на границе слоев грунта или просачивания подземных вод с минимальной шириной горизонтальных площадок, м:

2 — для строительных котлованов;

3 — для откосов, склонов и насыпей;

8 — в карьерах.

6.3.4 Расчеты откосов и склонов производят методом вертикальных элементов, с разделением грунтового массива на вертикальные отсеки, в пределах которых поверхность сдвига считается плоской, а характеристики грунтов — постоянными.

Прочность грунтового массива τ оценивают для каждого отсека отдельно по условию прочности (см. формулу 6.1). Устойчивость при сдвиге определяют для всего сооружения в целом по коэффициенту надежности, принимаемому согласно 6.1.7.

6.3.5 При невозможности обеспечения устойчивости откосов земляных сооружений предусматривают мероприятия по их сдерживанию (укреплению) от сдвига с помощью подпорных стен, контрфорсов, анкеров, а также предусматривают водопонижение, регулирование поверхностного стока, пригрузку откосов и их оснований, армирование грунта, поверхностное и глубинное укрепление грунта, лесомелиорацию и др. согласно 5.2.

6.4 Котлованы

6.4.1 Проектная документация на устройство котлованов должна содержать: данные по горизонтальной и вертикальной привязке котлована к местности; план и разрезы котлована с указанием основных осей, размеров поверху и понизу, абсолютных отметок дна и всех заглублений, привязки заглублений к основным осям, размеров откосов или конструкций крепления его стенок; мероприятия,

направленные против затопления поверхностными и подтопления подземными водами, против нарушения природного сложения грунтов основания при производстве работ и возможного промерзания грунтов в зимнее время, мероприятия по обеспечению сохранности рядом расположенных существующих строений и другие мероприятия, обусловленные местными геологическими и гидрогеологическими условиями, спецификой возводимых зданий и сооружений, особенностями инженерной подготовки территории.

6.4.2 При разработке проектной документации на устройство котлована предусматривают:

- предотвращение поступления подземных вод в котлованы, траншеи и подземные выработки, разрабатываемые в обводненных грунтах;
- предупреждение прорывов подземных вод или выпора водоупорных слоев грунта в днище котлованов при наличии в их основании водовмещающих горизонтов с напорным режимом фильтрации;
- предотвращение неблагоприятного изменения физико-механических свойств грунтов и развития опасных процессов в грунтовой толще (карста, вымыва заполнителя, подтопления, оползней и т. д.) в связи с изменением природных гидрогеологических условий;
- организацию отвода поверхностных и каптированных вод к местам сброса;
- предотвращение недопустимых осадок близлежащего грунтового массива в результате снижения уровня подземных вод, а также осадок оснований зданий и сооружений в зоне влияния водопонижительных работ, которые могут повлечь деформации конструкций;
- обеспечение стабильности экологических условий окружающей среды в связи с нарушением водного баланса на участке строительства;
- при необходимости обеспечение мониторинга окружающего грунтового массива и близлежащих зданий и сооружений в период выполнения водопонижительных работ по разделу 12;
- обеспечение техники безопасности выполняемых работ.

6.4.3 Размеры дна котлована в плане определяются размерами между наружными осями сооружения, расстояниями от этих осей до крайних уступов фундаментов, размерами дополнительных конструкций, устраиваемых около фундаментов с наружных сторон (пристенных дренажей, временных водоотводных канав и др.), и минимальной шириной зазора (позволяющей возводить подземные части сооружения) между дополнительной конструкцией и стенкой котлована.

Размеры котлована поверху назначают исходя из размеров дна котлована, ширины откосов или конструкций крепления, его стенок и зазора между гранями фундаментов и откосов. Глубина котлована определяется отметкой заложения фундамента и дополнительных устройств (песчаной подушки, пластового дренажа и т. д.).

6.4.4 В проектной документации на устройство котлована указывают толщину защитного слоя его основания, который снимают непосредственно перед возведением фундамента.

Для отвода атмосферных осадков поверхность защитного слоя выполняют с уклоном в сторону стенок, а по периметру котлована устраивают водоотводные канавки с уклоном в сторону примысков (зумпфов) по 6.4.11, из которых, в случае необходимости, следует откачивать воду. Устройство канавок и зумпфов и откачку воды из них производят с соблюдением требований открытого водопонижения.

6.4.5 Для доставки материалов, деталей и транспортирования механизмов в котлован в проектной документации предусматривают спуски, а также мероприятия по обеспечению устойчивости стенок котлована различными видами креплений или приданием им соответствующих уклонов.

Способ крепления назначают в зависимости от глубины котлована, свойств и напластования грунтов, уровня и дебита подземных вод, условий производства работ, расстояния до существующих строений.

6.4.6 Стенки котлована, ширина которого равна глубине и на бровках которого отсутствует нагрузка, допускается оставлять вертикальными при глубине котлована, м, не более:

- | | |
|------|--|
| 1,0 | — в маловлажных насыпных, песчаных и гравелистых грунтах; |
| 1,5 | — в супесях твердой и пластичной консистенции; |
| 1,75 | — в суглинках и глинах твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции; |
| 2,0 | — в особо плотных грунтах. |

Возведение фундаментов и подземных элементов сооружения, а также засыпку пазух котлованов производят непосредственно после отрывки грунта.

Для котлованов глубиной более 2 м в грунтах естественной влажности стенки допускается выполнять без крепления, с уклоном и крутизной откосов согласно таблице 6.2. Крутизну откосов котлованов глубиной более 5 м определяют расчетом.

Таблица 6.2 — Максимально допустимая крутизна откосов котлованов и траншей в грунтах естественной влажности

Вид грунта	Глубина выемки h , м, до					
	1,5		3,0		5,0	
	α	$\frac{h}{l}$	α	$\frac{h}{l}$	α	$\frac{h}{l}$
Насыпной	56°	$\frac{1}{0,67}$	45°	$\frac{1}{1}$	38°	$\frac{1}{1,25}$
Песчаный и гравийный влажный (насыщенный)	63°	$\frac{1}{0,50}$	45°	$\frac{1}{1}$	45°	$\frac{1}{1}$
Супесь	76°	$\frac{1}{0,25}$	56°	$\frac{1}{0,67}$	50°	$\frac{1}{0,85}$
Суглинок	90°	$\frac{1}{0}$	63°	$\frac{1}{0,50}$	53°	$\frac{1}{0,75}$
Глина	90°	$\frac{1}{0}$	76°	$\frac{1}{0,25}$	63°	$\frac{1}{0,50}$
Моренные: пески и супеси	76°	$\frac{1}{0,25}$	60°	$\frac{1}{0,57}$	53°	$\frac{1}{0,75}$
суглинки	78°	$\frac{1}{0,20}$	63°	$\frac{1}{0,50}$	57°	$\frac{1}{0,65}$

В неустойчивых грунтах при отсутствии подземных вод и невозможности устройства откосов стенки крепят досками или инвентарными щитами, удерживаемыми распорками.

6.4.7 В глубоких выработках, в сложных инженерно-геологических (гидрологических) условиях, на стесненных площадках (около существующих домов и сооружений, автомобильных и железных дорог) крепление котлованов следует осуществлять шпунтовыми стенками или грунтами, закрепленными силикатизацией, цементацией, замораживанием и др. по ТНПА.

6.4.8 При проектировании (расчете) ограждений котлованов руководствуются ТКП 45-5.01-237 и учитывают положения [6].

6.4.9 Защиту котлованов от подземных вод осуществляют с помощью водопонижения, устройства противофильтрационных завес и комбинацией этих способов с учетом 7.2 настоящих строительных правил и ТКП 45-5.01-255.

Способ защиты выбирают в зависимости от вида подземных вод, особенностей (структуры, текстуры) напластования и свойств грунтов, глубины, размеров и формы котлована в плане, особенностей и размеров строительной площадки.

6.4.10 Водопонижение осуществляют с помощью открытого водоотлива или глубинного водопонижения и производят в период устройства фундаментов в котловане и других подземных частях здания, расположенных ниже уровня подземных вод, до момента превышения нагрузками от конструкции возникающего гидростатического давления и обеспечения устойчивости подземных сооружений против всплывания. Водопонижение осуществляют непрерывно или с перерывами при полном исключении подтопления котлована, в том числе временного. При этом уровень воды должен находиться на 0,5 м ниже отметки дна котлована.

6.4.11 Открытый водоотлив осуществляют непосредственно из котлована специальными насосами и применяют в котлованах незначительной глубины при подземных водах (типа верховодки или отдельных линз), при отсутствии постоянного наполнения. При этом в котловане проектируют прямки (зумпфы) и водоотводящие канавки глубиной от 0,3 до 0,5 м, расположенные по периметру котлована с уклоном i от 0,01 до 0,02 в сторону прямков. Зумпфы устраивают не ближе 1,0 м от граней

Водопонижение на глубину более 4 м осуществляют ярусными иглофильтровыми установками. Первый ярус устанавливают на отметках одноярусного понижения. На данной отметке устанавливают второй ярус иглофильтровых установок. В глубоких котлованах водопонижение осуществляют в несколько ярусов.

Рекомендуемая область применения способов искусственного улучшения грунтов приведена в таблице 6.3. Расчет искусственно улучшенных оснований выполняют по методикам, приведенным в разделах 4–8.

Таблица 6.3 — Рекомендуемая область применения способов искусственного улучшения оснований

Способ искусственного улучшения оснований	Область применения способа в зависимости от типа грунта			
	Гравий	Песок	Глинистый, в том числе пыль	
	Размеры фракций, мм			
	от 10 до 2	от 2 до 0,05	от 0,05 до 0,005	менее 0,005
Механическое уплотнение грунтов трамбованием и послойной укаткой катками, сваи в проколотых скважинах и фундаменты в вытрамбованных котлованах	Рыхлые, слабые при $S_r < 0,7$			
Механическое уплотнение грунтов виброуплотнением и взрывом	Рыхлые			
Глубинное уплотнение длинными песчаными и грунтобетонными тампонами (сваями) в пробитых, раскатанных скважинах	Слабые, малопрочные			
Уплотнение обжатием, пригрузкой, понижением уровня воды и вертикальными дренажами, пригрузкой насыпями	Сильносжимаемые водонасыщенные минеральные и биогенные грунты			
Химическое закрепление* (силикатизация, цементация)	Не рекомендуется к применению*			
Закрепление вяжущим (перемешивание с цементом и др.)	Малопрочные			
Армирование грунта (горизонтальное, вертикальное и дисперсное с использованием металлических, синтетических материалов и свай)	Слабые, малопрочные			
* Способ экологически опасен и не рекомендуется к применению, за исключением перечисленного в 6.5.5.				

6.6 Грунтовые подушки

6.6.1 Грунтовые подушки согласно классификации насыпей (см. таблицу 6.1) относятся к конструкционным стабилизированным насыпям вида I.1 и применяются согласно 6.1, 6.2, 6.6.2–6.6.7 для замещения грунтов:

- а) водонасыщенных неравномерно сильносжимаемых (слабых глинистых, биогенных специфических по 8.1 и др.) с $E \leq 5$ МПа, $I_L \geq 0,7$ МПа, $e > 0,8$, $S_r \geq 0,7$ (распределительные подушки);
- б) набухающих (компенсирующие подушки);
- в) просадочных (компенсирующие подушки).

6.6.2 При проектировании грунтовых подушек устанавливают:

- толщину и размеры подушки (в пределах отдельных фундаментов или зданий и сооружения в целом);
- схему планировки котлована;
- рекомендуемые виды грунтов;
- значения оптимальной влажности и требуемую плотность грунта;
- толщину отсыпаемых слоев;
- типы грунтоуплотняющих механизмов и ориентировочное количество их проходок для уплотнения грунтов до требуемой плотности;
- условное расчетное сопротивление уплотненного грунта подушки.

6.6.3 При устройстве грунтовых подушек грунт по всей его толщине или в верхней части (в пределах деформируемой зоны) заменяют местным грунтом (6.6.3.1 и 6.6.6), укладываемым с плотностью, указанной в проектной документации.

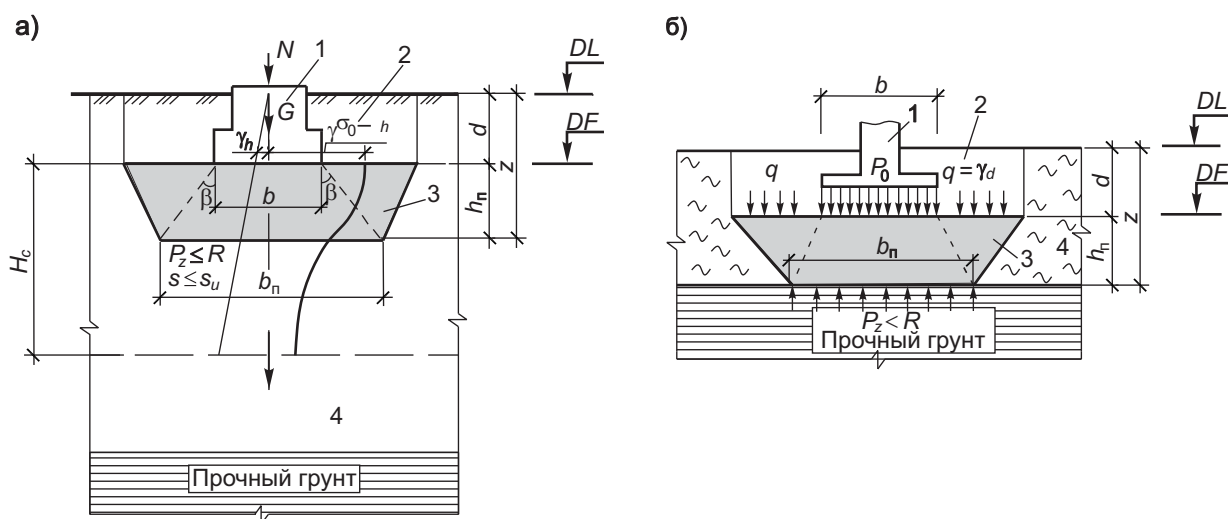
6.6.3.1 Для распределительных подушек (см. 6.6.1, перечисление а), и рисунок 6.1) используют средний и крупный песок, щебень, гравий или их смеси, укладываемые послойно с уплотнением до коэффициента уплотнения $K_{com} \geq 0,95$. Высоту подушек назначают таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышало характеристическое сопротивление R этого грунта. Ширину подушки внизу b_n , м, рассчитывают по формуле

$$b_n = b + 2h_n \operatorname{tg} \beta, \quad (6.4)$$

где b — ширина фундамента, м;

h_n — высота грунтовой подушки, м;

$\beta \geq \varphi$ — определяют с учетом данных таблицы 6.4 (φ — угол внутреннего трения грунта, ...°).



1 — фундамент; 2 — засыпка пазух фундамента из материала грунтовой подушки ($K_{com} \geq 0,95$);
3 — грунтовая подушка; 4 — замещаемый грунт

Рисунок 6.1 — Расчетная схема грунтовой подушки при прорезке замещаемого грунта:

а — частичной;

б — полной

6.6.3.2 Компенсирующие грунтовые подушки (см. 6.6.1, перечисление б)) применяют для уменьшения неравномерности подъема фундаментов при локальном замачивании. Их устраивают из любых (кроме пылеватых) песков в пределах толщи набухающих грунтов, уплотняемых до $K_{com} \geq 0,95$ при давлении на основание $p \geq 0,1$ МПа.

Размеры грунтовой подушки определяют расчетом в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 6.1 б), с учетом данных таблицы 6.4.

Таблица 6.4 — Рекомендуемые размеры компенсирующей подушки

Ширина фундамента b , м	Размеры подушки, м	
	Высота h_n	Ширина по низу b_n
От 0,5 до 0,7 включ.	1,20	$2,2b$
Св. 0,7 до 1,0 включ.	1,15	$2,0b$
Св. 1,0 до 1,2 включ.	1,10	$1,8b$

6.6.3.3 Компенсирующие грунтовые подушки по 6.6.1, перечисление б) и в) (см. рисунок 6.1 б)) применяют при степени влажности просадочных грунтов в основании фундаментов $S_r > 0,7$, при необходимости создания в основании фундаментов уплотненного слоя толщиной более уплотненного тяжёлыми трамбовками (из глинистых грунтов по 6.6.6).

6.6.4 Размеры грунтовых подушек назначают в зависимости от размеров фундаментов, их конфигурации, давления на грунт, вида, целевого назначения грунтовых подушек.

6.6.5 Толщину грунтовой подушки определяют согласно требованиям по замещению слабых грунтов на глубину деформируемой зоны.

При частичном устранении деформационных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны толщину грунтовой подушки определяют расчетом по деформациям. При этом суммарные осадки, подъемы и просадки фундаментов зданий и сооружений не должны превышать предельно допустимых значений.

6.6.6 При возведении грунтовых подушек на просадочных грунтах для создания сплошного водонепроницаемого экрана применяют глины и суглинки.

Подушки устраивают из однородных грунтов оптимальной влажности. При уплотнении грунта трамбованием оптимальную влажность принимают при степени влажности $S_r \leq 0,7$, укаткой — равной влажности на границе раскатывания. При влажности грунта более чем на 3 % ниже оптимальной производят его доувлажнение до оптимальной влажности.

При устройстве грунтовых подушек для устранения просадочных свойств основания, плотность сухого грунта должна быть не менее $1,7 \text{ т/м}^3$, но не менее значения, при котором просадка грунта исключается.

6.6.7 Расчет распределительных подушек по 6.6.1 выполняют по 6.1.6–6.1.13 и настоящему подразделу.

7 Технические и конструктивные положения по проектированию и устройству оснований, фундаментов, заглубленных частей зданий и земляных сооружений

7.1 Общие положения

7.1.1 Проектирование оснований и фундаментов выполняют в соответствии с ТНПА на каждый вид применяемого материала.

7.1.2 В качестве основных конструкционных материалов для фундаментов зданий и сооружений всех классов надежности применяют бут, кирпич, бутобетон, бетон, железобетон, дерево и металл, а стены заглубленных помещений (подвалов и др.) при классе геотехнического риска условий строительства А выполняют сборными из крупных бетонных блоков и железобетонных панелей. Допускается для фундаментов стен заглубленных частей сооружений класса надежности RC1 и, при соответствующем обосновании, класса надежности RC2 использовать мелкие бетонные блоки, бутобетон, хорошо обожженный полнотелый керамический кирпич пластического прессования согласно СП 5.02.01 и грунтобетон в соответствии с ТКП 45-5.01-67 (приложение В).

7.1.3 Виды, классы, марки материалов плитных и свайных фундаментов, стен заглубленных частей сооружений (подвалов) устанавливают расчетом с учетом условий эксплуатации по 4.1.6 и 4.1.7. Класс бетона по прочности на сжатие железобетонных изделий назначается в соответствии с СП 5.03.01 и должен быть не ниже C16/20 (класс среды XC1) плотностью от $2,2$ до $2,5 \text{ т/м}^3$. При эксплуатации изделий в средах XD, XF, XA, XM класс бетона повышают в соответствии с требованиями проектной документации, марку по водонепроницаемости принимают не ниже W6. Марку минерала кирпича, природных камней и мелких блоков плотностью более $1,8 \text{ т/м}^3$ принимают M100–M200. Для сооружений класса надежности RC1 допускается снижение характеристик материалов на одну или две ступени и использовать для фундаментов деревянные сваи из сосновых и еловых бревен (в том числе сращенных), очищенных от коры и защищенных от гниения с расположением оголовков ниже уровня подземных вод.

7.1.4 Глубину заложения подошвы плитных фундаментов и ростверков свайных фундаментов в пределах отдельных секций (блоков) сооружения назначают расчетом (см. раздел 5), а также в соответствии с ТКП 45-5.01-67, с расположением ее, как правило, в одном уровне по глубине, с расстоянием не менее 50 см от поверхности природного рельефа отметки планировки, дна котлована или пола подвала; для неотапливаемых зданий и на пучинистых грунтах — по теплотехническому расчету, с учетом положений [8].

Переход от одной отметки заложения подошвы плитного фундамента к другой при расположении фундаментов смежных секций на разных отметках производят ступенями в соответствии с ТКП 45-5.01-67. Допустимую разность отметок смежных фундаментов назначают исходя из условия

$$\Delta h \leq a \cdot \left(\operatorname{tg} \varphi_d + \frac{c_d}{p} \right), \quad (7.1)$$

где a — расстояние между фундаментами в свету, м;
 φ_d и C_d — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения, ...°, и удельного сцепления грунта, МПа;
 $p_{\text{mean}} = V/A$ — среднее или максимальное давление по формулам (5.1), (5.2) под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетной центральной или внецентренной нагрузки, МПа.

7.1.5 Минимальные размеры фундаментов назначают по расчету с учетом требований в части их сопряжения с надземными конструкциями сооружений, расположения арматуры, ее анкеровки и принимая во внимание принятую технологию производства работ.

7.1.6 При отсутствии изгибающих моментов, внецентренно приложенных вертикальных или горизонтальных усилий фундаменты устраивают неармированными или армированными конструктивной арматурой, монолитные сваи при отсутствии изгибающих моментов и поперечных сил армируют только в верхней зоне выпусками для сопряжения с ростверком.

7.1.7 Форму подошвы монолитных фундаментов в плане при центральной нагрузке рекомендуются принимать квадратную, а при внецентренной нагрузке — прямоугольную с соотношением сторон

подошвы $n = \frac{b}{l}$ в пределах от 0,60 до 0,85 (b, l — меньшая (ширина) и большая (длина) стороны подошвы фундамента).

7.1.8 Монолитные фундаменты и ростверки под сборные и монолитные железобетонные опоры надземных конструкций при их высоте более 300 мм принимают ступенчатого типа с размерами в плане подошвы, ступеней и подколонтника, кратными 100 мм.

Высоту ступеней монолитных фундаментов рекомендуется принимать кратной 50 мм, а при высоте плитной части фундамента или ростверка более 1,5 м — 150 мм.

7.1.9 Вес сборных плитных и свайных фундаментов не должен превышать грузоподъемности монтажных кранов, длина свай, как правило — 12 м.

Нагрузка на фундаменты не должна превышать их расчетных значений по надежности более чем на 5 %. Допускается недоиспользование несущей способности сборных элементов, но не более чем на 15 %.

7.1.10 Под сборными фундаментами (ростверками) в глинистых грунтах устраивают песчаную подготовку, а под монолитными в любых грунтах и сборными в водонасыщенных песках — бетонную подготовку из бетона класса не ниже С8/10 по СТБ 1544, толщиной 100 мм и размерами, превышающими на 100 мм по периметру размеры подошвы фундамента.

7.1.11 Зазоры между стенками стакана фундамента и сборной железобетонной колонной выполняют: понижу между стенками, дном стакана и плоскостями колонн — размером не менее 50 мм, по верху — не менее 75 мм.

Глубину стакана фундамента h_c принимают равной глубине заделки колонн, в соответствии с проектной документацией и с учетом СП 5.03.01 по условиям анкеровки арматуры колонны плюс 50 мм.

Толщину дна стакана определяют расчетом на продавливание (срез), но принимают не менее 200 мм.

7.1.12 Размеры и процент армирования стенок стакана определяют расчетом на внецентренное сжатие с учетом СП 5.03.01 и в соответствии с ТКП 45-5.01-67 (раздел 6).

Минимальный процент армирования принимают с учетом СП 5.03.01.

Для изготовления сеток в качестве рабочей арматуры рекомендуется применять стержни периодического профиля из стали класса S500 (A500).

Соединение стержней арматурных сеток выполняют сваркой или вязанием проволокой диаметром от 1,4 до 1,6 мм во всех точках пересечения стержней.

Площадь и шаг конструктивных стержней и поперечной арматуры принимают с учетом СП 5.03.01.

Для монтажных подъемных петель сборных железобетонных фундаментов применяют горячекатаную арматурную сталь класса S240 марки СтЗсп по ГОСТ 380.

7.1.13 Толщину защитного слоя бетона подошвы фундаментов (ростверка), работающих в неагрессивных средах, принимают не менее диаметра рабочей арматуры и максимального диаметра заполнителя бетона, при этом:

— для монолитных фундаментов — 45 мм (при наличии бетонной подготовки) и 80 мм (при отсутствии бетонной подготовки);

— для сборных фундаментов — не менее 45 мм.

Защитный слой арматуры фундаментов, работающих в агрессивных средах, принимают с учетом СН 1.03.01, СН 2.01.07, СП 5.03.01, ТКП 45-5.09-33.

7.1.15 Для фундаментов, устраиваемых на специфических грунтах (8.1, 8.2) и насыпях вида I.2 и типа II (см. таблицу 6.1), при классах геотехнического риска условий строительства Б и Н (таблица А.1, приложение А) и отрицательной расчетной осадке более 50 мм в уровне верха ленточных фундаментов, верха стеновых блоков и по высоте здания в уровне перекрытий следует предусматривать непрерывные армированные пояса с арматурой класса S500 площадью, определяемой по расчету, но не менее 4–5 см², диаметром 12 мм.

7.1.16 Фундаменты на специфических грунтах проектируют с учетом положений 7.3 и раздела 8. Для фундаментов, возводимых на слабых водонасыщенных основаниях, в проектной документации предусматривают мероприятия по их защите от промерзания в период производства земляных работ, монтажа фундаментов и подвальных помещений до заполнения пазух котлована с утеплением подвального помещения.

Передачу нагрузки ростверком на грунт не учитывают, если под ним или в пределах длины свай находятся водонасыщенные малопрочные, слабые, биогенные (ил, торф, заторфованные грунты), рыхлые насыпные, намывные, просадочные и набухающие грунты с модулем деформации $E < 5,0$ МПа или концы свай опираются на грунты с модулем деформации $E < 10,0$ МПа.

Расчет неравномерности осадок и крен плитных и свайных, СП/ПС фундаментов является обязательным для разноэтажных комплексов зданий и отдельных высотных, повышенной этажности, точечных (высотой более 30 м) зданий, объектов, возводимых рядом с существующей застройкой, попадающих в зону их влияния (см. 4.2.7), а также при опирании концов свай на грунты с модулем деформации $E < 10,0$ МПа, при различных типах фундаментов или длине свай под одним зданием, а также если разница по величине нагрузок на смежные фундаменты или участки (секции) фундаментов (ростверков) более 50 %.

Жесткое сопряжение свай с ростверком производят для наклонных свай; при наличии выдергивающих или горизонтальных нагрузок, в том числе если их эксцентриситет выходит за ядро сечения фундамента, когда в основании свай имеются прослойки из сильносжимаемых грунтов (специфических по 8.1: торфа, заторфованных грунтов ($I_{om} \geq 0,2$), ила, текучих глинистых, макропористых и т. д.).

При проектировании ростверков на пучинистых и набухающих грунтах предусматривают зазор между ростверком и грунтом или устройство подсыпок из песка, шлака и других непучинистых материалов и мероприятия по предотвращению замораживания и увлажнения грунтов под ростверками.

а) для свайных фундаментов из готовых свай заводского изготовления и набивных свай $d \leq 800$ мм, заземленных в грунте, — от $3d$ до $9d$; свай-стоек — от $1,5d$ до $3d$ между осями (d — диаметр, сторона квадратного поперечного сечения сваи, для прямоугольного поперечного сечения — большая сторона);

61

в) для свайных фундаментов из свай с уширениями в верхней части и наклонных свай d — от 100 до 200 мм в свету между оголовками (в том числе наклонных свай);

г) для СП и ПС фундаментов — по расчету, в интервале от $5d$ до $9d$.

7.1.21 Количество свай в кусте при их минимальных размерах назначают из условия обеспечения их прочности и деформаций по материалу и грунту согласно 5.2.11 и 5.2.12.

7.1.22 При устройстве свай с вытрамбованной пятой применяют бетонную смесь в соответствии с требованиями СТБ 1544, с учетом [1]–[3].

7.1.23 Сваи должны прорезать толщу малопрочных и слабых сильносжимаемых грунтов (прорезка ила, торфа, заторфованных и слабых глинистых грунтов с $I_L \geq 0,75$ обязательна) и входить в подстилающие их прочные грунты на глубину, м, не менее: 0,5 — в скальные и гравелистые грунты; 1,0 — в пески; 2,0 — в глинистые грунты с $I_L \geq 0,1$; 1 — в глинистые грунты с $I_L \leq 0$.

Набивные сваи и круглые полые сваи без острия, с $d \geq 700$ мм, с уширенной пятой, а также сваи-оболочки (столбы), погруженные без выемки или с частичной выемкой грунта, заглубляют в несущий подстилающий слой: не менее чем на 2 м — в грунты средней прочности; не менее чем на 1 м — в прочные грунты.

Контакт нижних концов всех видов свай со специфическими грунтами (глинистыми с $I_L > 1$, биогенными и др. по 8.1.3) не допускается.

Расстояние от подошвы плитных фундаментов и концов свай до кровли подстилающего сильносжимаемого минерального или биогенного заторфованного слоя со специфическими грунтами по 8.1.3 с $I_{om} \geq 0,2$, $E \leq 5,0$ МПа определяется расчетом из условия (5.10) по ТКП 45-5.01-67 и должно составлять не менее, м:

5,0	— для сооружений классов надежности	RC2 и RC3;
1,5	—	то же RC1.

7.1.24 При значительных уклонах верхней границы (кровли) несущего слоя грунта, принятого за основание, отметку заглубления нижних концов свай допускается назначать разной при выполнении положений 4.1.17 и 4.1.18.

Перепад отметки нижних концов соседних групп свай не должен превышать 2 м. При большем перепаде или при опирании свай на грунты с различными характеристиками рекомендуется разделять здание или сооружение осадочными швами на отдельные блоки. Количество свай (расстояние между сваями) в зонах перепада их длины определяют с учетом изменения несущей способности свай при отсутствии превышения предельных значений относительных осадок $\lambda \leq \lambda_u$ (см. 4.1.17, 4.1.17.3 настоящих строительных правил и ТКП 45-5.01-67).

7.1.25 Под несущие и самонесущие стены сваи рекомендуется располагать в один ряд с учетом увеличения их сечения и длины, применения забивных оголовков, устройства уширенной пяты и т. д. В углах здания и в местах пересечения стен наличие свай обязательно.

При расположении свай в два ряда и более их размещают в шахматном порядке.

Не допускается размещение свай под проемами в стенах подвалов (технических этажей и др.) без подтверждения непревышения предельных состояний конструкций и грунтов соответствующими расчетами.

7.1.26 Центры тяжести свай под ленточными ростверками должны быть совмещены с осями приложения нагрузок. Центр тяжести куста свай должен быть совмещен с точкой приложения равнодействующей от постоянных и длительно действующих временных нагрузок на фундамент.

При наличии горизонтальных нагрузок или изгибающих моментов, действующих в одном направлении, центр тяжести свайного поля должен быть совмещен с осью равнодействующей силы от постоянных и длительно действующих временных нагрузок.

7.1.27 Жесткое сопряжение свай с монолитным ростверком осуществляют заделкой оголенной стержневой арматуры на длину анкеровки l_{bd} , определяемую по СП 5.03.01, и заведением в ростверк бетонной верхней части сваи на глубину 50 мм.

Для свай с проволоочной напрягаемой арматурой заделку голов свай выполняют без оголения арматуры. Длину заделки определяют расчетом по СП 5.03.01. Заделку голов свай с напрягаемой арматурой принимают равной диаметру сваи круглого сечения или не менее ширины сечения сваи квадратного сечения.

Выпуск стержней каркаса в набивных сваях должен обеспечивать возможность анкеровки в ростверке.

7.1.28 Температурные и осадочные швы в уровне фундаментов должны быть совмещены со швами в надземных конструкциях зданий или сооружений и расположены между фундаментами смежных секций (сваями).

7.1.29 Пересечение подземных трубопроводов с ростверком, а также их соприкосновение со сваями не допускается.

7.1.30 При проектировании безростверковых фундаментов учитывают следующие дополнительные требования:

а) забивные сваи рекомендуется применять сечениями 300×300 и 350×350 мм, длиной до 12 м, с поперечным армированием;

б) сваи под стены рекомендуется размещать в один ряд;

в) под каждую стеновую панель, фундаментную балку или участок между проемами назначают не менее двух свай;

г) оси свай располагают с минимальным эксцентриситетом относительно равнодействующей вертикальных сил, приложенных к оголовку;

д) верх оголовков (уширений) назначают: под стены подвала — на 50–100 мм ниже его пола, под внутренние стены первого этажа — на 20 мм ниже низа панелей перекрытия.

7.1.31 Для армирования сплошных плитных фундаментов применяют унифицированные арматурные изделия заводского изготовления. Отдельные стержни рекомендуется применять в качестве дополнительного армирования при невозможности использования вязанных (сварных) сеток.

Армирование фундаментных плит производят в двух зонах: в нижней (подшва) и верхней. Каждая зона должна иметь рабочую арматуру в двух направлениях не более чем в четырех уровнях с шагом не менее 200 мм, при соответствующем обосновании допускается уменьшение шага стержней до 100 мм.

Шаг, в миллиметрах, поддерживающих каркасов арматуры верхней зоны, исходя из монтажных нагрузок и диаметра ее рабочей арматуры, должен составлять не менее:

— при диаметре рабочих стержней, мм	до 16	— 1000;
— " " " " " "	от 18 " 25	— 2000;
— " " " " " "	св. 25	— 3000.

7.1.32 Материалы, применяемые для изготовления специальных и ограждающих фундаментов, должны соответствовать требованиям ТНПА на данный вид фундамента.

7.1.33 Подпорные стены, свайные и траншейные стены, возводимые на нескальном основании, разбиваются по длине на отдельные секции деформационными (температурными и температурно-осадочными) швами.

Расстояние между деформационными швами устанавливают расчетом на основании анализа инженерно-геологических условий строительной площадки и конструктивного решения стены, а также методов строительного производства.

Конструкции швов должны обеспечивать независимую работу отдельных секций.

7.1.34 Уплотнения деформационных швов стен, в том числе между их элементами, воспринимающие напор воды, должны обеспечивать суффозионную устойчивость грунта засыпки.

Стены на нескальных основаниях выполняют с зубьями, шпунтами, дренажом, а поверхность подошвы смежных секций с различными отметками заглубления выполняют наклонной или со ступенями ограниченной высоты.

7.1.35 Для земляных сооружений классов надежности RC2 и RC3 не используют:

— материалы, содержащие более 5 % водорастворимых солей, включая хлоридные, сульфатные (сульфидно-хлоридные) или замасленные и загрязненные нефтепродуктами;

— материалы, содержащие более 3 % не полностью разложившихся органических веществ и более 5 % полностью разложившегося органического вещества, находящегося в аморфном состоянии.

7.1.36 Грунты, содержащие большее количество недопускаемых к применению материалов, могут применяться только при условии выполнения защитных мероприятий для фундаментов и оборудования и соблюдения правил охраны окружающей среды.

7.2 Техническая мелиорация грунтов при проектировании оснований и фундаментов

7.2.1 Водопонижение и водоотвод осуществляют в течение всего времени устройства сооружения и его частей, расположенных ниже уровня подземных вод, до момента, когда нагрузка от сооружения не превысит гидростатическое давление подземных вод и не обеспечит устойчивость против пьития. Подтопление, в том числе временное, рабочей зоны фундаментов и заглубленных частей сооружений (несущих конструкций) не допускается. Уровень воды должен быть на глубине 0,5 м ниже отметки подошвы фундаментов (котлована).

7.2.2 Проектирование водоотвода и водопонижения осуществляют на основании задания на проектирование, производство работ, в котором должны содержаться данные о технологии работ, эксплуатационных и технических требованиях к водопонижающей системе, о расположении мест сброса сточных вод, материалы инженерно-геологических изысканий, согласования с заинтересованными организациями.

В техническом заключении о гидрогеологических условиях строительства в разделе «Характеристика подземных вод» указывают:

- источники и причины образования подземных вод;
- направление и скорость движения подземных вод;
- режим; отметки появившегося, установившегося и расчетного уровней подземных вод, а также оту зоны капиллярного увлажнения грунта (при необходимости);
- карту глубины заложения водоупора.

7.2.3 Способы водопонижения назначают в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки (особенностей напластований и свойств грунтов), уровня подземных вод, особенностей и размеров объекта строительства, технических возможностей технологического оборудования строительной организации и экономической целесообразности.

Рекомендуется применять:

- гидрофилитровые установки — в однородных грунтах с коэффициентом фильтрации K от 0,1 до 0,0 м/сут для водопонижения от 2 до 12 м, при соответствующем обосновании — до 20 м;
- водопонижительные скважины, трубчатый дренаж (вертикальный и наклонный) — при K от 0,1 до 0,0 м/сут в песчаных, глинистых и скальных грунтах, в том числе с напорными водами при отсутствии опасности выноса песчаного материала в скважину;
- водопонижительные (дренажные) системы — как комплекс систем в режиме прием — откачка — отвод воды. Системы подразделяются на индивидуальные (защита отдельных небольших объектов); линейные и двухрядные, состоящие из двух линейных (защита территорий и протяженных объектов от подтопления); кольцевые (при всестороннем притоке и его отсутствии); грунтовые (для водопонижения внутри защищаемой территории, расположенной на большой площади, и сложной групповой конфигурации объекта);
- наблюдательные скважины — на водоносные слои, из которых производится забор воды;
- водоотлив, галерейный и трубчатый дренаж, не имеющие ограничений по виду грунтов и их фильтрационным способностям. При водоотливе устраивают пригруз откосов и их оснований песчаной отсыпкой.

7.2.4 Дренаж представляет собой длительно действующую систему различной сложности, предназначенную для обеспечения на защищаемой территории понижения уровня подземных вод до требуемых отметок или защиты объекта от подтопления.

7.2.5 В зависимости от степени подтопления территории, природных условий региона, конструктивных сооружений и устройств устройство дренажей осуществляют на всей подтопляемой территории или только на ее части. Дренажи подразделяют на траншейные, закрытые, беструбчатые, стовые и пристенные.

7.2.6 Выбор дренажных систем осуществляют на основе водобалансовых, фильтрационных и гидравлических расчетов, при этом не допускается:

- нарушение физико-механических свойств грунтов в основании существующих сооружений при изменении уровня подземных вод;
- снижение производительности подземных водоносных горизонтов, используемых для целей водоснабжения;
- загрязнение подземных водоносных горизонтов при организации сброса в них воды из дренажных систем.

7.2.7 Для защиты от подтопления значительного количества сооружений, расположенных на подтопляемой территории, применяют одно-, двухлинейные и площадные системы дренажа горизонтального, вертикального или комбинированного типа.

Для защиты от подтопления отдельных сооружений применяют локальные дренажи — контурные (кольцевые), линейные, лучевые, пластовые, пристенные.

Пластовый и пристенный дренаж устраивают по установленной границе сезонного или многолетнего колебания уровня подземных вод согласно техническому заключению о гидрогеологических условиях строительства в случае:

— расположения подземных частей сооружений в водоносных слоях большой мощности или при наличии напорных подземных вод, при слоистом строении водоносного пласта;

— при расположении подземных частей сооружений с полами ниже расчетного уровня подземных вод или над уровнем подземных вод менее 30 см, а также при расположении помещения в зоне капиллярного увлажнения;

— расположения эксплуатируемых подземных частей сооружений в глинистых грунтах при расстоянии от пола подвала до уровня поверхности земли более 1,5 м, до уровня подземных вод — менее $h \leq 1,0$ м (с учетом срока эксплуатации объекта) и отсутствии следующих мероприятий по изоляции от обводнения грунтов:

а) послойного уплотнения засыпки пазух и выемок с выполнением отмостки шириной не менее 1,0–1,2 м и водоотводящих лотков;

б) планировки прилегающей территории с уклоном от стен сооружения не менее 0,002 — для асфальтированных поверхностей и не менее 0,003 — для задерненной;

в) аварийного водоотвода из подземных частей сооружений в виде приямков (зумпфов), канализационных систем и т. д. с учетом требований 7.2.10.

7.2.8 Проектирование дренажных систем осуществляют в соответствии с ТКП 45-2.03-224 и ТКП 45-2.03-255.

7.2.9 В проектной документации систем технической мелиорации приводят:

— материалы по 6.1.4. В рабочих чертежах устанавливают глубину заложения и размеры систем;

— перечень мер по предотвращению разуплотнения, последствий от осадок грунтов и потери устойчивости основания, а также от подтопления, размыва, образования оползней и заболачивания местности на объекте и рядом расположенных территориях;

— расчетные уровни понижения подземных вод в контрольных точках (скорость оттока, откачка); время достижения указанных уровней; объемы притока и отвода воды; производительность; характеристики систем (размеры элементов систем, количество, шаг);

— значения конечной абсолютной осадки грунта и его расчетной прочности после водопонижения и стабилизации основания, а также требуемые запасы грунта;

— толщину песчано-гравийной пригрузки для котлована и фильтрующих склонов (в случае необходимости);

— перечень мер по охране окружающей среды от размыва и эрозии откосов, склонов, обезвоживания почв, истощения подземных вод.

7.2.10 В проектной документации на системы водопонижения и водоотвода минимальный уклон дренажных труб, канавок и лотков для отвода воды назначают в зависимости от конструкции системы, но не менее 0,002 — для канавок, не менее 0,003 — для труб и систем в сторону выпуска (приямков (зумпфов)).

7.2.11 Защиту сооружений от подтопления осуществляют комбинированным способом водопонижения:

а) водоотлив, дренаж, иглофильтры (легкие и эжекторные), скважины (открытые самоизливающиеся, поглощающие, сквозные, лучевые), электроосмос;

б) гидроизоляция, которую подразделяют по назначению на работающую под напором и капиллярную, временную и долговечную, наружную и внутреннюю, горизонтальную и вертикальную.

Иглофильтровый способ при вакуумном водопонижении рекомендуется применять в малопроницаемых грунтах с коэффициентом фильтрации от 0,1 до 2,0 м/сут.

Открытые, с атмосферным давлением в своей полости водопонижительные скважины применяют для понижения уровня подземных вод или снижения напора подземных вод в грунтах с коэффициентом фильтрации более 2 м/сут.

7.2.12 Расчеты водопонижения производят для установившегося режима фильтрации во всех случаях, для неустановившегося режима — в период формирования депрессионной воронки — с охватом периода от начала откачки до установившегося режима.

При неоднородном фильтрационном потоке, сложном очертании контуров питания и водо-приемного фронта и т. д. расчет водопонижительных систем производят с использованием моделирования или других специальных методов.

7.2.13 До начала работ с предполагаемым понижением подземных вод до 2 м и более проводят обследование технического состояния зданий и сооружений, находящихся в зоне депрессионной воронки, уточняют состояние существующих подземных коммуникаций и выполняют расчет ожидаемых осадков в зоне ее влияния.

7.2.14 Конструкцию и вид гидроизоляции помещений принимают на основании максимального гидростатического напора подземных вод на объекте в зависимости от назначения сооружения (долговечность, режим эксплуатации) и гидроизоляции по 7.2.17, размеров и конфигурации объекта, трещиностойкости изолируемых конструкций, химических свойств и характера воздействия на объект подземных и техногенных вод, инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, требуемой долговечности и экологических свойств гидроизоляции и т. д.

7.2.15 При проектировании жилых и общественных зданий и сооружений предусматривают гидроизоляцию заглубленных частей помещений от капиллярной влаги, а также гидроизоляцию и дренаж согласно ТКП 45-5.01-255.

Водонепроницаемость заглубленных частей помещений обеспечивают применением плотного монолитного бетона специального состава с пластифицирующими и водоотталкивающими добавками; окрасочной, битумной, битумно-полимерной, цементной штукатурной, цементно-торкретной и штукатурной из холодных и горячих асфальтовых мастик, а также асфальтовой литой гидроизоляции, пластмассовой гидроизоляции и гидроизоляции на основе бентонита, полиэтиленовых, полипропиленовых, поливинилхлоридных, гидропластовых, стеклорубероидных и др. пленок и сертифицированных материалов.

Для восстановления гидроизоляции эксплуатируемых сооружений рекомендуется использование фильтрационных завес, устраиваемых нагнетанием в грунт через инъекторы раствора битума, жидкого стекла, петролатума и различных экологических смол и других сертифицированных материалов типа бентонитовых матов, штукатурных смесей (в том числе проникающего и тампонажного действия; например, Пенетрон, Емасо, Пенетрат и т. д.), обеспечивающих показатели, приведенные в 4.3.

7.2.16 При проектировании гидроизоляции заглубленных частей сооружений учитывают возможные изменения физико-механических, теплофизических и фильтрационных свойств грунтов, характеристик подземных и техногенных вод, возможные осадки, перепады температур и изменение формы конструкций. Гидроизоляция должна обеспечивать герметичность узлов ввода коммуникаций.

Фильтрационные расчеты гидроизоляции выполняют в соответствии с ТНПА.

Нагрузки и воздействия принимают для наиболее неблагоприятных сочетаний — для эксплуатационного и строительного периодов.

Пульсационные и другие виды гидродинамических нагрузок определяют на основании специальных исследований.

7.2.17 Защиту надземных помещений от капиллярной влаги осуществляют устройством непрерывной горизонтальной и вертикальной изоляции по выровненной поверхности согласно СП 5.01.03.

Гидроизоляцию, в зависимости от типа помещений и гидрогеологических условий, назначают:

- а) с использованием рулонных материалов;
- б) обмазочную (горячим битумом в два слоя);
- в) с использованием цементного раствора марки М150 с гидрофобными добавками и других сертифицированных материалов (см. 7.2.15).

Для бесподвальных зданий горизонтальную гидроизоляцию укладывают не менее чем на 5 см выше уровня тротуара или отмостки и не менее чем на 5 см ниже уровня чистого пола.

В стенах заглубленных помещений горизонтальную гидроизоляцию от капиллярной сырости устраивают в уровне пола подвала (ниже на 50 см или до уровня его горизонтальной гидроизоляции) и выше уровня отмостки (тротуара) не менее чем на 15 см.

Вертикальную гидроизоляцию наружных стен устраивают на 50 см выше максимально возможного уровня подъема подземных вод.

7.2.18 В подпорных стенах дренаж устраивают со стороны подпора грунта из песка средней крупности без посторонних примесей, с коэффициентом фильтрации не менее 3 м/сут, в виде трапеции высотой и размером ее нижнего основания 500 мм, верхнего — 300 мм. В подпорной стене по длине дренажа выполняют дренажные отверстия диаметром 50 мм на расстоянии от 3 до 6 м.

7.2.19 В проектной документации на устройство дренажных систем и гидроизоляции разрабатывают мероприятия по регенерации дренажных устройств и их ремонту, устройству наблюдательных скважин и пьезометров.

В сложных гидрогеологических условиях проектирование дренажа, при отсутствии расчетов, выполняют с учетом 4.1.4, моделируя фильтрационные процессы с внесением изменений в проектную документацию.

Для восстановления гидроизоляции эксплуатируемых сооружений рекомендуется использовать фильтрационные завесы и экраны на основе жидкого стекла и других экологически безопасных материалов (см. 7.2.15).

7.3 Мероприятия по повышению надежности зданий и сооружений при неравномерных деформациях сложных оснований

7.3.1 В проектах фундаментов на сложных основаниях для снижения их чувствительности к неравномерным осадкам и повышения безопасности, надежности зданий и сооружений, исходя из положений 4.1.1 и 4.1.7 предусматривают мероприятия:

- по защите основания от увлажнения посредством вертикальной планировки, асфальтирования территории, устройства дренажа и водоводов для отвода воды за пределы строительной площадки, устройства уширенной отмостки, противофильтрационных стен (завес и экранов), а также предотвращения утечки воды и, что особенно важно, химически активных жидкостей из технических и бытовых сетей;

- по улучшению свойств грунтов оснований согласно 6.5 и таблице 6.3, в частности, предварительным замачиванием просадочных грунтов, глубинным виброуплотнением, устройством песчаных тампонов в пробитых скважинах, различных видов их закрепления, армирования, устройства временного пригруза, полной или частичной замены слабых, малопрочных грунтов основания на отсыпанные или намывные подушки из песка, щебня, гравия или их смесей и т. д.;

- с использованием конструктивных мер, уменьшающие чувствительность сооружений к неравномерным деформациям основания, в том числе посредством:

- рациональной компоновки сооружения в плане и по высоте;

- увеличения жесткости здания разрезкой его на отдельные блоки осадочными швами;

- применения нежестких связевых конструктивных схем зданий;

- устройства жестких монолитных (сборно-монолитных) фундаментов;

- усиления конструкций и дополнительной установки жестких горизонтальных диафрагм в уровне перекрытий, а также непрерывных железобетонных поясов по всему контуру здания в уровне верха фундаментов, плит перекрытий первого и последующих этажей, анкерровкой фундаментов и др.;

- увеличения глубины анкеровки арматуры и заделки опорных частей сборных несущих конструкций в стены и др.;

- армирования кирпичных стен и столбов, пилястр и т. д.;

- гибкого подсоединения внутренних инженерных сетей к наружным коммуникациям;

- устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружения и рихтовки технологического оборудования;

- регулирования скорости возведения сооружения, замоноличивания стыков и т. д. с регламентацией последовательности и скорости возведения конструкций и отдельных частей сооружения согласно проектной документации.

7.3.2 При отсутствии возможности выполнения условий по 4.1.17, 5.2.6 и 5.2.7 для сложных оснований выполняют:

- полную или частичную прорезку слоев структурно неустойчивых сильносжимаемых грунтов по 8.1 глубокими фундаментами;

- полную или частичную замену в плане и по глубине грунтов с неудовлетворительными свойствами насыпями (подушками) из песка, гравия, щебня или их смесей;

— закрепление грунтов введением в их противопучинистых и других добавок;

— горизонтальное и объемное армирование оснований гибкой (сетками) или дисперсной арматурой из долговечных и прочных материалов, а также вертикальное — сваями и тампонами из жестких материалов (бетона, железобетона, щебеночно-гравийно-песчаных смесей).

8 Особенности проектирования оснований и фундаментов в особых условиях строительства

8.1.1 К особым условиям строительства относятся условия, соответствующие классам геотехнического риска условий строительства Б, Н и У на территориях с основаниями II и III категорий сложности (приложение А) из специфических грунтов по 8.1.3 и 8.3, а также на территориях, подверженных действиям опасных природных (геологических, инженерно-геологических, гидрометеорологических) и техногенных процессов по 8.2, 8.4 и 8.5, требующих учета положений настоящего раздела при разработке мероприятий по 7.3.

8.1.3 К специфическим относят грунты различного генетического происхождения, вещественного состава, слаболитифицированные с низкими значениями сопротивления зондированию: органические (торфяные), органоминеральные (ил, сапрпель) и заторфованные с $I_{om} \geq 0,2$ (далее — биогенные); слабоглинистые (озерно-ледниковые, ленточные, тонкослоистые) и малопрочные пески (при наличии одного из показателей: $E \leq 5$ МПа, $q_c \leq 1$ МПа, $I_L \geq 1$, $S_r \geq 0,8$); структурно неустойчивые при водонасыщении: просадочные (лессовидные), набухающие при промерзании, пучинистые, засоленные (сульфатно-карбонатные); элювиальные; насыпные (искусственные) II типа по таблице 6.1.

Не допускается опирание фундаментов (концов свай) на поверхность заторфованных грунтов с $I_{om} > 0,2$, торфов, слабоминеральных сапропелей и илов.

8.1.4 При расчете по деформациям оснований, в пределах сжимаемой зоны которых имеются специфические (биогенные, заторфованные, торфы и др.) грунты, среднее давление под подошвой фундамента и на верхней границе специфических грунтов от действующих нагрузок p , МПа, не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , МПа (ТКП 45-5.01-67, подраздел 5.10). В этом случае значение коэффициента условий работы грунтового основания γ_{c1} (В.5, приложение В) принимают в зависимости от содержания органического вещества в грунте по таблице 8.1.

Таблица 8.1 — Значения коэффициента условий работы грунтового основания γ_{c1}

Вид и состояние грунта	γ_{c1}
Песок мелкий водонасыщенный при относительном содержании органического вещества I_{om} : $0,03 < I_{om} \leq 0,25$ $0,25 < I_{om} \leq 0,40$	0,85 0,80
Песок пылеватый водонасыщенный при относительном содержании органического вещества I_{om} : $0,03 < I_{om} \leq 0,25$ $0,25 < I_{om} \leq 0,40$	0,75 0,70
Глинистые грунты водонасыщенные при относительном содержании органического вещества $0,05 < I_{om} \leq 0,25$ с показателем консистенции: $I_L \leq 0,5$ $I_L > 0,5$	1,05 1,00
Глинистые грунты водонасыщенные при относительном содержании органического вещества $0,25 < I_{om} \leq 0,40$ с показателем консистенции: $I_L \leq 0,5$ $I_L > 0,5$	0,90 0,80

8.1.5 При залеганиях кровли биогенных грунтов или минеральных илов на глубине z , м, от подошвы фундамента размеры фундамента назначают при обеспечении выполнения условия (6.3).

Расчетное сопротивление грунта R_z на глубине z от подошвы фундамента определяют для условного фундамента шириной b_z , м, по ТКП 45-5.01-67 (подраздел 5.10).

8.1.6 При значениях расчетных деформаций основания, сложенного биогенными и минеральными слабыми и малопрочными грунтами или илами, более предельных значений или при недостаточной несущей способности основания осуществляют:

- полную или частичную прорезку слоев биогенных и минеральных слабых и малопрочных грунтов глубокими фундаментами;
- полную замену биогенных и минеральных слабых и малопрочных грунтов песком (средним, крупным), гравием, щебнем (грунтовыми подушками по 6.6);
- уплотнение оснований из водонасыщенных биогенных и минеральных слабых и малопрочных грунтов временной или постоянной пригрузкой либо всей площади строительства насыпным, намытым грунтом или другими материалами;
- закрепление биогенных и минеральных слабых и малопрочных грунтов по 6.5;
- устройство при сооружении основания строительного подъема, равного значению ожидаемой осадки.

8.1.7 Проектирование оснований, сложенных засоленными грунтами, выполняют с учетом разделов 5–7; расчет производят с учетом осадки от внешней нагрузки, суффозионной осадки, при необходимости — просадки, набухания и усадки грунтов.

Суффозионные осадки и крены отдельных фундаментов и сооружения в целом рассчитывают с определением состояния выщелачиваемой зоны на расчетный момент времени, с учетом схемы фильтрационного потока в основании, наличия по площади и глубине легко- и среднерастворимых (гипс, ангидрит и др.) солей.

8.1.8 Проектирование оснований, сложенных набухающими грунтами, выполняют согласно разделам 5–7 настоящих строительных правил, ТКП 45.5-01-67 (подраздел 7.2), сложенных пучинистыми грунтами — с учетом [8] при их набухании при повышении влажности и дальнейшей усадке.

Проектирование оснований из пучинистых грунтов (лессовидных) выполняют с учетом их способности при повышении влажности выше определенного уровня терять прочность и создавать значительные осадки (просадки) от внешней нагрузки или собственного веса грунта, характеризующиеся относительной просадочностью ε_{sl} и начальным просадочным давлением p_{sl} , вычисляемыми как средние значения по ГОСТ 20522.

8.1.9 При проектировании оснований из структурно неустойчивых грунтов учитывают возможность их набухания, трения и просадки за счет:

- подъема уровня подземных вод или увлажнения производственными или поверхностными водами;
- подъема уровня подземных вод или накопления влаги под сооружением в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушения природных условий испарения при застройке и асфальтировании территории;
- сезонных климатических факторов аэрации в верхней зоне;
- высыхания грунтов от воздействия тепловых источников.

8.1.10 Деформации основания в результате набухания, пучения или усадки определяют путем сложения деформаций отдельных слоев, при этом суммируют значения деформаций основания от внешней нагрузки и от возможной усадки при уменьшении влажности набухающего грунта. Подъем основания в результате набухания, пучения грунта определяют с учетом стабилизации деформаций основания от внешней нагрузки.

Предельные значения деформаций, вызываемых набуханием, пучением или усадкой грунтов, определяют с учетом положений 4.1.17.3.

8.1.11 При проектировании фундаментов на сложных основаниях из специфических грунтов по 8.1.1 руководствуются требованиями ТКП 45-5.01-67 (подраздел 7.4) и в зависимости от условий класса геотехнического риска условий строительства предусматривают:

— защиту основания от увлажнения посредством вертикальной планировки, асфальтирования территории и устройства уширенной отмостки с отводом воды за пределы строительной площадки, а при геотехнических рисках условий строительства Б и Н — также посредством дренажей основания и противофильтрационных стен (завес и экранов) (см. 7.2);

— улучшение свойств грунтов, включая их уплотнение, предварительное замачивание, глубинное виброуплотнение, устройство грунтовых свай (вертикальное армирование), различные виды химического закрепления, устройство временного пригруза, полную или частичную замену грунтов основания (см. 6.5);

— конструктивные меры, уменьшающие чувствительность сооружений к деформациям оснований (см. 7.3 и 8.1.6).

8.1.12 К конструктивным мерам относятся:

- увеличение жесткости здания разрезкой его на отдельные блоки осадочными швами;
- применение нежестких связевых конструктивных схем зданий;
- устройство монолитных (сборно-монолитных) жестких фундаментов (перекрестных лент, сплошных массивных фундаментов, глубоких опор);
- устройство жестких горизонтальных диафрагм в уровне перекрытий, а также непрерывных железобетонных поясов по всему контуру здания в уровне плит перекрытий первого и последующих этажей; анкеровку фундаментов и т. д.;
- увеличение глубины заделки (анкеровки) опорных частей (арматуры) несущих конструкций;
- армирование кирпичных стен и столбов, пилястр и т. д.;
- гибкое соединение внутренних инженерных сетей с наружными коммуникациями;
- устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружения и рихтовки технологического оборудования.

8.1.13 При проектировании свайных фундаментов на сложных основаниях из специфических грунтов по 8.1.3 нижние концы всех типов свай и глубоких опор заглубляют в средние, гравелистые прочные и средней прочности пески, а также в глинистые грунты с показателем текучести в водонасыщенном состоянии $I_L < 0,6$, при I типе грунтовых условий по просадочности — в слои с $I_L < 0,4$ для забивных свай и $I_L < 0,2$ — для буронабивных свай.

Заглубление свай в такие грунты определяют по расчету как наибольшее из условий обеспечения допустимой осадки и нагрузки, но не менее 1 м — для песчаного грунта и не менее 2 м — для грунтов других видов.

Для сооружений класса надежности RC1 концы свай допускается заглублять в слое грунта со степенью заторфованности $I_{om} < 0,25$.

8.1.14 При отсутствии возможности погружения забивных свай, защемленных в грунте, в проектной документации предусматривают устройство лидерных скважин диаметром на 50 мм менее сечения сваи.

8.1.15 Для определения несущей способности оснований свай и свай-оболочек при наличии в их составе грунтов по 8.1.3, а также для определения расчетного сопротивления грунта под их нижним концом и на боковой поверхности не допускается использование результатов их полевых испытаний зондированием.

Испытание свай в сложных основаниях из специфических грунтов по 8.1.3 проводят в обязательном порядке.

8.1.16 При соответствующем обосновании допускается применять сваи с антифрикционным покрытием, нанесенным на часть ствола, находящуюся в пределах просадочной толщи.

Отрицательную силу трения по результатам испытаний в грунтах окружающей влажности по 8.1.3 на боковой поверхности сваи принимают равной наибольшему предельному ее сопротивлению выдергивающей нагрузке.

8.1.17 Проектирование основания из элювиальных грунтов осуществляют с учетом требований разделов 4–7, а также:

- возможного снижения прочности грунтов (в частности, крупнообломочных и сильновыветрелых скальных) или перехода в плавунное состояние элювиальных супесей и пылеватых песков при их водонасыщении в период устройства котлованов и фундаментов;

- возможной просадки элювиальных пылеватых песков с коэффициентом пористости $e > 0,6$ и степенью влажности $S_r < 0,7$.

В проектной документации для оснований и фундаментов на элювиальных грунтах предусматривают:

- защиту грунтов от разрушения атмосферными воздействиями и водой в период устройства котлованов;

- устройство уплотненных грунтовых распределительных подушек из песка, гравия, щебня или крупнообломочных грунтов с обломками горных пород;

- удаление из верхней зоны основания в местах «карманов» и «гнезд» рыхлых скальных грунтов с полной или частичной их заменой уплотненным щебнем, гравием, песком или песчано-гравийными смесями.

8.1.18 При массовой застройке в районах со сложными основаниями из специфических грунтов по 8.1.3 испытания проводят по 4.1.4.

8.2 Особенности проектирования оснований фундаментов на подрабатываемых территориях

8.2.1 Проектирование оснований фундаментов на подрабатываемых территориях осуществляют с учетом [9] на основе результатов инженерных изысканий, в том числе горно-геологических, принимая во внимание неравномерность оседания грунта, его возможные сдвиги и взаимные смещения отдельных частей основания, а также с учетом сведения об ожидаемых деформациях земной поверхности (оседание, наклон, горизонтальные деформации — растяжения или сжатия, радиус кривизны земной поверхности, высота уступа), полученные по результатам маркшейдерского расчета.

8.2.2 Расчет оснований сооружений производят с учетом раздела 4 на особое сочетание нагрузок при дополнительном воздействии деформируемого при подработке грунта (с учетом его перемещений по отношению к первоначальному состоянию оснований и фундаментов).

8.2.3 При расчете фундаментов по материалу на внецентренное растяжение, сжатие и кручение учитывают [9].

Расчетные характеристики грунтов рекомендуется принимать равными нормативным с коэффициентом надежности по грунту $\gamma_g = 1$. При этом коэффициент условий работы для свай, защемленных в грунте, в сооружениях с гибкой конструктивной схемой принимают равным 0,9, в сооружениях с жесткой конструктивной схемой — 1,1.

8.2.4 Осадки оснований определяют суммированием деформаций от подработки и внешней нагрузки.

8.2.5 Конструкцию сопряжения свай с ростверком выполняют с учетом ожидаемого горизонтального перемещения грунта основания. Предельные значения горизонтального перемещения для свай u_n , см, не должны превышать:

- 2 — при жестком сопряжении с ростверком;
- 5 — при податливом условно-шарнирном сопряжении;
- 8 — при податливом сопряжении с ростверком через шов скольжения.

8.2.6 Между фундаментами (в том числе сваями) и бетонным полом выполняют зазор по периметру конструкций на всю глубину сопряжения шириной не менее 8 см. Зазор заполняют пластичными или упругими материалами, не образующими жесткой опоры для фундаментов при горизонтальных перемещениях грунта основания.

8.2.7 Для снижения неблагоприятного воздействия деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции сооружений осуществляют:

- уменьшение поверхности фундаментов, имеющей контакт с грунтом;
- заложение фундаментов на одной отметке в пределах отсека сооружения;
- устройство грунтовых подушек на основаниях, сложенных несжимаемыми грунтами;
- размещение подвалов и технических подполий под всей площадью отсека сооружения;
- засыпку пазух котлованов и выполнение грунтовых подушек из материалов со слабым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов;
- отрыв перед подработкой временных компенсационных траншей по периметру сооружения.

8.3 Особенности проектирования фундаментов на основаниях из искусственных грунтов (насыпных, намывных, улучшенных)

8.3.1 Основаниями из искусственных грунтов являются комбинированные многослойные толщи, в состав которых входят искусственный грунт и подстилающие (перекрывающие) его отложения природного грунта.

Согласно СТБ 943 к искусственным относятся насыпные, намывные, преобразованные в природном залегании грунты.

8.3.2 При проектировании оснований из искусственных грунтов учитывают следующие факторы:

- значительную неоднородность состава и свойств грунтов по глубине и площади, а также повышенную сжимаемость оснований;
- возможность самоуплотнения, в том числе при вибрации, замачивании и разложении органического вещества;
- возможность просадки, набухания, пучения материала оснований;
- уплотнение и упрочнение намывных грунтов во времени;
- наличие в составе оснований на заболоченных и пойменных территориях погребенных или условно погребенных (перекрытых намывным, насыпным грунтом) слоев, линз, прослоек слабых, сильносжимаемых грунтов, высокого уровня стояния подземных вод.

При назначении состава, объема, методики и детальности исследования песчаных намывных грунтов с фильтрующим подстилающим слоем учитывают три стадии формирования во времени: уплотнение (до 4 мес), упрочнение (до 4,5 лет), стабилизированное состояние (после 4,5 лет).

8.3.3 В зависимости от вида и состояния искусственных грунтов проектирование осуществляют в соответствии с СП 5.01.02, с учетом [10], по двум схемам:

- с использованием грунтов в качестве основания сооружения для насыпей I типа (см. таблицу 6.1) или с предварительным улучшением свойств грунтов для насыпей II типа;
- с прорезкой толщи искусственных грунтов глубокими фундаментами.

Проектирование оснований из искусственных грунтов выполняют с учетом разделов 4–7 и положений настоящего подраздела.

8.3.4 При проектировании оснований, сложенных намывными грунтами, учитывают свойство упрочнения во времени данных грунтов. Параметры изменения свойств намывных грунтов во времени определяют в соответствии с СП 5.01.02, а для оснований забивных свай — согласно СП 5.01.03.

8.3.5 Наименование искусственного грунта дополняют сведениями об исходном материале, способе его укладки и давности отсыпки, в годах (возрасте).

8.3.6 При проектировании сооружений классов надежности RC2 и RC3 на основаниях из искусственных грунтов в обязательном порядке предусматривают статические испытания свай. Выполняют не менее двух испытаний свай в пределах контура, объекта в местах с наиболее неблагоприятными грунтовыми условиями или максимальными нагрузками на фундамент.

8.3.7 При устройстве свайных фундаментов на основаниях из искусственных грунтов перед массовой забивкой свай выполняют их пробную забивку и, в случае необходимости, применяют устройство лидерных скважин, подмыв (за исключением оснований из намывных грунтов) или мелкозаглубленные сваи, в том числе сваи с полостями.

При наличии в искусственной толще прослоек слабого грунта или грунтов с относительным содержанием органического вещества $I_{om} > 0,1$, в проектной документации на фундаменты предусматривают их прорезку и заглубление концов свай в прочные слои грунта по 8.1.13.

8.3.8 Для уникальных объектов, а при соответствующем обосновании — и для сооружений классов надежности RC2 и RC3, возводимых на основаниях из искусственных грунтов, рекомендуется предусматривать наблюдения за их осадками и деформациями по 4.1.4.

8.4 Особенности проектирования фундаментов с учетом геодинамических воздействий (природных, техногенных)

8.4.1 Положения настоящего подраздела распространяются на проектирование оснований фундаментов, подверженных геодинамическим (вибрационным) воздействиям от источников техногенного и природного характера.

Источниками геодинамических воздействий являются:

— техногенные — взрывы, территориальные просадки и подвижки земли в подрабатываемые полости, возникшие в результате человеческой деятельности, транспортная и производственная вибрация от строительных механизмов, оборудования (в том числе от забивки свай, шпунта, уплотнения грунта) и подвижного автомобильного и железнодорожного транспорта;

— природные — обвалы, территориальные оползни, провалы и подвижки земли в подрабатываемые и карстовые полости, сейсмические сотрясения (землетрясения), катастрофы (взрывы, ураганы), гидрометеорологические явления и др.

8.4.2 Проектирование оснований фундаментов сооружений, подверженных потенциальным геодинамическим воздействиям по 8.4.1, эквивалентным сейсмической сотрясаемости от 6 баллов и выше (таблица 8.2), выполняют согласно ТКП 45-5.01-67 (раздел 7), ТКП 45-5.01-264, с учетом [4] и [9], на основе следующих исходных данных:

— генерального плана участка строительства с нанесенным расположением подземных коммуникаций;

— отчета об инженерно-геологических изысканиях и результатах геодинамического обследования объектов и сейсмического микрорайонирования на участке строительства (при необходимости);

— отчетов о состоянии существующих сооружений и подземных коммуникаций в пределах зоны действия источников геодинамических воздействий (радиусом от стен сооружения, равным полуторной глубине сжимаемой зоны основания), характеристик вибродинамических источников (результаты обследования с фиксацией мест расположения источников геодинамических воздействий и уровня передаваемых от них вибродинамических воздействий на грунт, конструкции сооружений, коммуникаций и др.);

— технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений (см. 4.3).

Уровень сейсмической опасности и балльность территории объекта определяется генеральным проектировщиком по согласованию с инвестором (заказчиком) на основе карты сейсмического районирования (приложение А) и результатов микросейсмического районирования на строительной площадке сооружения исходя из уровней МРЗ и ПЗ (см. 3.1.17, 3.1.31, 3.1.39) и рисунок А.2 (приложение А).

По результатам обследования составляют акт с указанием конструкций, требующих усиления во время работы источников геодинамических воздействий и ограждения в местах возможного падения деталей фасадов, технологических устройств и деталей, отставшей штукатурки, подвесных потолков и т. д.

8.4.3 Во время проведения инженерных изысканий на строительной площадке при наличии геодинамических воздействий по 8.4.1 руководствуются СН 1.02.01, с учетом 4.2 и настоящего подраздела.

8.4.4 Проектирование (проектную документацию) оснований фундаментов машин с динамическими нагрузками выполняют согласно ТКП 45-5.01-264 в зависимости от свойств источников вибрации и специфики работы машин и оборудования.

8.4.5 В задании на проектирование оснований фундаментов сооружений, подверженных воздействию источников вибрации, и машин с динамическими нагрузками указывают:

— технические характеристики источников вибрации и колебаний (наименование, тип, мощность, масса, стационарность, скорость движущихся и ударяющихся частей), места их размещения и компоновки (отдельный или общий фундамент);

— данные о значениях, местах приложения и направлениях действия статических и динамических нагрузок, в том числе на анкерные болты, а также об их амплитуде, частоте, фазе;

— результаты инженерно-геологических изысканий;

— требования по защите фундаментов от агрессивных сред и других вредных воздействий.

8.4.6 Машины неперiodического действия подразделяют на следующие виды:

— с неравномерным вращением или возвратно-поступательным движением (прокатные станы, генераторы разрывных мощностей и др.);

— с возвратно-поступательным движением, завершающимся ударами (молоты, копры и др.);

— передающие на фундамент случайные импульсные нагрузки (щековые, конусные и молотковые дробилки, а также мельничные барабанные и трубчатые установки).

Таблица 8.2 — Уровни опасности геодинамических колебаний фундаментов при обеспеченности динамической интенсивности $p = 95 \%$

Характер колебаний	Тип грунта	Конструкция сооружения	Коэффициент вибрации k_d , m^2/c^3 , при f от 2 до 50 Гц	Уровень опасности колебаний/эквивалентная балльность по [6]	Оценка степени опасности колебаний для сооружения
Установившиеся или периодические от одного или нескольких одновременно действующих источников геодинамических воздействий	Песчаные, глинистые и биогенные (в том числе рыхлые обводненные, слабые, малопрочные по СТБ 943) I–III категории сложности основания (в соответствии с приложением А)	Ограниченно жесткой системы по 4.1.17.2 (жилые, гражданские, производственные сооружения высотой до 75 м, I–III степени опасности повреждений по таблице 9.1)	До 0,05 включ.	1/4	Нижний предел чувствительности вибраций, не вызывающий дополнительных осадок фундаментов и повреждений надземных конструкций
			Св. 0,05 до 0,25 включ.	2/5	Слабая. Вызывают слабые, затухающие осадки основания до $s < 3$ мм/год, не представляющие опасности (I степень опасности по таблице 9.1)
			Св. 0,25 до 0,7 включ.	3/6	Средняя. Вызывают слабые, затухающие осадки основания s от 3 до 5 мм/год, вызывающие устраняемые повреждения II степени опасности повреждений по таблице 9.1
			Св. 0,7 до 2,0 включ.	4/7	Недопустимая. Вызывают незатухающие осадки $s > 5$ мм/год, вызывающие критические повреждения III степени опасности по таблице 9.1 (верхний предел прочности для отдельных видов конструкций и биогенных, слабых и малопрочных грунтов, предаварийная ситуация)

Окончание таблицы 8.2

Характер колебаний	Тип грунта	Конструкция сооружения	Коэффициент вибрации k_d , $\text{м}^2/\text{с}^3$, при f от 2 до 50 Гц	Уровень опасности колебаний/эквивалентная балльность по [6]	Оценка степени опасности колебаний для сооружения
Установившиеся или периодические от одного или нескольких одновременно геодинамических воздействий	Песчаные, глинистые и биогенные (в том числе рыхлые обводненные, слабые, малопрочные по СТБ 943) I–III категории сложности основания в соответствии с приложением А	Ограниченно жесткой системы по 4.1.17.2 (жилые, гражданские, производственные сооружения высотой до 75 м, I–III степени опасности повреждений по таблице 9.1)	Св. 2,0 до 5,0 включ.	$5I \geq 7$	Предел устойчивости среднепрочных оснований фундаментов, превышение которого при постоянном воздействии колебаний приводит к разрушению строений и угрожает жизни человека (катастрофическая ситуация)
<p>Примечания</p> <p>1 Коэффициент вибрации k_d, $\text{м}^2/\text{с}^3$, определяют по формуле</p> $k_d = \frac{a_{\max}^2}{f},$ <p>где a_{\max} — максимальное из измеренных значений (вертикального/горизонтального) ускорения фундамента, $\text{м}/\text{с}^2$;</p> <p>f — частота колебаний, Гц, соответствующая максимальному значению a_{\max}.</p> <p>2 Нижний предел интервала значений k_d относится к сооружениям III степени опасности повреждений по таблице 9.1, верхний — к I степени (значения k_d II степени опасности повреждений определяют интерполяцией по значениям для сооружений I и III степени).</p> <p>3 Значения k_d для сооружений жесткой и гибкой систем умножают на коэффициент 1,3, для панельных зданий — на 0,8, для оснований II категории сложности (приложение А) — на 0,75, для сооружений I степени опасности повреждений на основаниях III категории сложности — на 0,6, для сооружений II и III степени опасности повреждений — на 0,3.</p>					

8.4.7 Проектирование фундаментов простой формы для сооружений и машин, подверженных действию источников вибрации, осуществляют в соответствии с ТКП 45-5.01-264:

а) монолитными (железобетонными, бетонными);

б) сборно-монолитными;

в) сборными (при соответствующем обосновании) — с разделительными швами не менее 100 мм между боковыми гранями фундамента машин и полом сооружения, в котором эти машины установлены, а также между полом и фундаментами несущих конструкций сооружения.

Монолитные фундаменты применяют для любых типов сооружений и машин, сборно-монолитные и сборные — для машин периодического действия. Применение их для машины с ударными нагрузками не допускается.

8.4.8 В качестве фундаментов для машин с динамическими нагрузками используют плитные массивные и рамные конструкции в виде отдельных опор под каждую машину и общие — под несколько машин. Для оснований категории сложности III и ограниченных размеров площадок допускается применять свайные фундаменты из свай сплошного сечения.

8.4.9 Основные положения по проектированию фундаментов сооружений и машин, подверженных воздействию источников вибрации, должны удовлетворять требованиям разделов 4–7, условиям безопасности труда, санитарным нормам, а также допустимым уровням вибрации для технологических процессов, приборов и оборудования по разделам 10–12.

Класс бетона по прочности на сжатие для фундаментов, подверженных динамическим воздействиям, принимают не ниже С8/10 для монолитных фундаментов и не ниже С16/20 — для сборных фундаментов. Армирование фундаментов принимают по расчету с учетом СП 5.03.01.

При действии ударных нагрузок применяют горячекатаную стержневую арматуру в вязаных каркасах.

В местах изменения размеров фундамента в плане и по высоте, по контуру вырезов, а также в местах, ослабленных отверстиями или выемками для колодцев, предусматривают конструктивное армирование сетками.

8.4.10 Размеры и форму верхней части фундамента, подверженного воздействию динамических нагрузок, назначают с учетом размеров опорных частей надземных конструкций и паспортных данных поставщиков оборудования (габаритов опорной плиты, расположения анкерных болтов).

Расстояние от наружной грани фундамента до грани колодца должно быть не менее 50 мм при диаметре анкерного болта d_b не более 24 мм и не менее 100 мм — при d_b более 24 мм.

8.4.11 Высоту фундаментов назначают минимальной с учетом размещения в них технологических выемок и шахт, а также надежной заделки анкерных болтов. Расстояние от нижних концов наиболее глубоко заделанных болтов до подошвы фундамента должно быть не менее 100 мм.

8.4.12 Расчет оснований фундаментов при воздействии на них динамических нагрузок выполняют в следующем объеме:

- определяют амплитуды колебаний фундаментов и их отдельных элементов A_{adm} , мм;
- определяют среднее статическое давление под подошвой фундамента p , кПа, на естественном основании или несущую способность сваи F_{di} , кН;
- устанавливают возможное возникновение дополнительных осадок основания, вызванных действием вибрации.

8.4.13 Наибольшая амплитуда колебаний A_{adm} , мм, верхних граней фундамента (в том числе вертикальных A_z и горизонтальных A_y , с учетом возможных поворотов относительно главной горизонтальной оси инерции и вертикальной оси) должна удовлетворять условию

$$A_{adm} < A_{adm}^u, \quad (8.1)$$

где A_{adm} — наибольшая амплитуда колебаний фундамента, определяемая расчетом или полученная опытным путем;

A_{adm}^u — предельно допустимая амплитуда, указанная в задании на проектирование, с учетом санитарных и технологических требований.

Значение A_{adm}^u , мм, принимают не более:

- | | |
|--|--|
| — для машин с вращающимися частями | — 0,1–0,2; |
| — для машин с кривошипно-шатунным механизмом | — 0,1–0,25; |
| — для кузнечных молотов | — 1,2 (0,8 — для водонасыщенных песков); |
| — для дробилок | — 0,3; |
| — для мельничных установок | — 0,1; |
| — для прессов и подвижного состава | — 0,25 (0,2 — для грузового состава). |

8.5 Особенности проектирования оснований и фундаментов в условиях стесненной городской застройки (вблизи существующих зданий и сооружений)

8.5.1 Положения настоящего подраздела распространяются на сооружения, возводимые рядом с существующей застройкой на расстоянии менее глубины сжимаемой зоны, H_c для класса геотехнического риска условий строительства А и $1,5H_c$ — для классов Б и Н (приложение А).

8.5.2 При проектировании фундаментов и подземных частей сооружений вблизи существующих объектов предусматривают меры по обеспечению устойчивости их оснований и предотвращению развития дополнительных осадок s_{sd} от строительно-технологических воздействий, вызванных:

- а) разработкой строительных котлованов, приводящей к выпору грунта из-под существующих фундаментов и потере устойчивости слабого основания;
- б) строительным водопонижением при откачке воды, приводящим к суффозии, разжижению грунта и его дополнительному уплотнению от понижения вод;
- в) промораживанием грунтов, приводящим к набуханию (просадке) грунта при его оттаивании;
- г) вибрацией, приводящей к разжижению тиксотропного грунта и его неравномерным осадкам;
- д) дополнительным напряжением основания.

Окончание таблицы 8.3

Тип здания по 4.1.17.2	Степень опасности повреждений в существующем сооружении согласно таблице 9.1	Предельные дополнительные деформации		
		Конечная максимальная осадка основания $s_{sd,u}$, см	Относительная разность осадок основания $\Delta s_{sd,u}/L$ на участке примыкания фундаментов L	Крен фундаментов $i_{sd,u}$
Гибкие гражданские всех систем при наличии армированных швов, железобетонных поясов, жестких связей, монолитных перекрытий	I	6	0,0035	0,004
	II	4	0,0018	0,004
	III	3	0,0012	0,003
Гибкие административные и производственные (всех систем)	I	4 (5)	0,0020	0,004
	II	3 (4)	0,0017	0,002
	III	2	0,0010	0,002
Гибкие административные производственные каркасные	I	7	0,0030	—
	II	5	0,0020	—
	III	3	0,0020	—
Жесткие (башни, дымовые трубы и др.)	I	—	—	0,002
	II	10	—	0,001
	III	5	—	—

8.5.6 Если условие (8.2) не соблюдается, рассматривают следующие мероприятия или их комбинации:

- снижение веса конструкций возводимого сооружения, особенно на участках примыкания к существующей застройке, например за счет уменьшения высоты сооружения, устройства проездов и т. д.;
- использование глубоких опор для передачи нагрузки от возводимого здания на нижележащие грунты, обеспечивающих минимальные динамические воздействия (буронабивные, завинчиваемые, вдавливаемые сваи, «стены в грунте» и др.);
- применение разъединительной шпунтовой стенки (рисунок 8.1), погружаемой вдавливанием в подстилающие малосжимаемые грунты для разделения основания существующего и возводимого сооружений;
- использование в месте примыкания ленточных фундаментов, устанавливаемых перпендикулярно к существующим;
- консольное (с разрывом) примыкание возводимых и существующих фундаментов (рисунок 8.1);
- предварительное усиление конструкций существующих сооружений в зоне примыкания для снижения влияния дополнительных неравномерных осадок, с учетом пересадки фундаментов на буроинъекционные, вдавливаемые или другие опоры, не вызывающие динамических воздействий на существующие здания при их изготовлении;
- установку специальных средств для выравнивания конструкций существующих сооружений при развитии осадки;
- проведение защитных технологических мероприятий при производстве строительных работ согласно разделу 10.

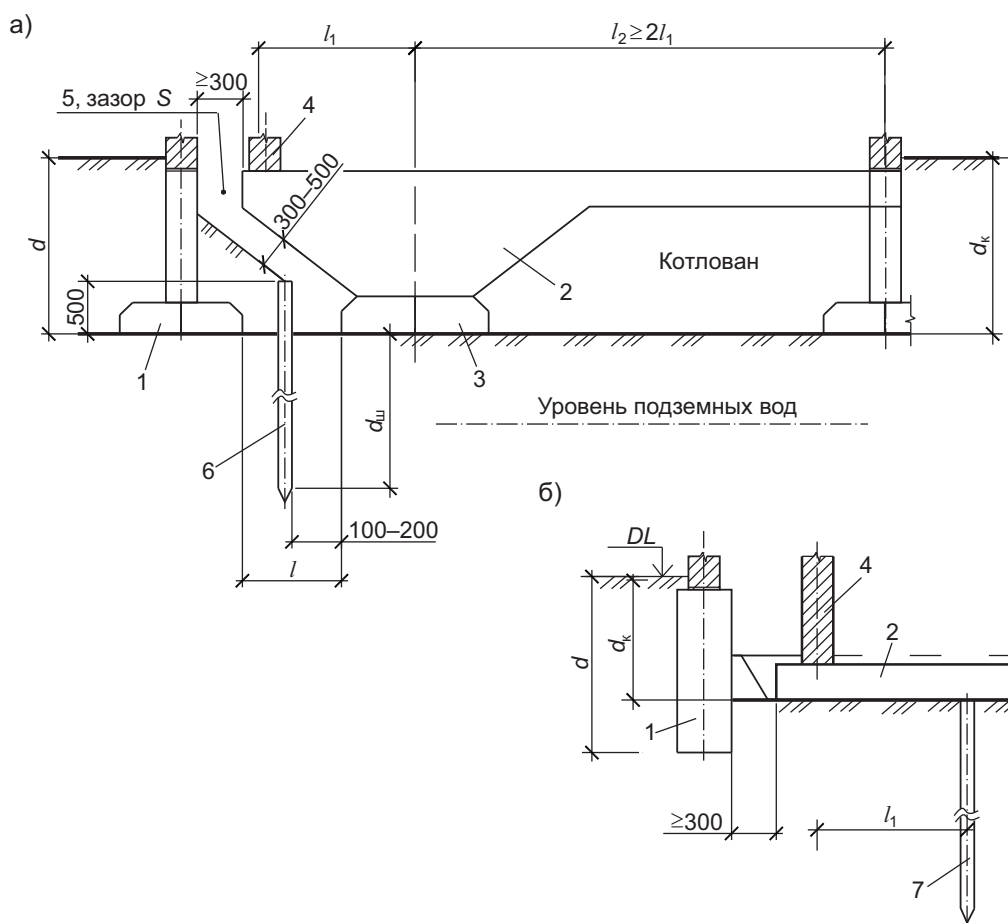
8.5.7 Минимальный разрыв l между примыкающими краями фундаментов назначают с учетом:

- габаритов оборудования, применяемого для возведения котлована (в том числе шпунта и свай);
- конфигурации разделительной стенки (шпунта) и типа применяемого шпунта;
- вылета консолей фундаментных балок и наличия коммуникаций на участке примыкания;
- наличия фундаментов снесенных домов на участке примыкания.

Расстояние l должно быть более 300 мм (см. рисунок 8.1).

8.5.8 Консольное примыкание фундаментов проектируемого здания к существующим выполняют устройством монолитных железобетонных балок с консолями.

Вылет консоли назначают в зависимости от ожидаемой дополнительной осадки.



- 1 — фундамент существующего здания;
 2 — консольная балка пристраиваемого здания;
 3 — фундамент нового здания; 4 — стена (колонна);
 5 — воздушный зазор; 6 — разъединительная стенка (шпунт);
 7 — свая (вдавливаемая, завинчиваемая, набивная, инъекционная и др.);
 DL, FL, WL — см. 3.2.2

Рисунок 8.1 — Примеры конструктивных решений фундаментов с консольными балками на участках примыкания возводимых зданий к существующим:
 а — возводимое здание на плитных фундаментах с продольными и поперечными несущими стенами;
 б — возводимое здание на сваях (задавливаемых, завинчиваемых, набивных, инъекционных и др.)

8.5.9 Ограждающие (технологические) конструкции (см. рисунок 8.1) в виде разъединительных или подпорных стен выполняют, если расстояние от края котлована составляет 4 м или половину ширины сплошного плитного фундамента существующего здания. При этом:

а) если не выполняются условия $d - d_k < 0,5$ м и $l < 1,5d$, назначается разъединительная стенка из шпунта (d и d_k — отметки низа подошвы существующего фундамента и дна котлована новой застройки; l — расстояние между существующим и возводимым фундаментом); при $d - d_k \geq 0,5$ м ограждающий (технологический) шпунт не требуется;

б) если глубина котлована более глубины заложения существующего фундамента (при $l < 2 \cdot (d_k - d)$), выполняют шпунтовую подпорную стену или стену методом «стена в грунте»;

в) если уровень подземных вод выше дна котлована, шпунт используют как противофильтрационную завесу, погруженную в подстилающий водоупор. При расположении водоупора на значительной глубине длину погружения шпунта рекомендуется определять расчетом из условий (4.1) и (4.2), но не менее

$$d_{\text{ш}} \geq 2d_k, \quad (8.3)$$

где $d_{\text{ш}}$ — глубина погружения шпунта от уровня подошвы котлована, м.

8.5.10 Для предотвращения смещения разъединительного шпунта и подпорных стен их раскрепляют обвязочными балками и подкосами. Опирающие подкосы, стен котлованов на возводимые фундаменты допускается производить после набора ими достаточной прочности и обеспечения устойчивости их оснований для восприятия усилия от подкосов.

8.5.11 Ширину осадочных швов в наземной части между возводимыми и существующими сооружениями определяют расчетом с учетом крена существующего здания относительно проектируемого.

8.5.12 Глубину погружения разъединительной шпунтовой стенки $d_{\text{ш}}$ устанавливают расчетом, обеспечивая ее устойчивость, прочность и горизонтальное смещение (см. 4.1.17) силами трения в сжимаемых грунтах.

8.5.13 При возведении здания вблизи существующего на свайных фундаментах, прорезающих специфические грунты по 8.1.1, выполняют проверку их несущей способности и определяют дополнительную осадку с учетом сил отрицательного трения вдоль их боковой поверхности в соответствии СП 5.01.03.

8.5.14 Наличие осадочных швов между существующим и примыкающим сооружениями является обязательным условием. В сооружениях, возводимых в несколько очередей (из нескольких секций), независимо от типа фундаментов, также выполняют осадочные швы в местах их примыкания друг к другу.

8.5.15 Опирающие конструкции нового сооружения на фундаменты возведенной секции (блока) и существующего здания не допускается.

8.5.16 Расстояние от свай и шпунта, погружаемых механическими или дизельными молотами и вибропогружателями, до существующего сооружения определяют расчетом или по результатам специальных исследований согласно ТКП 45-5.01-67 (раздел 7). В сооружениях на свайных фундаментах, возводимых в несколько очередей, сваи последующих очередей в месте примыкания рекомендуется погружать до возведения надземных конструкций предыдущей очереди.

8.5.17 Погружение свай забивкой, вибропогружением и с использованием подмыва вблизи существующих фундаментов, при наличии в составе их оснований биогенных грунтов или рыхлых песков, не допускается.

8.5.18 Строительные работы рядом с существующей застройкой различного назначения производят с использованием механизмов, оборудования и технологий, уровень вибрации и шума которых соответствует требованиям, регламентируемым санитарными нормами и ТКП 45-5.01-67 (подраздел 7.3). При этом рекомендуется в первую очередь возводить надземные конструкции более высокой части объекта строительства.

8.5.19 При классах геотехнического риска условий строительства Б, Н и У в условиях стесненной городской застройки рекомендуется проводить специальные исследования (см. 4.1.4), включающие измерение уровня виброметрических воздействий на сооружения от погружения свай, уплотнение грунта, работы строительных механизмов и оборудования, а также исследования и мониторинг состояния конструкций существующих зданий, попадающих в зону влияния возводимого сооружения по 4.2.6 и 4.2.7.

8.5.20 Проект организации строительства в части устройства фундаментов и нулевого цикла возводимого сооружения, если оно расположено на расстоянии менее 5 м от существующей застройки, должен быть согласован (при необходимости) с эксплуатирующей организацией и генеральным подрядчиком.

9 Проектирование оснований и фундаментов при модернизации (реконструкции), ремонте и усилении

9.1 Реконструкцию оснований и фундаментов выполняют при замене или восстановлении всего сооружения или его отдельных частей согласно 9.2.

9.2 Реконструкцию, ремонт и усиление оснований земляных сооружений и фундаментов (далее — реконструкция), производят при необходимости в соответствии с рисунком 9.1 для:

- а) повышения эстетических свойств объекта в зоне влияния возводимого сооружения (4.2.7);
- б) повышения экономичности сооружения;

в) выполнения требований по охране окружающей среды;

г) изменения назначения или функциональных и конструктивных свойств объекта, повышения требований к надежности сооружения и условиям его эксплуатации (ликвидация недопустимых деформаций и перемещений, повышение нагрузки, несущей способности, водонепроницаемости и т. д.).



Рисунок 9.1 — Классификация причин, вызывающих необходимость обследования и реконструкции оснований и фундаментов

9.3 Реконструкция оснований и фундаментов не допускается без их обследования согласно ТНПА.

В процессе обследований согласно таблице 9.1 устанавливают дефекты, вызывающие их причины и степень опасности для здания или сооружения, а также соответствие технической документации обследуемого объекта (проекта) его фактическому состоянию (характеристикам грунтов основания, фундаментов и конструкциям его подземной и надземной частей, установленным в процессе обследования).

Таблица 9.1 — Степень опасности повреждений и категория технического состояния основания, фундаментов и конструкций заглубленных частей сооружения

Степень опасности повреждений сооружения и категория технического состояния (КТС) по СН 1.04.01	Снижение показателя эксплуатационной пригодности, %	Категория технического состояния основания, фундаментов и подземной части сооружения	Признаки и характеристика отказов
I — слабая, КТС — I	До 15	Исправное. Несоответствие нормам по качеству, устраняемое методом текущего ремонта	Явные отказы отсутствуют. Прочность, деформации (осадки) грунта и конструкций соответствуют требованиям проекта

Окончание таблицы 9.1

Степень опасности повреждений сооружения и категория технического состояния (КТС) по СН 1.04.01	Снижение показателя эксплуатационной пригодности, %	Категория технического состояния основания, фундаментов и подземной части сооружения	Признаки и характеристика отказов
II — средняя, КТС — II	До 25	Ограниченно работоспособное. Несоответствие нормам по прочности, деформациям, частные отказы, устраняемые методами капитального ремонта и усиления с небольшим экономическим ущербом	Трещины с шириной раскрытия $w_k \leq 1$ мм, карбонизация бетона, биоповреждения и ржавление арматуры не более 5 %; средняя осадка менее допустимой: $s < s_u$, относительная осадка $\Delta s/L \leq 0,005$; локальное снижение прочности несущих конструкций не более 25 %
III — сильная, КТС — III–IV	До 50	Неисправное. Недопустимые критические отказы, устраняемые методами реконструкции с большим экономическим ущербом. Пребывание в зоне обследования и в сооружении опасно	Трещины в сжатой и растянутой зонах конструкций с $w_k > 1$ мм, карбонизация, биоповреждения бетона и потеря площади арматуры от коррозии более 5 %. Осадки грунта: $s < s_u$, $\Delta s/L \geq 0,005$; общее снижение прочности несущих конструкций до 50 %
IV — аварийная, с локальным или полным разрушением несущих конструкций основания, КТС — V	Св. 50	Недопустимое, с угрозой обрушения или обрушением. Восстановление экономически нецелесообразно	Ограждение опасных зон и сооружения, прекращение эксплуатации, разгрузка и разборка конструкций
<i>Примечание</i> — Для отнесения оснований и конструкций сооружения к указанным в графах 1 и 2 состояниям достаточно одного из признаков (прочности, деформативности) по графе 4.			

9.4 Оценку фактического состояния материала конструкций сооружения и грунтов выполняют на основе их испытаний с использованием стандартных методов и аттестованных приборов в соответствии с СТБ 2176 и другими ТНПА.

Обследования, испытания и проектирование усиления оснований и фундаментов выполняют специализированные организации или квалифицированные специалисты, имеющие аттестат соответствия.

Минимальный состав и объем работ по обследованию оснований и фундаментов принимают по таблице 9.2.

Способ ремонта, усиления согласно 9.5 и рисунку 9.2, обеспечивающий выполнение условий по 9.7, принимают на основании результатов обследования и оценки состояния оснований и фундаментов.

9.5 Усиление грунтов основания и фундаментов осуществляют следующими способами (рисунок 9.2):

— повышением прочности грунтов основания (см. 6.5 и таблицу 6.3);

— изменением условий передачи давления на основание при изменении расчетной схемы, разгрузки, уширения и заглубления подошвы; пересадкой фундаментов на дополнительные опоры: сваи, глубокие опоры и др.;

— смещением или установкой фундамента в проектное положение;
 — повышением прочности материала фундаментов укреплением (усилением) его тела обоями, инъектированием и др.

Таблица 9.2 — Состав и характеристика основных работ при обследовании оснований и фундаментов

Цель обследования сооружения	Характеристика работ, их виды и объем
1 Оценка технического состояния объекта для работ по 9.2 (перечисления а) – в)) (не планируется увеличение нагрузок более чем на 5 % и замена (усиление) несущих конструкций сооружения)	<p>Два-три контрольных шурфа на сооружение. Глубина шурфа — 0,5 м, ниже подошвы фундамента, площадь сечения шурфа: не менее 1,25 м² — при глубине заложения фундамента $d_1 \leq 2,5$ м, не менее 2,5 м² — при $d_1 > 2,5$ м. Расположение шурфов: в местах обнаруженных дефектов, на участках с наибольшей нагрузкой на основание или с пониженными свойствами грунтов.</p> <p>Виды работ: минимальный комплекс исследований по СН 1.04.01, ТКП 45-1.04-305, установление износа и определение (выборочно) физико-механических характеристик материала конструкций подземной части объекта и грунтов основания, конструктивной и расчетной схем фундаментов)</p>
2 Реконструкция по 9.2 (перечисление г)) (предполагается увеличение нагрузки, замена (усиление) несущих конструкций, наличие оснований III категории сложности, существенные деформации основания и конструкций, изменение функционального назначения сооружения)	<p>Бурение или зондирование (не менее трех скважин и шести зондирований), отрывка шурфов — по поз. 1. Расположение скважин и точек зондирования: дополнительно в местах наибольших деформаций, нагрузок и устройства новых опор.</p> <p>Цель: определение границ ослабления грунта и установление причин дефектов в конструкциях сооружения и их состояния.</p> <p>Виды работ: согласно СН 1.04.01, ТКП 45-1.04-305 (фиксация состояния конструкций фундаментов и подземных частей сооружения, исследование грунтов, воды и материалов лабораторными и полевыми методами; определение их характеристик, объемов работ, расчетных схем, выполнение поверочных расчетов и требуемых обмерных чертежей), сопоставление с требованиями проектной документации и ТНПА</p>
3 Установление мест утечек и причин появления воды или сырости в подземной части сооружения	<p>Обследование гидроизоляции, отмостки, исследование грунтов и установление уровня подземных вод, мест, характера и объема утечек из водоносных сетей.</p> <p>Виды работ: визуальное обследование, бурение, зондирование (при необходимости), отрывка шурфов (не менее одной скважины, шурфа и трех точек зондирования); испытание водоносных коммуникаций, разработка мероприятий по мелиорации и осушению помещений по 7.2</p>

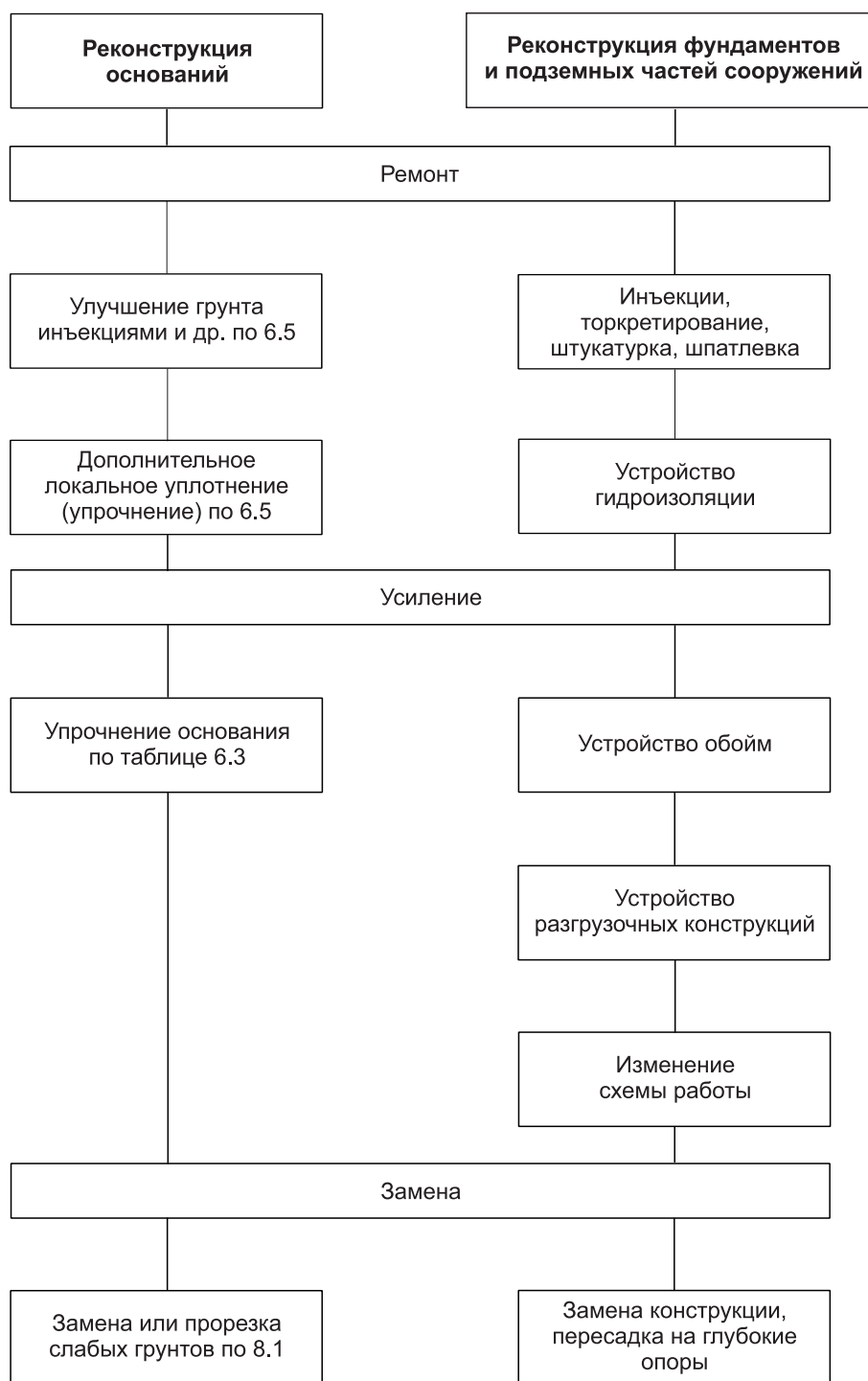


Рисунок 9.2 — Способы и методы реконструкции оснований и фундаментов

9.6 Расчет оснований и фундаментов производят согласно требованиям разделов 4–7 настоящих строительных правил, ТКП 45-5.01-235, а также ТНПА по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

9.7 Проектирование усиления оснований и фундаментов производят на основании следующего:

- полного восстановления эксплуатационных свойств объекта с учетом 4.1.6 и 4.1.7;
- дополнительные осадки не должны превышать значений, приведенных в таблице 8.3;
- учета изменений характеристик прочности и водонепроницаемости материала фундаментов за период эксплуатации; фактических данных об инженерно-геологических условиях строительства;
- расчета ограждений и разделяющих стен по прочности, устойчивости и от горизонтального смещения по 4.1.17;

— расчета влияния реконструируемого объекта на расположенные вблизи сооружения;

— необходимости разработки мероприятий по технике безопасности, мониторингу согласно разделу 12 (визуальному и инструментальному наблюдениям) за зданием и усиливаемыми конструкциями в процессе проведения работ и по их окончании (при необходимости).

9.8 Проектирование и устройство оснований и фундаментов реконструируемых (проектируемых) зданий и подземных сооружений выполняют в соответствии с требованиями ТНПА на каждый вид применяемого материала, а также разделов 4–7 настоящих строительных правил с использованием расчетных схем, учитывающих индивидуальные особенности конкретного сооружения в зависимости от его конструктивной схемы (наличие подвала и других подземных сооружений), инженерно-геологических и гидрогеологических условий и т. д.

Применяемые методы усиления оснований и фундаментов должны обеспечивать совместную работу конструкций усиления с существующими фундаментами и соблюдение условий по 8.5.5 о непревышении дополнительной осадки основания усиливаемых фундаментов по таблице 8.3.

9.9 Допускается выполнение одностадийного проектирования для реконструкции объекта по 9.2.

Проектирование и устройство оснований и фундаментов производят с использованием расчетных значений физико-механических характеристик грунтов оснований и характеристик материала существующих и возводимых (реконструируемых) фундаментов. При этом учитывают состояние конструкций подземной и надземной частей, а также особенности производства работ по их усилению.

В проектной документации принимают решения по устройству оснований и фундаментов с максимальным использованием существующих конструкций фундаментов с учетом несущей способности оснований, определенные по данным обследования.

Осадка фундаментов и подземных частей сооружений при производстве работ при реконструкции (усилении) не допускается.

Расчет оснований существующих зданий или сооружений по эксплуатационной пригодности выполняют при воздействии строительства новых зданий и сооружений (в радиусе, равном глубине сжимаемой зоны новых фундаментов, от внешнего контура возводимого объекта).

Усиление конструкций фундаментов выполняют с закреплением от смещений надземных конструкций, например укреплением их на подкосах или увеличением пространственной жесткости усиливаемой части здания.

9.10 Оценку основания фундаментов длительно уплотненного весом сооружения производят согласно разделам 4–7. При этом характеристическое сопротивление грунта основания R_k , МН, уплотненного длительно действующей нагрузкой от существующего сооружения при классах геотехнического риска условий строительства А и Б классов надежности RC1 и RC2 (если ожидаемые дополнительные осадки $s \leq 0,75s_u$), допускается определять по формуле

$$R_k = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} \cdot \left[M_\gamma k_z b \gamma_{k,t} + M_q d_1 \gamma'_{k,t} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{k,t} + M_c c_{k,t} \right], \quad (9.1)$$

где $\gamma_1, \gamma_2, k, k_z, b, d_1, d_b$ — коэффициенты и параметры; определяют по ТКП 45-5.01-67 (формула (5.16));
 M_γ, M_q, M_c — коэффициенты; принимают по ТКП 45-5.01-67 (формула (5.16)) в зависимости от характеристического значения угла внутреннего трения $\varphi_{k,t}$ уплотненного грунта, залегающего под подошвой существующего фундамента; определяют опытным путем или при оценочных расчетах по 9.11;
 $\gamma_{k,t}$ — усредненное характеристическое значение удельного веса длительно уплотненного нагрузкой p грунта, залегающего ниже подошвы фундамента, согласно данным обследования (испытания грунтов) или оценочным расчетам по 9.11, кН/м³;
 $\gamma'_{k,t}$ — усредненное характеристическое значение удельного веса длительно самоуплотняющегося грунта, залегающего выше подошвы фундамента, согласно данным обследования (испытаний) или оценочным расчетам, кН/м³; допускается принимать $\gamma_{k,t} = 0,95 \gamma'_{k,t}$;
 $c_{k,t}$ — характеристическое значение удельного сцепления длительно уплотненного нагрузкой p грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента по данным обследования, кПа; определяют опытным путем или при оценочных расчетах согласно 9.11.

9.11 Характеристические значения угла внутреннего трения, удельного сцепления и модуля деформации при проверке предельных состояний ненарушенных грунтов основания, уплотненных длительной нагрузкой от существующего сооружения, классов надежности RC1 и RC2 (при ожидаемых дополнительных осадках $s \leq 0,75s_u$) разрешается определять по формулам:

$$\varphi_{k,t} = K_\varphi \varphi_{k,0}, \quad (9.2)$$

$$c_{k,t} = K_c c_{k,0}, \quad (9.3)$$

$$E_{k,t} = K_E E_{k,0}, \quad (9.4)$$

где $\varphi_{k,0}$, $\varphi_{k,t}$ — характеристические значения угла внутреннего трения грунта ниже подошвы фундамента на глубине 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, ...°;

$c_{k,0}$, $c_{k,t}$ — характеристические значения удельного сцепления грунта ниже подошвы фундамента на глубине 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, МПа;

$E_{k,0}$, $E_{k,t}$ — характеристический модуль деформации грунта ниже подошвы фундамента на глубине 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, МПа;

K_φ , K_c , K_E — коэффициенты приращения значений соответственно $\varphi_{k,0}$, $c_{k,0}$, $E_{k,0}$ грунтов средней плотности от их длительного уплотнения массой существующего сооружения; при оценочных расчетах и окончательных для сооружений класса надежности RC1 допускается принимать по таблице 9.3.

9.12 Технический отчет по обследованию реконструируемого сооружения должен состоять из трех частей:

— в первой части приводят сведения об объемно-планировочной системе сооружения, его размерах, несущих и ограждающих конструкциях, их узлах, сопряжениях и характеристиках, установленных в проектной документации обследуемого объекта;

— во второй части приводят характеристики объекта, установленные в процессе его обследования, выявленные дефекты, отказы оснований и конструкций подземных и надземных частей обследуемого сооружения, результаты испытаний и оценку свойств грунтов оснований, прочности материалов конструкций, результаты поверочных расчетов обследуемых оснований и конструкций фундаментов по прочности и деформациям от действующих и предполагаемых нагрузок с учетом их фактических свойств;

— в третьей части приводят результаты сопоставления данных, установленных в проектной документации, и требований ТНПА с установленными фактическими характеристиками обследуемого объекта и заключение о необходимости усиления оснований, фундаментов или конструкций, расположенных выше конструкции фундамента, а также рекомендуемые методы реконструкции (усиления).

Тип грунта основания	Значения коэффициентов при расчетном длительно действующем давлении на грунт $p_0 = 0,3$ МПа в течение														
	1 года			3 лет			5 лет			20 лет			св. 40 лет		
	K_ϕ	K_c	K_E	K_ϕ	K_c	K_E	K_ϕ	K_c	K_E	K_ϕ	K_c	K_E	K_ϕ	K_c	K_E
Лессовидные супеси, суглинки (неводонасыщенные при коэффициенте пористости e от 0,5 до 0,75 и показателе текучести I_L от 0 до 0,75)	1,00	1,20	1,00	1,00	1,40	1,20	1,00	1,45	1,25	1,00	1,50	1,30	1,00	1,50	1,30
Моренные супеси, суглинки (неводонасыщенные при коэффициенте пористости e от 0,3 до 0,5 и показателе текучести I_L от 0 до 0,75)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,25	1,00	1,25	1,30	1,00	1,30	1,35	1,00	1,40	1,50
Пески средней прочности (независимо от влажности, при коэффициенте пористости e от 0,5 до 0,75):															
крупные, средней крупности	1,00	1,12	1,25	1,06	1,15	1,30	1,07	1,15	1,30	1,07	1,30	1,35	1,08	1,40	1,40
мелкие	1,00	1,14	1,30	1,10	1,20	1,35	1,11	1,25	1,35	1,12	1,40	1,40	1,12	1,50	1,50
пылеватые	1,00	1,20	1,35	1,13	1,25	1,40	1,14	1,30	1,40	1,15	1,70	1,50	1,15	1,80	1,60
Примечание — При $p_0 < 0,3$ МПа значения коэффициентов K_c и K_E уменьшают на 1,07; при $p_0 > 0,3$ МПа и ширине фундаментов от 1 до 3 м — увеличивают на 1,05; от 3 до 5 м — на 1,10; от 5 до 10 м — на 1,20. При одновременном применении двух разных коэффициентов от давления и ширины фундамента их перемножают.															

9.13 Усиление реконструируемых земляных, в том числе намывных, сооружений рекомендуется выполнять отсыпкой низовой бермы к существующему откосу сооружения. Низовые бермы следует выполнять из грунта более крупного состава, чем грунт, из которого отсыпан (намыт) основной профиль сооружения.

Перед возведением низовой бермы растительный слой на существующем низовом откосе насыпи снимают.

9.14 В проектной документации в части усиления оснований и фундаментов сооружений рекомендуется предусматривать исследования и проведение натурных наблюдений (ГМ по разделу 12) за работой сооружения в процессе строительства и в период его эксплуатации согласно 4.1.4.

9.15 Специальные натурные наблюдения по 4.1.4 и ГМ по разделу 12 за реконструируемыми объектами по 9.2 проводят для классов геотехнического риска условий строительства У, Н и Б (для сооружений класса надежности RC3 на основаниях из специфических грунтов по 8.1.3).

10 Основные положения по производству, приемке, контролю качества работ и технике безопасности, учитываемые при проектировании оснований и фундаментов

10.1 При разработке проектных решений по производству работ руководствуются СН 1.03.04, СН 1.03.01, СН 1.03.02, с учетом [11], [12] и настоящих строительных правил.

10.2 Возведение оснований и фундаментов производят согласно проектной документации, утвержденной в установленном порядке, проекту производства работ (далее — ППР), разработанному производителем работ для конкретного сооружения с резолюцией заказчика, разрешающей начало работ, с учетом норм безопасности при транспортных, грузоподъемных, строительно-монтажных и электротехнических работах.

Контроль за исполнением требований ТНПА и проектной документации осуществляет производитель работ.

10.3 Устройство оснований и фундаментов без ППР не допускается. ППР, разработанный на основе проектной документации, должен содержать: состав подготовительных работ; технологические схемы организации предпостроечной инженерной подготовки территории (при необходимости); состав земляных работ, включая водопонижение или водоотвод; схемы движения механизмов; последовательность устройства (подготовки) оснований, фундаментов и их бетонирования; требования к составу и способу приготовления бетонной и песчано-гравийной смесей и способам их транспортирования и укладки; методы контроля качества устройства оснований и изготовления фундаментов.

10.4 Подготовительные работы включают:

- разрешение на производство земляных работ;
- устройство подъездных путей, складов, бытовых помещений, снос ветхих строений, подводку линий электропередачи и водоснабжения;
- срезку плодородного и растительного слоев почвы для последующего использования в целях восстановления (рекультивации) нарушенных или малопродуктивных земель, озеленения района застройки и т. д.;
- вертикальную планировку строительной площадки до уровня заданных отметок с разметкой осей сооружения и фиксированием на местности положения рядов фундаментов;
- инженерную подготовку территории.

10.5 При наличии на строительной площадке ям, колодцев и других выемок их очищают от мусора и заполняют до уровня планировочной отметки местным грунтом с послойным уплотнением до $K_{com} \geq 0,93$.

10.6 Инженерная предпостроечная подготовка (далее — подготовка) территории осуществляется:

- а) намывом по СП 5.01.02;
- б) подсыпкой грунтом, строительным мусором, грунтом из котлованов с учетом 6.2;
- в) улучшением оснований с учетом 6.5;
- г) технической мелиорацией с учетом 7.2;
- д) сочетанием методов, приведенных в перечислениях а) – г), и другими способами.

Необходимость подготовки по перечислениям а) – д) устанавливается проектом организации строительства (далее — ПОС) в соответствии с классом геотехнического риска строительства по таблице А.1 (приложение А).

10.7 Грунты, используемые для подсыпки намыва, должны обеспечивать требуемые характеристики оснований к началу возведения сооружений, дорог, подземных коммуникаций и т. д.

10.8 Для постоянных земляных сооружений классов надежности RC2 и RC3 в проектной документации указывают необходимость проведения опытных работ по отсыпке, укатке или намыву грунтов на участках в пределах профильных объемов проектируемого сооружения, для отработки технологии строительных работ, уточнения расчетных характеристик, а для намывных сооружений — также для определения раскладки грунта (фракционирования) по длине откоса намыва.

Состав и характеристики грунта земляных сооружений класса надежности RC1 допускается назначать по объектам-аналогам с однотипными зерновым составом грунта, прочностью материала, толщиной отсыпаемого слоя, а также методами его укладки и уплотнения.

10.9 В комплекс работ по инженерной подготовке строительной площадки для устройства фундаментов входят:

а) снятие растительного грунта в пределах габаритов зданий или сооружений, примыкающих к ним тротуаров, дорог, участков, подлежащих планировке;

б) выполнение предусмотренных проектом работ по отводу поверхностных вод с застраиваемого участка;

в) подготовка грунтов на участках, предназначенных к разработке в зимний период, путем засоления, рыхления или утепления другими методами.

10.10 Грунт складировать для работ по озеленению участка в бурты на территориях, не предусмотренных для возведения зданий или сооружений, дорог и подземных сетей. Оставшуюся часть растительного грунта вывозят или укладывают на свободной территории для длительного хранения согласно 10.15.

10.11 В состав работ нулевого цикла входит:

— вертикальная планировка территории в пределах участка строительства здания или сооружения;

— устройство инженерных сетей;

— отрывка котлованов и траншей под фундаменты зданий и сооружений;

— устройство временных дорог и постоянных проездов;

— устройство дренажной системы;

— возведение подземной части зданий и сооружений, т. е. устройство фундаментов, стен подвалов, подготовка под полы подвала, монтаж лестниц в подвал и приемков, устройство перекрытий над подвалом, гидроизоляция фундаментов, подвальных помещений и стен, прокладка различных трубопроводов в подпольях и подвалах;

— обратная засыпка с уплотнением грунта в пазухах котлованов, устройство отмосток;

— защита грунтов основания от промерзания при отрывке котлованов, монтаже фундаментов и в период возведения наземных конструкций, если к наступлению морозов подвальные помещения не будут отапливаться;

— прокладка подземных коммуникаций (водопровода, канализации, тепловой сети, газопровода, электроснабжения и телефонизации, радиофикации) на участке строительства зданий или сооружений;

— установка грунтовых и стенных реперов и по указанию проектной организации определение марок для нивелирования во время возведения и в период эксплуатации здания или сооружения.

10.12 При устройстве обноски, разбивке осей котлованов и фундаментов, возведении конструкций подземной части сооружений и т. д. производят геодезические работы с составлением актов и приложением исполнительных схем.

10.13 Потери грунта при транспортировании в земляные сооружения автотранспортом, скреперами и землевозами на расстояние до 1 км могут составлять до 0,5 %, при расстоянии более 1 км — до 1,0 %. Потери грунта при перемещении его бульдозерами по основанию, сложенному грунтами другого типа, при обратной засыпке траншей и котлованов могут составлять до 1,5 %, при укладке в насыпи — до 2,5 %. Потери грунта больше указанных значений допускается принимать на основании согласования заказчика с подрядчиком при наличии соответствующего обоснования.

10.14 Отсыпку насыпей и засыпок выполняют при оптимальной влажности грунта слоями, толщину которых назначают в зависимости от типа применяемых машин и оборудования: для уплотнения грунта с обеспечением его плотности укладки 90 %, для сооружений класса надежности RC1 — 70 %.

10.15 Временные отвалы грунта, пригодного для обратной засыпки, при соответствующем обосновании допускается устраивать на специальных резервных площадках с размещением с одной стороны котлована с учетом предотвращения переувлажнения грунта.

10.16 Котлованы, являющиеся основанием для плитных фундаментов, разрабатывают с недобором по глубине, в зависимости от применяемого землеройного оборудования, см:

10 и более	—	при объеме ковша, м ³	до 0,4;
15	—	то же	от 0,5 “ 0,6;
30	—	“	св. 0,8.

При использовании грунтов повышенной влажности в проектной документации предусматривают зоны насыпей, отсыпаемых из дренирующего материала, обеспечивающего дренирование уложенного грунта повышенной влажности при его консолидации под действием собственного веса и возможность перемещения транспортных средств и механизмов по картам отсыпки.

Оставшийся на дне котлована защитный слой грунта зачищают вручную непосредственно перед устройством фундаментов не ранее чем за 2 сут.

При механизированной разработке котлована или ручной доработке защитных слоев перебор грунта не производится.

Разработка грунта в котлованах при их переменной глубине производится уступами (6.3.3), начиная снизу.

10.17 В зимний период грунт оснований в местах устройства фундаментов подготавливают по специальному проекту при соответствующем обосновании согласно СН 1.03.01, при этом целесообразно учитывать [11], предохраняя грунт от промерзания посредством недобора или поверхностного утепления.

10.18 Укладка бетона монолитных фундаментов и монтаж сборных фундаментов в разжиженный грунт не производится.

10.19 Коэффициент уплотнения грунта обратных засыпок и траншей в случаях, не оговоренных проектным решением, соответствует $K_{com} \geq 0,95$.

10.20 При устройстве обратных засыпок котлованов и траншей и подсыпок под полы в зимний период количество мерзлых комьев грунта не должно превышать 1 % общего объема грунта засыпок. При этом внутри зданий мерзлый грунт не применяют, а укладку грунта во время сильных снегопадов и метелей не производят.

10.21 Опалубочные, арматурные, монтажные и бетонные работы выполняют в соответствии с СН 1.03.01, с учетом 7.1 настоящих строительных правил.

Перед бетонированием фундаментов проверяют соответствие паспортных характеристик бетонной смеси и арматурных изделий проектным данным.

10.22 Работы по вертикальной планировке строительных площадок, разработке котлованов и устройству фундаментов выполняют в соответствии с [12] с соблюдением следующих норм техники безопасности:

— в зоне действия землеройных и монтажных машин и механизмов запрещается присутствие посторонних людей и выполнение каких-либо работ, не имеющих отношения к осуществляемому технологическому процессу;

— маршруты машин в пределах строительной площадки должны быть регламентированы, а подъездные пути при наличии ненадежных грунтов — усилены инвентарными щитами;

— работы в зоне расположения подземных коммуникаций (электрокабелей, газопроводов и т. д.) осуществляются при наличии письменного разрешения соответствующих инстанций. К разрешению должен быть приложен план с указанием расположения и глубины заложения коммуникаций. До начала работ в местах расположения подземных коммуникаций должны быть установлены знаки;

— земляные работы вблизи линий подземных коммуникаций должны производиться под наблюдением прораба или мастера, а непосредственно около газопровода или кабелей, находящихся под напряжением, — кроме того, под наблюдением представителей газового или электротехнического хозяйства;

— разработка грунта в непосредственной близости от действующих подземных коммуникаций допускается только с помощью лопат. Использовать ломы, кирки и пневмоинструмент запрещается;

— при обнаружении подземных коммуникаций, не указанных в рабочих чертежах, земляные работы прекращаются до выяснения их характера и получения разрешения на дальнейшее выполнение работ;

— перемещение грунта бульдозерами на подъем целесообразно только при уклоне до 10 %;

— запрещается находиться во время погрузки грунта между землеройной машиной и транспортным средством;

— во время перерывов экскаватор отводят от края разрабатываемой выемки не менее чем на 2 м, а ковш опускают на грунт.

- проверку правильности расчетных предположений;
- определение различий между действительными грунтовыми условиями и условиями, принятыми в проекте;
- проверку правильности осуществления строительства и его соответствия проектному решению, СН 1.03.01, требованиям ТНПА на каждый применяемый вид материала.

10.25 Технический контроль качества оснований и фундаментов производится независимо от работ согласно разделу 12 (НТСС и МГ) в два этапа: операционный (позэтапный) — в процессе возведения сооружения; приемочный — при завершении работ на отдельных участках и сооружения в целом.

10.26 Качество работ является удовлетворительным, если средние значения контролируемых характеристик оснований и фундаментов соответствуют данным, принятым в проектной документации, и требованиям СТБ 1164.0, СТБ 1544, ГОСТ 18105 и другим ТНПА на применяемые материалы. Допустимые отклонения от характеристических значений (3.1.4.5), принятых в проектной документации, не должны превышать для свойств грунтов, прочности и деформативности материалов конструкции фундаментов — 5 %, в количестве не более 10 % от общего числа результатов контроля качества (при статистической обработке результатов контроля, нижнего неблагоприятного значения X_k , R_k как значения 5 % квантиля, для верхнего — как 95 %). При этом фактическое среднее значение контролируемого параметра должно быть не ниже его проектного значения.

10.27 Контроль качества производят для партии (см. ГОСТ 18105). Если контролируемое качество не соответствует критериям 10.26, объем контроля удваивается, при повторном несоответствии контролю подлежат 100 % оснований и фундаментов. Решение о дальнейшем использовании некачественной продукции принимает генеральный проектировщик по согласованию с заказчиком.

Таблица 10.2 — Контроль качества работ при вертикальной планировке строительной площадки

Операция	Показатель качества	Метод контроля
Срезка растительного слоя	Допустимое отклонение срезаемого слоя от проектной толщины не более 10 %	Измерениями согласно ППР 1000 м ³

Окончание таблицы 10.2

Операция	Показатель качества	Метод контроля
Устройство водоотводных каналов	Уклон канав — не менее 0,003; допустимое отклонение — +0,0005; отклонения поперечных размеров каналов — не более 0,1 м	Нивелирование и измерения через 50 м
Срезка и укладка грунта	Уклон слоев планируемой территории в сторону водоотвода — не более 0,005; допустимое отклонение — +0,001	Нивелирование через 50 м
Уплотнение грунта	Допустимые отклонения: от оптимальной влажности для связных грунтов — не более ± 10 %, для несвязных — не более +5 %; от плотности ρ_d — не более 0,1 г/см ³ ; от K_{com} — не более 0,01	Отбор проб в шахматном порядке через 20–40 м и динамическое зондирование по СТБ 2176 согласно заданию

Таблица 10.3 — Контроль качества работ при разработке котлованов и изготовлении набивных свай

Показатель качества	Метод контроля
Для котлованов	
Отклонение от проектной отметки бровки или оси котлована — не более 0,05 м	Нивелирование
Отклонение от проектного значения продольного уклона дна котлована — не более 0,0005	Нивелирование через 50 м
Увеличение крутизны откосов не допускается	Измерения не менее чем в двух поперечниках
Для набивных свай	
Проектные размеры и высотные отметки — 100 %	Измерение, нивелирование согласно ППР и программе ГМ
Однородность (сплошность), прочность	Комплексный: сейсмоакустический — 100 %, ультразвуковой — не менее 3 % опытных и контрольных свай (партия) с учетом 10.27 и не менее 3 шт. (однородность, прочность); разбуриванием* — не менее 2 % от партии и не менее 3 шт.
* Разбуривание производится на всю длину с отбором кернов не менее 2 шт. для каждого метра свай и последующего их испытания разрушающим методом по ГОСТ 10180; оценка прочности производится по ГОСТ 18105 и ГОСТ 17624, с идентификацией дефектов и установленными методами (СА и УЗ).	

11 Экологические требования по охране окружающей среды при проектировании и устройстве оснований и фундаментов

11.1 При разработке проектных решений на устройство оснований и фундаментов не допускается возможность ухудшения экологии окружающей среды:

- деградации ландшафтов и микроклимата; исчезновения редких видов растительности, животного мира, кормовых угодий и заповедников;
- уничтожения малых форм рельефа и его дробления;
- возникновения или активизации опасных геологических процессов;
- водной и ветровой эрозии;
- повреждения сельскохозяйственных угодий и растительности;

- Не допускается выполнение строительно-монтажных работ, не предусмотренных проектным решением и приводящих к ухудшению экологии окружающей среды.

— загрязнение почв и грунтов органическими, радиоактивными и токсико-химическими веществами;

— загрязнение поверхностных и подземных вод органическими и неорганическими веществами и тяжелыми металлами;

— выделение на участках бывших свалок строительного мусора и бытовых отходов различных газов (метана, водорода, углеводородов и других токсичных газов).

11.3 В случаях возможных антропогенных изменений среды в проектной документации рекомендуется предусматривать:

— места питания подземных вод, водоисточники и водозаборы;

— уникальные естественные геологические разрезы-обнажения, скопления погребенной флоры и фауны, культурно-исторические образования и др.;

б) мероприятия по предупреждению опасных геологических процессов и по инженерной защите территорий.

11.4 В проектном решении предусматриваются мероприятия по ликвидации превышения предельно допустимых концентраций, загрязнений подземных вод и воздушной среды, по изоляции или локализации, а также проведение государственной экологической экспертизы принятого проектного решения и ГМ по разделу 12. В проектной документации оснований фундаментов и подземных частей зданий следует предусматривать следующие мероприятия по ликвидации или снижению негативных последствий:

— очистку загрязненных грунтов химическим, термическим или биологическим методом или удаление с площадки загрязненного грунта на согласованные места захоронения;

- устройство противорадионовой защиты зданий (пассивная или принудительная вентиляция);

— создание различного типа барьеров (экранов) для задержания газов, устройство вентилируемых подполий;

— строительство защитных сооружений (дамб, берм, водозащитных стен, противодиффузионных завес и др.) при возможном поступлении к объекту строительства загрязненных поверхностных и подземных вод.

12 Надзор (научно-техническое сопровождение строительства) и геотехнический мониторинг за возведением оснований, фундаментов, заглубленных частей зданий и сооружений

12.1 Научно-техническое сопровождение строительства

12.1.1 Общие положения

12.1.1.1 Настоящий подраздел содержит основные положения, регламентирующие общий порядок подготовки и проведения работ по НТСС, предусмотренные 4.1.4.

12.1.1.2 НТСС производят параллельно с общестроительными работами, не отменяя и не заменяя выполнение участниками строительного процесса требований проекта и работ по контролю качества оснований и фундаментов (см. раздел 10), нормативно-технических документов по обеспечению надежности и безопасности зданий и сооружений.

12.1.1.3 Целями НТСС, исходя из 4.1.7, являются:

- определение возможности использования осваиваемых территорий для строительства;
- обеспечение надежности оснований возводимых зданий;
- обеспечение безопасности людей на объекте строительства и в зоне его влияния, надежности возводимых конструкций на основе научного прогноза и анализа данных мониторинга, отслеживающего техническое состояние элементов и конструкций, их деформации во времени при различных нагрузках и воздействиях;
- обеспечение качества выполняемых работ, надежности (безопасности, функциональной пригодности и долговечности) объектов строительства с учетом их уникальности и ответственности;
- взаимоувязка всех участников строительного процесса (заказчика, подрядных строительных, проектных и изыскательных организаций, надзорных и контролирующих органов, испытательных лабораторий, органов по сертификации продукции и услуг и др.) по вопросам обеспечения качества строительства;
- учет всех техногенных и природных воздействий на строящееся здание и на зону влияния строительства;
- прогнозирование состояния объекта строительства и прилегающего пространства;
- обеспечение экологической безопасности;
- учет чрезвычайных ситуаций в процессе строительства и эксплуатации высотного здания.

12.1.1.4 Все работы в рамках НТСС производятся только специализированными организациями, обладающими научно-техническими кадрами с профильным образованием и квалификацией, работающих в данной области не менее 3-х лет; необходимой приборно-инструментальной базой, аккредитованными испытательными лабораториями, строительными допусками и свидетельствами по соответствующим направлениям деятельности. Исполнитель работ по НТСС вправе привлекать соисполнителей, отвечающих вышеприведенным требованиям.

12.1.1.5 НТСС охватывает все этапы строительного процесса: подготовку тендерной документации и обоснование инвестиций, предпроектные работы, проектирование, производство строительных работ, эксплуатацию построенного объекта в течение не менее первых 2–5 лет.

12.1.1.6 Проведение комплекса работ по НТСС осуществляет специализированная организация по разработанным СТУ, согласованным заказчиком и Министерством архитектуры и строительства. Необходимость дополнительных мер при проведении НТСС, в том числе ГМ, может быть рекомендована заказчику надзорными органами.

12.1.1.7 НТСС зданий включает следующие этапы работ:

1 Предварительную оценку геотехнической ситуации (геологических, гидрологических, экологических условий строительной площадки), изучение схем коммуникаций, топографической карты района застройки.

2 Комплекс изыскательных работ (инженерно-геодезические изыскания; инженерно-геологические изыскания; обследование технического состояния окружающей застройки; инженерно-экологические изыскания и т. д.).

3 Проект производства НТСС (или специальный раздел в ППР).

4 Натуральные наблюдения и измерения в рамках утвержденного проекта производства НТСС (или раздела ППР).

5 Мониторинг состояния здания в процессе производства строительных работ и контроль качества выполняемых работ, а также мониторинг прилегающей территории.

6 Мониторинг состояния здания в период эксплуатации.

12.1.1.8 В проекте, наряду с объектами работ по НТСС, указывают перечни измеряемых, контролируемых параметров, необходимую точность и периодичность замеров.

12.1.1.9 Финансирование работ по НТСС зданий, как правило, предусматривают в смете на проектирование и строительство объекта и увязывают с ГМ.

12.1.1.10 Объем работ по НТСС и ГМ зданий в период эксплуатации, а также их периодичность определяются нормативными документами, данным разделом и могут быть ужесточены службой эксплуатации в зависимости от состояния объекта (срока эксплуатации, отступлений от первоначального проекта, реальной ситуации на объекте, состояния и уровня внешних воздействий и др.).

12.1.1.11 Состав (перечень) работ в рамках НТСС зданий состоит из:

- оценки архивных материалов инженерных изысканий для целей нового строительства (данные гидрогеологических, геодезических, экологических и других видов изысканий);
- предпроектной проработки концепции возводимого объекта;

- составления общего проекта (программы) работ по НТСС объекта;
- составления технических заданий на различные виды инженерных обследований, изысканий и прочих работ в рамках НТСС;
- анализа и обобщения данных всех видов инженерных наблюдений с целью прогнозирования дальнейшего развития геотехнической ситуации на объекте.

12.2 Геотехнический мониторинг

12.2.1 Геотехнический мониторинг — комплекс работ по 3.1.16, выполняемый по 4.1.4, начиная с предпроектной стадии в период строительства (реконструкции) и на начальном этапе их эксплуатации зданий и сооружений в соответствии с разработанной программой ГМ.

ГМ осуществляют для:

а) уникальных сооружений и сооружений класса надежности RC3, возводимых в сложных грунтовых условиях (на основаниях III категории сложности), а также в случае применения новых или недостаточно изученных конструкций и технологий;

б) существующих сооружений классов надежности RC1 и RC2 (за исключением временных зданий), попадающих в зону влияния вновь возводимых объектов по перечислению а) или оговоренных заказчиком.

ГМ состоит из следующих подразделов:

а) объектного, включающего все виды наблюдений за состоянием оснований, фундаментов и несущих конструкций самого объекта нового строительства или реконструкции, расположенных вблизи зданий и подземных сооружений, а также объектов инфраструктуры;

б) геолого-гидрологического (далее — геологический), включающего системы режимных наблюдений за изменением состояния грунтов, уровней и состава подземных вод, за развитием опасных геологических процессов: эрозии, оползней, карстово-суффозионных явлений, оседания земной поверхности и т. д., а также за состоянием температурного, электрического и других полей;

в) экологического, включающего системы наблюдений за изменением состояния окружающей геологической среды и ее загрязнения;

г) аналитического, включающего анализ и оценку результатов наблюдений, выполнение расчетов прогнозов, сравнение прогнозируемых значений параметров с результатами измерений, разработку мероприятий по предупреждению или устранению негативных последствий вредных воздействий и недопущению увеличения интенсивности этих воздействий.

12.2.1.1 Геологический блок мониторинга устанавливает систему режимных и инструментальных наблюдений за изменением состояния геологической среды площадки строящегося (реконструируемого) объекта и сооружений, попадающих в зону его влияния по 4.2.7. Состав программы геологического мониторинга, при обосновании, допускается увеличивать.

Система режимных наблюдений за гидрогеологической средой включает в себя пробуренные и оборудованные гидрогеологические скважины.

12.2.1.2 Систему геодезических наблюдений за территорией, выходящей за пределы пятна новой или реконструируемой застройки, проводят при расположении под ними заглубленных (подземных) частей сооружения, оползневых склонов, при наличии в составе оснований специфических грунтов, инфильтрующейся подземной воды с большим градиентом напора и других опасных геологических процессов.

Система наблюдений за состоянием окружающего грунта включает в себя сеть грунтовых марок с глубиной заложения от 2 до 12 м и грунтовых реперов для наблюдений за послойными вертикальными перемещениями грунта на глубине от 10 до 30 м.

12.2.1.3 Экологический мониторинг изменения состояния окружающей среды проводят при расположении вблизи строительства (реконструкции) зданий и сооружений промышленных объектов с вредными процессами в районах с повышенным уровнем загрязнений атмосферы, почвы и грунтов вредными веществами, при повышенной агрессивности грунтов и вод, а также на основании результатов изысканий и государственной экологической экспертизы проектной документации на строительство (реконструкцию) конкретного объекта.

Состав и объем экологического мониторинга должны быть отражены в программе работ и технических заданий на конкретные объекты и в соответствии с ТНПА.

Экологический мониторинг проводят по программе, составленной заказчиком. Состав и объем мониторинга должны назначаться с учетом инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и обеспечивать получение необходимой информации для характеристики загрязнения грунтов и подземных вод, а также аномальных локальных природных и техногенных полей и геологических и инженерно-геологических процессов, например:

- изменение уровня подземных вод;
- загрязнение почв, грунтов и подземных вод;
- инженерно-геологические процессы (оползни, карстово-суффозионные явления, подвижки грунта и др.);
- газовыделение;
- радиационное излучение;
- техногенные тепловые поля;
- вибрационные и ударные воздействия.

12.2.2 Цель ГМ по 12.2 — проведение наблюдений, в том числе инструментальных, за возводимыми и расположенными в зоне его влияния существующими сооружениями (рисунок 12.1) для изучения их поведения и своевременного выявления недопустимых отклонений от проектных решений или требований ТНПА, для разработки мероприятий по их устранению, предупреждению аварийных ситуаций, обеспечению сохранности существующей застройки в зоне влияния нового строительства, в том числе для сохранения окружающей среды (см. раздел 11).

12.2.3 ГМ представляет собой комплекс работ, проводимый, начиная с градостроительного обоснования в период всего срока строительства в соответствии с программой ГМ и не менее чем 1 раз в 3 года после завершения и ввода объекта мониторинга в эксплуатацию.

12.2.4 Разработку программы наблюдений выполняет специализированная организация на основании технического задания генерального проектировщика, утвержденного заказчиком с учетом результатов обследования технического состояния объектов мониторинга. Программа должна содержать:

- состав контролируемых конструкций и их деформативные характеристики;
- разработку схем (проекта) расположения контролируемых точек и реперов геодезической основы, приборов, оборудования (автоматизированных станций) и коммутационных линий (для уникальных объектов);
- периодичность наблюдений (календарный план);
- выбор методик производства измерений;
- контроль стабильности реперов геодезической основы, приборов и линий;
- оценку качества выполненных измерений;
- отчетность.

12.2.5 В состав наблюдений включают:

- измерение напряжений оснований и деформаций фундаментов конструкций надземной и подземной части (осадки, крены, горизонтальные смещения и др.); фиксацию и наблюдения во времени за раскрытием трещин; измерение усилий в распорных и анкерных конструкциях; измерение уровня колебаний фундаментов при наличии вибродинамических и потенциальных сейсмических и техногенных воздействий и др.;
- наблюдения за составом и режимом подземных вод, за развитием неблагоприятных инженерно-геологических процессов (карст, суффозия, оползни, оседание поверхности и др.), а также наблюдения за состоянием температурного, электрического и других физических полей, уровнем загрязнения грунтов и подземных вод, газовыделением, радиационным излучением и т. д.;
- обследование застройки и оснований на прилегающей к месту строительства территории с постоянным последующим наблюдением за ними.

12.2.6 Состав, объем и методы ГМ назначаются в зависимости от его конструктивных особенностей и способа возведения, особенностей территорий, инженерно-геологических условий площадки, ее удаленности от окружающей существующей застройки, требований эксплуатации и в соответствии с результатами геотехнического прогноза.

Частоту и время наблюдений определяют интенсивностью и длительностью протекания процессов деформирования массива грунта основания и конструкций подземной и надземной частей объектов.

Точность измерений должна обеспечивать достоверность получаемой информации и согласовываться с точностью расчетов.



Рисунок 12.1 — Схема технологического процесса мониторинга возведения оснований, фундамента, заглубленных подземных и надземных частей сооружения

12.2.7 ГМ должен быть увязан с системами мониторинга подземных вод, с сетью геодезических, геодинамических, экологических (см. раздел 11) наблюдений и с системой мониторинга проектной документации, геологической среды подземных и надземных конструкций.

12.2.8 Конкретное расположение деформационных марок, приборов и сетей на зданиях, а также их конструкцию определяет организация, выполняющая наблюдения, по согласованию с проектной, строительной или эксплуатирующей организацией, с учетом конкретной ситуации, обеспечения их длительной сохранности и возможности проведения измерений, определения их планового и высотного положения. Контрольные точки для определения отклонения от вертикали и наклона должны закладываться парами в одной вертикальной плоскости. Рекомендуется точки верхнего яруса закреплять с помощью катафотов для измерения расстояния до них лазерными (световыми) дальномерами.

12.2.9 В программе инженерно-геологических и экологических изысканий на участках с эрозией, оползнями, карстово-суффозионными явлениями, загрязнением по 11.3 рекомендуется предусматривать выполнение стационарных наблюдений за указанными процессами согласно 4.1.4 для учета динамики и интенсивности их развития, привязки к геоморфологическим элементам, формам рельефа и литологическим видам грунтов, а также для установления условий и причин их возникновения.

12.2.10 Радиус зоны влияния $R_{зв}$ проектируемого сооружения и его заглубленной части на окружающую застройку или реконструируемого здания с заглубленным сооружением, в пределах которой следует проводить ГМ, определяют расчетом по ТНПА, он должен составлять не менее размера глубины сжимаемой зоны фундамента и не менее большей его стороны (диаметра) и трех глубин котлована.

12.2.11 На основе полученных результатов мониторинга уточняют прогнозы напряженно-деформированного состояния основания гидрогеологического режима застраиваемой площадки, вносят (при необходимости) коррективы в проектную документацию и разрабатывают необходимые противоаварийные и защитные мероприятия в соответствии с 11.4, 11.5 и разделом 9.

Приложение А

Категории сложности оснований и классы геотехнического риска условий строительства

А.1 Настоящее приложение применяется для выбора и технико-экономической оценки типов фундаментов, земляных сооружений при составлении технического задания на инженерные изыскания и их проектирование.

В пределах области применения настоящих строительных правил для обеспечения надежности зданий и сооружений условия строительства унифицируются по классам геотехнического риска (таблица А.1), учитывая категорию сложности основания объекта (А.2 и рисунок А.1), классы надежности RC1–RC3 в соответствии с СН 2.01.01 и сейсмичность территории, которая оценивается по картам сейсмического районирования (рисунки А.2 и А.3) и результатам микросейсмического районирования строительной площадки.

Таблица А.1 — Класс геотехнического риска условий строительства

Категория сложности основания (А.2 и рисунок А.1)	Класс геотехнического риска условий строительства* при классе надежности объектов (без учета условий по А.3)			
	RC1 (незначительные (приемлемые) последствия уровня СС1)	RC2 (средние последствия уровня СС2)	RC2, RC3 (тяжелые (высокие) последствия уровня СС3)	Выше RC3 (катастрофические, исключительно высокие последствия)
I — простое	А	А	Б	Н, У
II — средней сложности	А	А, Б	Н	У
III — сложное	А, Б	Б, Н	Н, У	У

* Классы геотехнического риска условий строительства А, Б, Н и У определяют исходя из следующих предположений:

- класс А (низкий), класс надежности RC1: благоприятные условия строительства, не требующие дополнительных технических изысканий или затрат для повышения надежности оснований, конструкций фундаментов и заглубленных частей сооружения по 7.3; как правило, сооружения классов надежности RC2 и RC3 на простых основаниях I и II категории сложности (без специфических грунтов и подземных вод), рекомендуются фундаменты по рисунку А.1 для основания I категории сложности, обеспечивающие восприятие нагрузки от сооружения и экономическую эффективность с учетом 4.3; с незначительными (приемлемыми) последствиями для жизни людей, экономического, социального и экологического ущерба;
- класс Б (умеренный), класс надежности RC2: ограниченно благоприятные условия строительства, требующие дополнительных изысканий или средств для повышения надежности, прочности конструкций и жесткости сооружения с использованием только конструктивных методов с учетом 7.3.1, в отдельных случаях — инженерной подготовки оснований строительной площадки, мероприятий с учетом 7.3 при наличии в сжимаемой зоне фундамента специфических грунтов с $l_{om} \geq 0,1$; рекомендуются фундаменты по рисунку А.1 для оснований II категории сложности;
- класс Н (сильный), класс надежности RC3: неблагоприятные условия строительства, требующие значительных дополнительных изысканий или средств для повышения прочности конструкций, надежности, жесткости сооружения, предпроектной инженерной подготовки строительной площадки, мероприятий с учетом 7.3 и разделов 8 и 9, для улучшения оснований и технической мелиорации с учетом 6.5 и 7.1; рекомендуются фундаменты по рисунку А.1 для оснований III категории сложности (массивные плиты, плитно-свайные или глубокие свайные опоры, обеспечивающие восприятие нагрузки от сооружения и экономически целесообразные (см. 4.3));
- класс У (предельный), класс надежности выше RC3: неблагоприятные условия строительства для уникальных сооружений, с классом последствий СС3 в соответствии с СН 2.01.01, возводимых в условиях или на любых основаниях, требующих специальных мероприятий по обеспечению надежности и безопасности сооружения для людей и окружающей среды согласно разделу 11, в соответствии с СН 3.02.08. Применяются массивные плитные фундаменты и глубокие опоры, в том числе СП/СФ (см. таблицы 5.1 и 5.2).

А.2 Категории сложности оснований фундаментов по надежности (рисунок А.1)

А.2.1 I категория (простое, стандартное основание): однородное, устойчивое основание, соответствующее I категории сложности инженерно-геологических условий в соответствии с СН 1.02.01 (приложение Я), однослойное (не более двух слоев из грунтов разных типов) маловлажное, состоящее из минеральных грунтов средней прочности, с характеристиками в активной зоне фундамента:

$$m = E_{\max}/E_{\min} \text{ — до 4;}$$

$$p_d > 1,5 \text{ МПа, } q_c \geq 1,2 \text{ МПа;}$$

$$R_k \geq 0,15 \text{ МПа; } e \leq 0,55; I_L \leq 0,50; E_{\min} \geq 10 \text{ МПа,}$$

где E_{\max}, E_{\min} — соответственно максимальный и минимальный модули деформации грунтов по глубине основания;

q_c, p_d — сопротивление грунта погружению зонда соответственно при статическом и динамическом зондировании (см. СП 5.01.03 и СТБ 2176);

R_k — характеристическое сопротивление подстилающих грунтов;

e, I_L — соответственно коэффициент пористости и показатель текучести грунта.

А.2.2 II категория (основание средней сложности): условно однородно-устойчивое основание, соответствующее II категории сложности инженерно-геологических условий в соответствии с СН 1.02.01 (приложение Я), состоящее в активной зоне фундамента из перемежающихся по глубине минеральных грунтов средней прочности $q_c = p_d \geq 1,2$ МПа с включениями слабых и малопрочных, в том числе заторфованных, линз и прослоек мощностью до 0,3 м, с характеристиками:

$$m = E_{\max}/E_{\min} \text{ — от 4 до 8;}$$

$$p_d < 1,2 \text{ МПа, } q_c < 1,0 \text{ МПа;}$$

$$R_k < 0,15 \text{ МПа; } e > 0,55; I_L > 0,75; E \leq 7 \text{ МПа; } I_{om} \leq 0,2;$$

$$H_d > 2 \text{ м;}$$

$$\tau_{\text{подст}} = (\sigma \operatorname{tg} \varphi + c) > \tau_u, \text{ МПа,}$$

где τ_u — предельное допустимое касательное напряжение слабых, малопрочных слоев грунта, в том числе с примесью органических веществ;

H_d — расстояние от низа фундамента (свай) до кровли слоя из сильносжимаемых грунтов;

I_{om} — количество растительных или органических веществ в грунте.

А.2.3 III категория (сложное основание): неустойчивое основание, соответствующее III категории сложности инженерно-геологических условий в соответствии с СН 1.02.01 (приложение Я), состоящее в активной зоне фундамента из обводненных, перемежающихся по глубине прочных и пониженной прочности специфических грунтов, в том числе в виде линз, прослоек и включений, с характеристиками:

$$m > 8;$$

$$p_d = q_c < 1 \text{ МПа;}$$

$$R_k \leq 0,1 \text{ МПа; } e > 0,9; I_L > 0,75; E \leq 7 \text{ МПа; } 0,1 \leq I_{om} \leq 0,4;$$

$$H_d > 2 \text{ м; } \tau_{\text{подст}} < \tau_u.$$

Условные обозначения — см. А.2.1 и А.2.2.

А.3 При строительстве на сейсмически опасных территориях с балльностью от 5 баллов и выше класс геотехнического риска строительства по таблице А.1 для оснований II и III категории сложности зданий и сооружений классов надежности RC2 и RC3 следует увеличивать на одну ступень.

Схемы сложности оснований		
I категория (простое (однородное, устойчивое) из минеральных грунтов средней прочности по А.2.1)	II категория средней сложности (условно однородно-устойчивое) с наличием малопрочных минеральных подстилающих слоев по А.2.2)	III категория сложное (неустойчивое) с перемежающимися слоями прочных, пониженной прочности и органо-биогенных грунтов по А.2.3
Рекомендуемые типы фундаментов (в порядке преимущества) и способы их устройства		
1–6: минимальное заглубление по условиям промерзания и кон- структивным требованиям разде- лов 5 и 6	1–8: аналогично I категории, с повы- шением жесткости, усилением над- земной части здания (см. раздел 7) и устройством осадочных швов (при необходимости)	6–9: с прорезкой слоев пони- женной прочности, или их за- креплением (в том числе гео- массивом), или замещением с повышением жесткости зда- ния и усилением (см. раздел 7), с устройством осадочных швов, а также гидроизоляции анти- коррозионной защиты

1–4 — виды грунта: 1 — природный средней прочности $R_k \geq 0,15$ МПа; 2 — искусственный;

3 — слабый или малопрочный минеральный по 8.1.3;

4 — биогенный или с органическими включениями, структурно неустойчивый по 8.1.3;

NL, DL, WL — см. 3.2.2;

H_d, H_b, H_n — толщина соответственно буферного, верхнего и подстилающего слоев, м

1–9 — типы фундаментов: 1 — плитный ленточный или столбчатый;

2 — плитный мелкозаглубленный или незаглубленный;

3 — из коротких и средней длины набивных свай в пробитых скважинах по [2];

4 — из набивных микросвай в пробитых скважинах по [2]; 5 — из забивных железобетонных блоков;

6 — из набивных, в том числе инъекционных, свай с уширенной (уплотненной) пятой

или глубоких опор по таблице 5.2; 7 — из забивных стандартных свай (в том числе составных);

8 — из тонкой сплошной плиты под здание или его часть;

9 — массивные плитные на замещенном или укрепленном основании
(в том числе на геомассиве из песчаных, грунтобетонных тампонов и др.)

**Рисунок А.1 — Схемы, соответствующие категориям сложности оснований
и рекомендуемые типы и способы устройства фундаментов
для оценки геотехнического риска условий строительства, выбора
и технико-экономического обоснования проектных решений**

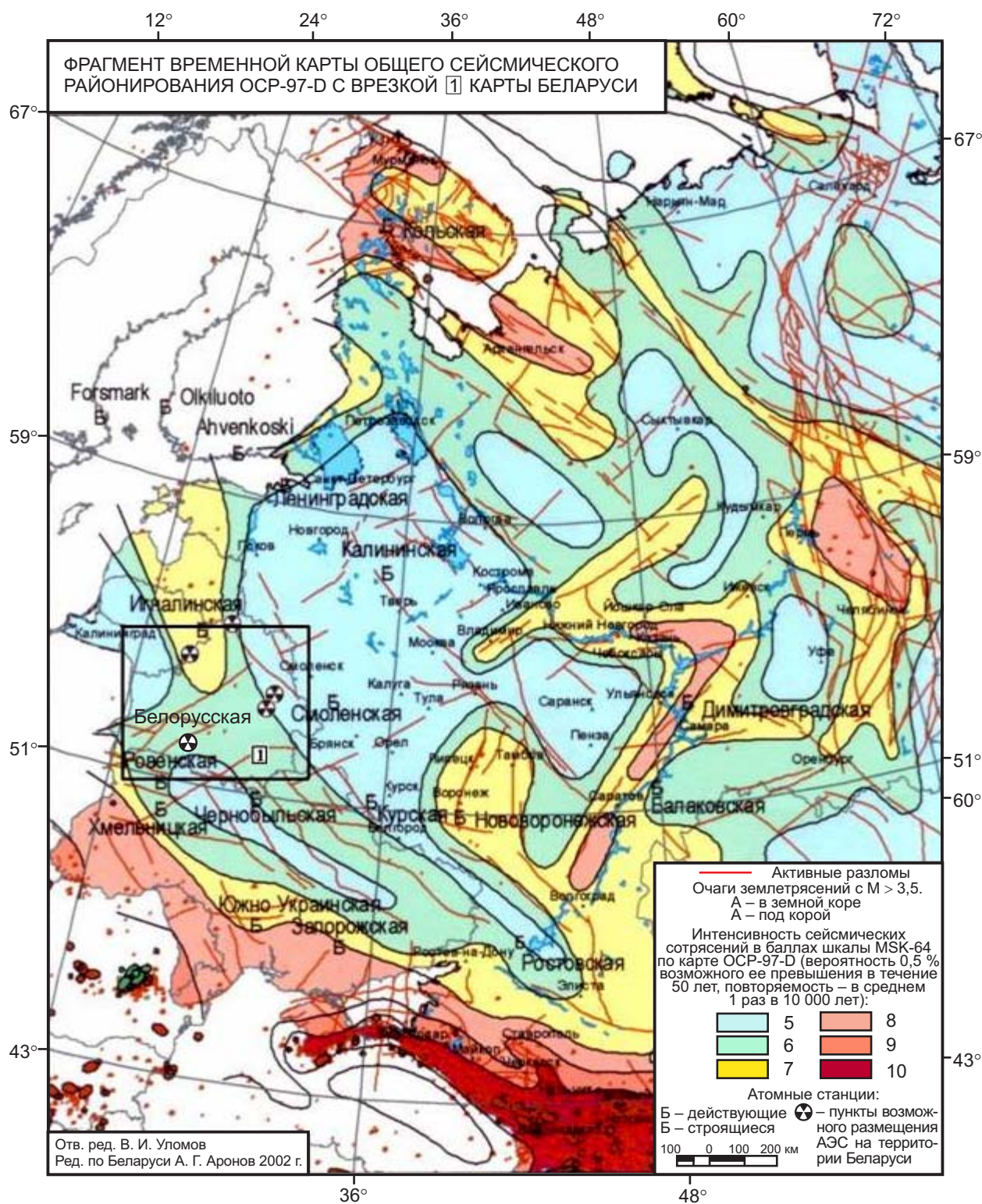
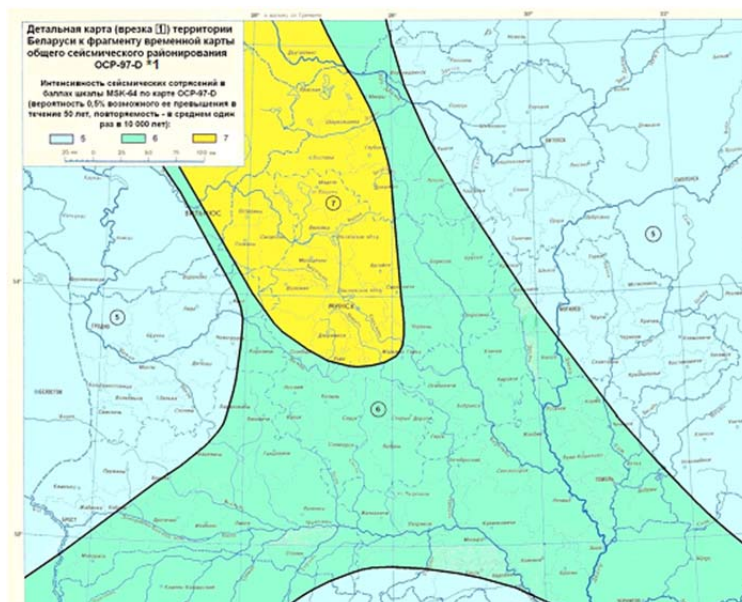


Рисунок А.2 — Фрагмент временной карты общего сейсмического районирования территории Северной Евразии ОСР-97-D с врезкой 1 карты территории Республики Беларусь



Примечания

1 Детальная временная карта (врезка 1) содержит данные о потенциальных максимальных сейсмических нагрузках на здания и сооружения (для уровня МРЗ), возводимые в Республике Беларусь, и предназначена для расчета (оценки) и балльности степени сейсмических воздействий (опасности) строительной площадки. Карта соответствует повторяемости сейсмического эффекта в среднем 1 раз в 10 000 лет (среднегодовой риск — 10^{-4}) с вероятностью $P = 0,5\%$ возникновения и возможного превышения сейсмической интенсивности в течение 50 лет, указанной на ней в баллах шкалы MSK-64. Уровень вероятности данной карты соответствует уровню МРЗ с повторяемостью землетрясений $T = 500$ лет, которое используется при расчете сейсмических воздействий для зданий и сооружений класса надежности выше RC3 (атомные станции, радиоактивные захоронения, объекты повышенной социальной ответственности и др.). Для объектов классов надежности RC1 и, по согласованию с инвестором (согласно СТУ), для RC2 и RC3 допускается использовать уровень ПЗ с $T = 100$ лет (см. 3.1.41).

2 Приведенные материалы применяются для экспертной оценки района строительства на стадии обоснования инвестиций в строительство и расчетов вышеуказанных сооружений.

Согласно карте ОСП-97-D (см. рисунок А.2) территория Республики Беларусь с грунтами второй категории [14] (таблица 1) относится к 5–7-балльной зоне. Для других категорий грунтов балльность территории уточняется согласно [14] (таблица 1, примечание) данным геологических изысканий и микросейсмического районирования. Расчеты с учетом сейсмических воздействий выполняют для наиболее опасной ориентации сейсмических воздействий прямым динамическим методом с использованием инструментальных записей ускорений оснований, заданных реальных акселерограмм для сооружений классов надежности RC2 и RC3. Допускается использовать синтезированные акселерограммы для сооружений класса надежности RC1 и, при обосновании, для RC2 и RC3, как правило, если исходное МРЗ (ПЗ) ≤ 6 баллов.

3 На участках, неблагоприятных в сейсмическом отношении, балльность, указанную на карте, следует увеличивать на единицу. К неблагоприятным условиям строительства относятся площадки:

- расположенные в зонах возможного проявления тектонических разломов на поверхности;
- с осыпями, обвалами, оползнями, карстом, горными выработками;
- с крутизной склонов более 15° ;
- основания, сложенные обводненными, малопрочными, слабыми ($I_L \geq 0,5$; $e \geq 0,7$; $E \leq 7$ МПа и др.), биогенными с $I_{om} \geq 0,2$ грунтами и основаниями III категории сложности (см. рисунок А.1).

4 При невозможности проведения работ по сейсмическому микрорайонированию на стадии обоснования инвестиций в строительство в расчетах допускается принимать максимальное ускорение сейсмического движения грунта по действующей шкале MSK-64: для 5 баллов — 25 см/с^2 , для 6 баллов — 50 см/с^2 , для 7 баллов — 100 см/с^2 и для 8 баллов — 200 см/с^2 .

Рисунок А.3 — Детальная временная (до января 2023 г.) карта (врезка 1) территории Республики Беларусь к фрагменту временной карты общего сейсмического районирования ОСП-97-D с фоновой балльностью по шкале MSK-64

Приложение Б

Предельные деформации оснований сооружений

Б.1 Предельные деформации оснований сооружений устанавливает генеральный проектировщик на основе численных расчетов, правил технической эксплуатации проектируемых сооружений, технологических и архитектурных решений, регламентируемых заданием на проектирование (см. 4.1.17.3). Значения предельных деформаций, приведенных в таблице Б.1. Допускается использовать для окончательных расчетов оснований и фундаментов сооружений классов надежности RC1 и RC2, при обосновании — (III и II уровень ответственности), а также для предварительных расчетов сооружений класса надежности RC3 (I уровень ответственности) при геотехнических рисках строительства А, Б и Н.

Б.2 Допускается не устанавливать предельные деформации оснований для жестких сооружений в соответствии с 4.1.17.2 (здания башенного типа, дымовые трубы и т. д.), прочность которых обеспечивает от осадок не превышение предельных состояний по 4.1.10, и для сооружений с гибкой конструктивной схемой при отсутствии усилий в конструкциях объекта.

Таблица Б.1 — Предельные деформации оснований сооружений

Вид сооружения и его система	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Средняя s_{um} (максимальная s_{umax}) осадка, см
1 Производственные и гражданские одно- и многоэтажные до 75 м сооружения: с полным каркасом: железобетонным с соотношением $L/B \leq 2$ (L, B — соответственно длина и ширина здания, м) рамным сборным железобетонным с $L/B > 2$ рамно-связевым сборным железобетонным (при наличии жестких железобетонных диафрагм, поясов, связей, монолитных перекрытий) с $L/B > 2$ стальным с наличием связей с полностью монолитными несущими конструкциями (стены, перекрытия, колонны) малоэтажные (до трех этажей) всех систем высотные	0,003 0,002 0,005 0,004 0,003 0,002	— — — — — —	15 (20) 8 (10) 15 (18) 12 (15) 12 (15) 5 (8)
Согласно СН 3.02.08			
2 Сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	18 (20)
3 Многоэтажные бескаркасные сооружения с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования крупных блоков или кирпичной кладки с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов, монолитных перекрытий и сооружений монолитной конструкции	0,0016 0,0020 0,0024	0,005 0,005 0,005	10 (12) 10 (12) 15 (18)

Окончание таблицы Б.1

Вид сооружения и его система	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок ($\Delta s/L$) _u	Крен i_u	Средняя s_{um} (максимальная s_{umax}) осадка, см
4 Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
производственное здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	—	0,003	40
производственное здание и силосный корпус сборной конструкции	—	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	—	0,004	40
отдельно стоящий силосный корпус сборной конструкции	—	0,004	30
отдельно стоящее производственное здание	—	0,004	25
5 Дымовые трубы высотой Н, м:			
до 100 включ.	—	0,005	40
св. 100 “ 200 “	—	1/(2Н)	30
“ 200 “ 300 “	—	1/(2Н)	20
“ 300	—	1/(2Н)	10
6 Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	—	0,004	20
7 Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземления	—	0,002	20
стволы мачт, электрически изолированные	—	0,001	10
башни радио	0,002	—	—
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	—	—
башни (отдельные блоки)	0,001	—	—
8 Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	0,003	—
анкерные и анкерно-угловые, угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	—
специальные переходные	0,0020	0,0020	—
<p>Примечания</p> <p>1 Предельные значения относительного прогиба зданий принимаются равными $0,5 \cdot (\Delta s/L)_u$, относительно выгиба — $0,25(\Delta s/L)_u$.</p> <p>2 Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем — 25 %, относительная неравномерность осадок здания — 50 % от соответствующих предельных значений деформаций, относительный выгиб — $0,25 \cdot (\Delta s/L)_u$.</p> <p>3 Для оснований I категории сложности предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %, для сооружений, перечисленных в поз. 1–3, с фундаментами в виде монолитных перекрестных лент, сплошных плит и СП/ПС предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.</p> <p>4 При обосновании (на основе выполненных исследований и согласований в установленном порядке) допускается принимать предельные значения деформаций, отличающиеся от приведенных в настоящей таблице.</p>			

Методы прогнозирования несущей способности и осадок фундаментов

В.1.1 Общие положения

В.1.1.2 Расчет предельных состояний оснований фундаментов зданий и сооружений классов надежности RC2 и RC3 (II и III уровня ответственности) производится для внутренних свай под плитой-ростверком, исходя из условия непревышения средней нагрузки на них $F_{d,mean}$, а для свай, расположенных по внешнему контуру плиты-ростверка, — и угловых нагрузок — $F_{d,конт} = 2F_{d,mean}$ и $F_{d,уг} = 3F_{d,mean}$.

В.1.2.1 По результатам полевых испытаний грунтов методами статического зондирования по ГОСТ 19912 или свай, нагруженных статической вдавливающей нагрузкой по СТБ 2242, определяют характеристическое сопротивление грунта погружению свай $R_{k,m}$ (несущая способность), расчетное (проектное) сопротивление грунта их вдавливанию $R_{c,d,m}$, соответствующее проектной допустимой нагрузке на них $F_{c,d,m}$ (см. формулу (5.7)).

где $R_{k,m}$ — характеристическое сопротивление грунта вдавливаю сваи по результатам полевых испытаний грунтов методами статического зондирования или сваей в соответствии с 5.2.16 и [6], кН;

γ_k — коэффициент надежности для метода определения расчетного (проектного) значения $R_{c,d,m}$ (см. таблицу 5.6), равный 1,25 при использовании данных статического зондирования и 1,2 — по данным испытаний грунтов сваей.

В.1.2.2 В соответствии с разделом 5 рассчитывают характеристическое сопротивление грунта вдавливаю сваи теоретически по данным испытаний $R_{k,cal}$ или $R_{k,m}$ под плитой-ростверком и их активную (сжимаемую) толщу H_c по методике, приведенной в ТКП 45-5.01-67 и др.

В.1.2.3 Производят оценку осадки одиночной сваи s_{pi} , заземленной в грунте, расположенной в пределах контура плиты-ростверка, по формуле

где $F_{c,d,\text{mean}}$ — средняя нагрузка от плиты-ростверка на сваю по формуле (В.1), кН;
 J_s — коэффициент распределения осадки между сваями, зависящий от отношений гибкости $m = L/d$ и жесткости сваи $\lambda = E_{p,m}/E_{SL}$; определяют по формулам (В.3) и (В.4) и данным таблицы В.1. Здесь и далее L — длина сваи; d — диаметр сваи или большая сторона поперечного сечения, м; $E_{p,m}$ — модуль упругости материала сваи (для бетона классов С20/25–С25/30 составляет от 26 000 до 40 000 МПа; E_{SL} — осредненный модуль деформации грунта в активной зоне сваи, МПа; E_b — средний модуль деформации грунта ниже уровня конца (пяты) сваи на глубину до $10d$; принимают согласно результатам испытаний грунта статическим зондированием с учетом [6] или штампом, в зависимости от свай, по формулам:

$$J_s = \frac{2,6}{\frac{L}{d} + 4}, \quad (\text{B.3})$$
$$J_s = \frac{0,5Ln \cdot \left(\frac{2,6L}{d}\right)}{\left(\frac{L}{d}\right) \cdot k_m}, \quad (\text{B.4})$$

Таблица В.1 — Коэффициент k_m

$m = L/d$	$\lambda = E_{p,m}/E_{sL}$, равное					
	100		1000		10 000	
	k_m	J_s	k_m	J_s	k_m	J_s
10	0,76	0,19	0,97	0,16	1,0	0,15
25	0,45	0,18	0,93	0,09	1,0	0,08
50	0,25	0,17	0,77	0,06	1,0	0,05

Примечание — Промежуточные значения определяют методом интерполяции.

$$s_{ij} \geq s_{\pi} = s_{\pi j} R_{\pi}, \quad (\text{B.5})$$

R_s — фактор осадки для группы свай без учета ростверка для оснований, упрочняющихся по глубине, в составе которых отсутствуют биогенные малопрочные и слабые грунты с $E \leq 10$ МПа, $I_L > 0,75$; принимают по таблице В.2 (без учета ростверка) и по таблице В.3 (с учетом ростверка).

Количество свай n	Значения коэффициента R_s в зависимости от отношений m , λ и L/d											
	$m = L/d = 10, \lambda = 100$				$m = L/d = 25, \lambda = 1000$				$m = L/d = 50, \lambda = 10\,000$			
	для L/d											
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
4	1,40	1,30	1,20	1,10	2,45	2,00	1,80	1,70	2,75	2,25	2,00	1,80
9	2,25	2,00	1,90	1,80	3,90	3,25	2,90	2,65	4,35	3,55	3,15	2,85
16	2,85	2,50	2,35	2,25	4,90	4,10	3,65	3,30	5,50	4,50	4,00	3,60
25	3,30	3,00	2,75	2,60	5,60	4,75	4,25	3,90	6,50	5,25	4,70	4,25
36	3,70	3,30	3,10	2,90	6,40	5,35	4,80	4,30	7,20	5,85	5,25	4,70
49	4,00	3,55	3,30	3,15	6,90	5,75	5,10	4,70	7,75	6,35	5,60	5,10
100	4,70	4,20	4,00	3,70	8,20	6,80	6,10	5,50	9,20	7,50	6,70	6,00
196	5,40	4,80	4,50	4,25	9,35	7,75	7,00	6,35	10,50	8,60	7,65	6,90

Окончание таблицы В.2

Количество свай n	Значения коэффициента R_s в зависимости от отношений m , λ и L/d											
	$m = L/d = 10, \lambda = 100$				$m = L/d = 25, \lambda = 1000$				$m = L/d = 50, \lambda = 10\ 000$			
	для L/d											
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
400	6,15	5,50	5,10	4,85	10,60	8,85	7,90	7,20	12,0	9,80	8,70	7,80
1000	7,05	6,30	6,00	5,55	12,30	10,00	9,5	8,25	13,80	11,25	10,05	9,00
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 В каждой графе при других значениях n коэффициент R_s определяют по формуле $R_{s(n)} = 0,5R_s \cdot (100) \cdot \text{Lgn}$.</p> <p>2 Таблица составлена:</p> <p>— для свайных полей (кустов) с квадратным ростверком. Для плит-ростверков прямоугольной формы количество свай n принимают равным количеству свай n в квадратных ростверках-плитах, эквивалентных им по площади;</p> <p>— для забивных свай с поперечным сечением (0,3×0,3) м – (0,4×0,4) м и буронабивных свай диаметром от 0,4 до 1,2 м.</p>												

Таблица В.3 — Фактор осадки (коэффициент) R_s в зависимости от отношений m , λ и L/d для группы свай с учетом влияния ростверка

Количество свай n	Значения коэффициента R_s в зависимости от отношений m, λ и L/d							
	$m = L/d = 10\text{--}15, \lambda = 100\text{--}1000$				$m = L/d = 15\text{--}20, \lambda = 100\text{--}1000$			
	для L/d							
	3	5	7	10	3	5	7	10
4	1,26	1,17	1,02	0,94	2,20	1,80	1,53	1,45
9	2,05	1,80	1,62	1,53	3,51	2,82	2,47	2,25
16	2,56	2,25	2,00	1,90	4,41	3,69	3,10	2,80
25	2,97	2,70	2,34	2,21	5,04	4,28	3,61	3,32
36	3,33	2,97	2,64	2,47	5,76	5,02	4,08	3,66
49	3,60	3,19	2,80	2,68	6,21	5,18	4,34	4,00
100	4,23	3,78	3,60	3,15	8,38	6,12	5,18	4,68
Примечания — См. таблицу В.2.								

В.1.2.5 По результатам расчетов (см. В.1.2.2–В.1.2.4) и в соответствии с 4.1.1 и В.1.1 с учетом несущей способности одиночной сваи производится проектирование свайного фундамента с назначением его размеров и необходимого общего количества свай и контуров плиты-ростверка, для которых, с учетом параметров их жесткости (см. 1.2.6–1.2.8), определяют осадку фундамента (В.9), распределение нагрузки между сваями и плитой-ростверком (В.10).

В.1.2.6 Жесткость группы свай k_{pn} определяют по формуле

$$k_{pn} = k_{pi} \cdot \frac{n}{R_s}, \quad (\text{В.6})$$

где k_{pi} — значение жесткости одной сваи (отношение нагрузки на сваю к ее осадке); определяют по формуле

$$k_{pi} = E_b \cdot \frac{d}{J_s}, \quad (\text{В.7})$$

здесь E_b, J_s — соответственно модуль деформации грунта под нижним торцом сваи и коэффициент распределения осадки согласно В.1.2.3;
 n — общее количество свай в группе;
 R_s — коэффициент осадки фундамента с учетом влияния ростверка; определяют по таблице В.3.

В.1.2.7 Жесткость плиты-ростверка k_n определяют по формуле

$$k_n = \frac{E_{b,p} \cdot \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) \cdot m_0}, \quad (\text{В.8})$$

где $E_{b,p}$ — средний модуль деформации грунта ниже подошвы плиты-ростверка для зоны, равной его ширине b , кПа;

A — эффективная площадь плиты; определяют по формуле

$$A = bL, \quad (\text{В.9})$$

здесь L — длина плиты-ростверка, м²;

ν — средний коэффициент Пуассона грунта в пределах глубины основания под плитой-ростверком, равной его ширине b ;

m_0 — коэффициент площади, зависящий от отношения L/b ; принимают по таблице В.4.

Таблица В.4 — Коэффициент m_0

L/b	1	2	3	5	10
m_0	0,88	0,86	0,83	0,77	0,67

В.1.2.8 Общую жесткость k_f свайного фундамента (сваи + ростверк) с учетом В.1.2.6 определяют по формуле

$$k_f = k_n + k_{pn}. \quad (\text{В.10})$$

В.1.2.9 Рассчитывают осадку запроектированного с учетом 4.1.1, В.1.1, В.1.2.5 основания фундамента и проверяют условие предельного состояния по деформациям:

$$s_u \geq s_f = \sum \frac{F_{rep}}{k_f}, \quad (\text{В.11})$$

где F_{rep} — репрезентативная нагрузка на фундамент от здания с учетом его веса и грунта в межсвайном пространстве.

В.1.2.10 Распределение нагрузки между сваями и плитой-ростверком (с учетом рекомендаций В.1.2.11) производят:

— на группу свай (свайное поле):

$$F_{k,p} = \left(\frac{k_{pn}}{k_f} \right) \cdot \sum F_k; \quad (\text{В.12})$$

— на плиту-ростверк:

$$F_{k,n} = \left(\frac{k_n}{k_f} \right) \cdot \sum F_k. \quad (\text{В.13})$$

Расчет выполняют из условия: среднее давление плиты-ростверка $p_{k,\text{mean}} = F_k/A$ на грунт не превышает его нормативного сопротивления R_k в активной зоне фундамента $p_{k,\text{mean}} \leq R_k$, где R_k — нормативное (характеристическое) сопротивление грунта под плитой-ростверком по В.1.2.2 (см. В.5).

В.1.2.11 Рекомендуемые соотношения между нагрузками, воспринимаемыми плитой-ростверком и сваями, в зависимости от модуля деформации грунта E_{pb} в межсвайном пространстве, приведены в таблице В.5.

Таблица В.5 — Рекомендуемые соотношения между нагрузкой, передаваемой на сваи и плиту-ростверк

Значение модуля деформации грунта E_{pb} (среднее), МПа, в межсвайном пространстве, с уплотненной песчано-гравийной подготовкой под плитой от 0,2 до 0,5 м	Рекомендуемая доля нагрузки на	
	сваи	плиту-ростверк
< 7	1,0	0,00
$7 \leq E_{pb} < 10$	0,95	0,005
$10 \leq E_{pb} < 15$	0,9	0,10
$15 \leq E_{pb} < 20$	0,8	0,20
$20 \leq E_{pb}$	0,75	0,25
<i>Примечание</i> — При назначении соотношений элементов фундамента проверяют условие $p_k < R_k$.		

В.1.2.12 Верификация результатов расчета фундамента по методике согласно настоящему разделу

Осадки фундамента, рассчитанные по данной методике, не должны отличаться более чем на 30 % от осадок, рассчитанных по методике послойного суммирования, приведенной в разделе 5.

Пример 1

Исходные данные

Необходимо определить несущую способность и осадки СПФ (далее — СП) для каркасного 26-этажного гражданского здания.

Репрезентативная нагрузка на плиту $F_k = F_{rep} = 1\,108\,800$ кН.

Площадь плиты-ростверка — $44 \times 28(b) = 1232$ м²; толщина — 1,0 м; давление под плитой $p_k = 0,9$ МПа. Грунтовые условия приведены на рисунке В.1.

Решение

На рассматриваемой строительной площадке, исходя из технических возможностей, грунтовых условий и нагрузок, с учетом рисунка А.1, возможны два варианта свай:

- вариант 1 — типовые забивные сваи с поперечным сечением (0,4×0,4) м, длиной 12 м;
- вариант 2 — буронабивные сваи длиной 18 м, диаметром 820 мм.

Инженерно-геологическое строение строительной площадки условно (практически) однородное. Следовательно, расчет производится с использованием физико-механических характеристик грунтов по одной скважине № 74 (рисунок В.1). Низ плиты-ростверка СП на абсолютной отметке (FL) $\nabla 208,00$ м, под которой устраивается уплотненная гравийная (щебеночная) подготовка (модуль деформации $E \geq (20-25)$ МПа, толщина — от 0,3 до 0,4 м).

Физико-механические характеристики в уровне низа плиты-ростверка: супесь моренная прочная (ИГЭ-16): $c_k = 47$ кПа, $\varphi_k = 27^\circ$, $\gamma_k = 22$ кН/м³, $E_{b,p} = 22$ МПа, $\bar{q}_s = 6$ МПа, $f_s = 400$ кПа, $R_0 = 0,6$ МПа.

Нижние концы свай расположены в слое ИГЭ-17 (супесь моренная очень прочная): $c_k = 66$ кПа, $\varphi_k = 28^\circ$, $\gamma_k = 23$ кН/м³, $E_b > 32$ МПа, $f_s = 400$ кПа.

На глубине 27 м песок мелкий желто-серый, глинистый, водонасыщенный прочный $P_d > 20$ МПа.

Расчет СП по варианту 1 (СП из типовых забивных свай с поперечным сечением (0,4×0,4) м, длиной 12 м) производят следующим образом.

1 Определяют расчетное сопротивление грунта под подошвой плиты по ТКП 45-5.01-67 (формула (5.16)):

$$R_k = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y K_z l \gamma_k + M_q d_i \gamma'_k + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_k + M_c c_k] = 1,375 \cdot (0,91 \cdot 0,5 \cdot 28 \cdot 22 + 4,64 \cdot 5 \cdot 20 + 0 + 7,14 \cdot 47) \approx 1484 \text{ кПа.}$$

$$R_k > p_k = 1484 \text{ кПа} > 900 \text{ кПа.}$$

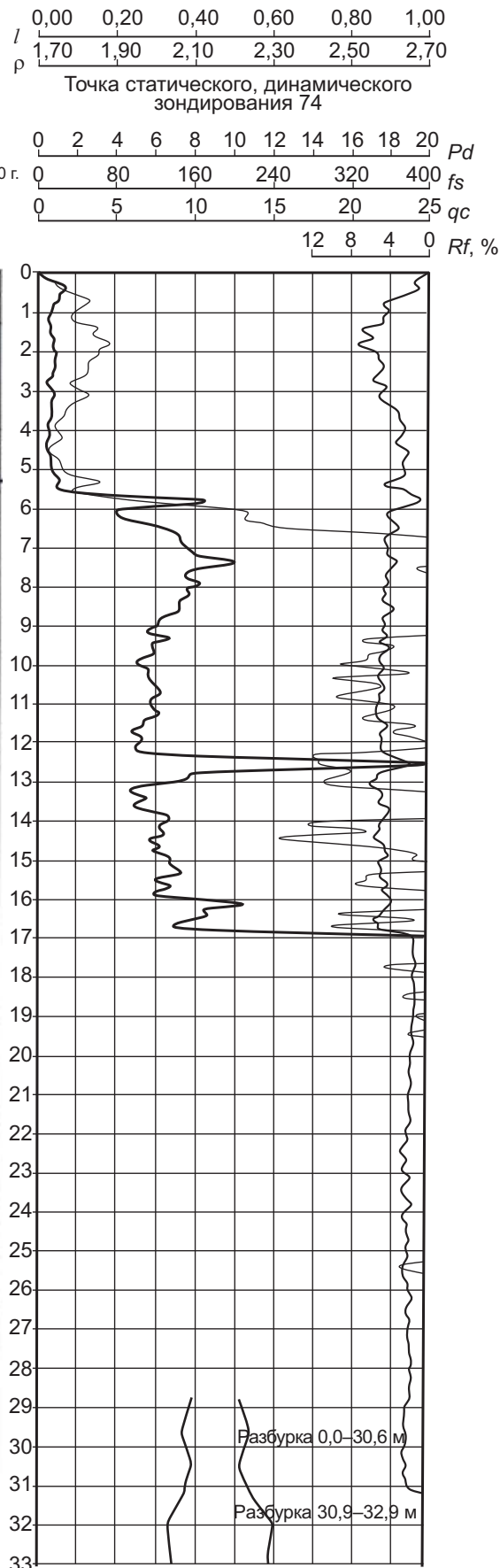
Следовательно, при расчете СП можно учитывать работу плиты-ростверка.

М 1:100

Абс. отм. 213,47 м X = -4220,61 Y = -454,98

Способ бурения: механический. Дата бурения: 27.01–30.01.2020, 06.02–07.02.2020 г.

Глубина залегания, м		Мощность, м	Литологическое описание	Геологический разрез, ИГЭ
от	до			
0,0	1,3	1,3	Насыпной грунт: супесь лессовидная, желто-бурая, с гравием и галькой до 5 %, перемешанная с песком маловлажным. Давность отсыпки менее 1 года	
1,3	4,0	2,7	Супесь песковидная, желто-бурая, мягкопластичная, с прослойками (1–3 мм) песка маловлажного, слабая	
4,0	5,6	1,6	Суглинок пылеватый серый, мягкопластичный, с прослойками (1–5 мм) песка маловлажного, слабый	
5,6	5,9	0,3		
5,9	6,4	0,5		
6,4	16,8	10,4	Супесь моренная, серо-бурая, твердая, с гравием и галькой до 15 % с прослойками (1–5 мм) песка водонасыщенного, очень прочная	
16,8	27,9	11,1	Песок мелкий, желто-серый, глинистый, водонасыщенный, прочный	



FL — уровень подошвы плиты-ростверка

Рисунок В.1 — Инженерно-геологическая колонка по скважине № 74 к примеру 1

Текст открыт: 06.07.2023
13.09.2023 13:08:08
При копировании или воспроизведении на бумажном носителе является копией официального электронного издания

2 Рассчитывают характеристическое и проектное (расчетное) сопротивление грунта вдавливаю типовой сваи сечением (0,4×0,4) м (несущая способность) по формуле, приведенной в [16].

$$R_{k,m} = \bar{R}_{k,b} A + \bar{R}_{k,si} hu = 32000 \cdot 0,3 \cdot 0,16 + 400 \cdot 11 \cdot 1,6 = 1536 + 7040 = 8576 \text{ кН},$$

где $\bar{R}_{k,b}$ — среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным статического зондирования (см. рисунок В.1) в рассматриваемой точке у буровой скважины № 74, МПа ($q_s = 32$ МПа);

A — площадь поперечного сечения забивной сваи, равная 0,16 м²;

$\bar{R}_{k,si}$ — среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке у буровой скважины № 74, равное 400 кПа;

h — глубина погружения сваи в грунт, равная 11 м;

u — периметр сваи, равный 1,6 м.

3 Определяют максимальное проектное (расчетное) сопротивление грунта вдавливаю сваи с использованием данных испытания грунта зондированием (нагрузка, допускаемая на сваю):

$$R_{c,d,m} = \frac{R_{k,m}}{1,25} = 6856 \text{ кН}.$$

4 Определяют осадку s_{pi} одиночной защемленной в грунте сваи по формуле (В.2):

$$s_{pi} = \frac{F_{c,d,m} J_s}{E_b d} = \frac{6856 \cdot 0,0825}{32\,000 \cdot 0,4} = \frac{565,600}{12\,800} = 0,044 \text{ м} = 4,4 \text{ см},$$

где J_s — коэффициент влияния осадки, зависящий от отношения l/d (длины сваи к ее диаметру или квадратной сваи) и жесткости сваи $\lambda = E_p/E_b$,

здесь E_p — модуль упругости материала сваи;

E_b — модуль деформации грунта на уровне подошвы сваи, если ниже подошвы сваи нет слабых грунтов, кПа;

— для жесткой сваи

$$J_s = \frac{2,6}{\frac{l}{d} + 4} = \frac{2,6}{\frac{11}{0,4} + 4} = 0,0825;$$

— для сжимаемой сваи

$$J_s = \frac{0,5 \ln \left(\frac{2,6l}{d} \right)}{\frac{l}{d} \cdot k_m},$$

где l — длина сваи, м;

d — диаметр сваи, м;

k_m — коэффициент, который учитывает сжимаемость сваи (см. таблицу В.1).

5 Определяют осадку группы свай по формуле (В.5):

$$s_u = s_{pi} R_s = 4,4 \cdot 4 = 17,6 \text{ см}.$$

6 Определяют требуемое количество забивных типовых свай для свайного фундамента:

$$n = \gamma_F F_{d,m} / R_{c,d,m} = \frac{1,41 \cdot 1\,108\,800}{6850} = 228 \text{ шт}.$$

При переходе на СП с шагом свай $a = 6d$ под плитой-ростверком возможно разместить 213 свай без учета его работы; при $a = 7d$ возможно разместить 157 свай без учета работы плиты-ростверка.

7 Производят расчет СП с учетом работы плиты-ростверка.

8 Определяют жесткость группы свай по формулам (В.6) и (В.7)

$$k_{pi} = \frac{E_b d}{J_s} = 32\,000 \cdot 0,4 / 0,0825 = 155\,152 \text{ кН/м},$$

при $a = 7d = 157$ свай $k_{pn} = 155152 \cdot 157/4 = 6\,089\,716 \text{ кН/м}$.

9 Определяют жесткость плиты-ростверка по (В.8):

$$k_n = \frac{E_{b,p} \cdot \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) \cdot m_0} = \frac{25\,000 \cdot 35,1}{(1 - 0,1225) \cdot 0,86} = \frac{877\,500}{0,755} = 1\,162\,252 \text{ кН/м},$$

где $E_{b,p}$ — средний модуль деформации грунта от уровня концов свай до глубины 28 м;
 A — площадь плиты, равная 1232 м^2 ;
 ν — коэффициент Пуассона, равный 0,35;
 $m_0 = 0,86$ (см. таблицу В.4).

10 Определяют общую жесткость СП:

$$k_f = k_n + k_{pn} = 1\,162\,252 + 6\,089\,716 = 7\,251\,968 \text{ кН/м}.$$

11 Определяют общую конечную осадку СП с учетом работы свай и плиты-ростверка.

$$s_f = \frac{\sum F_k + F_{\text{кфунд}}}{k_f} = \frac{1\,108\,800 + 325\,248}{7\,251\,968} = 0,1977 \text{ м} = 19,77 \text{ см}.$$

12 Определяют долю нагрузки, приходящуюся на:

— сваи:

$$F_{kp} = (k_{pn} / k_f) \cdot \sum F_k = (6\,089\,716 / 7\,251\,968) \cdot 1\,108\,800 = 931\,096 \text{ кН};$$

— плиту-ростверк:

$$F_{kn} = (k_n / k_f) \cdot \sum F_k = (1\,162\,252 / 7\,251\,968) \cdot 1\,108\,800 = 177\,704 \text{ кН},$$

$$\text{т. е. } \frac{177\,704}{931\,096} \cdot 100 \% \approx 19 \%.$$

Согласно таблице В.5 принимаем распределение нагрузки между плитой-ростверком и сваями в соотношении (15 / 85) % или (166 320 / 942 480) кН.

При использовании свай по варианту 1 их потребуется $n = 942\,480 / 6850 = 138$ шт., которые целесообразно размещать с шагом $a = 7d$ (2,8 м).

Расчет СП по варианту 2 (СП из буронабивных свай (тип CFA) сечением 820 мм, длиной 18 м).

Исходные данные

Инженерно-геологические условия — пример 1.

Определяют репрезентативную нагрузку на плиту $F_k = F_{\text{rep}} = 1\,108\,800 \text{ кН}$;

A — площадь поперечного сечения свай, $A = 0,528 \text{ м}^2$; периметр $u = 2,57 \text{ м}$; длина 18 м.

1 Определяют характеристическое сопротивление грунта вдавливанию свай по варианту 2:

$$R_{k,m} = \bar{R}_{k,b} A + R_{k,sl} u = 32\,000 \cdot 0,528 \cdot 0,16 + 400 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 2,57 = 2703 + 7401 = 10\,105 \text{ кН}.$$

2 Определяют максимальное проектное (расчетное) сопротивление грунта вдавливанию свай с использованием данных испытания грунта зондированием (нагрузка, допускаемая на сваю) по варианту 2 (далее — свай 2):

$$R_{c,d,m} = \frac{10\,105}{1,25} = 8084 \text{ кН}.$$

Расчетное сопротивление грунта под плитой $1484 \text{ кПа} > 900 \text{ кПа}$.

Площадь плиты: $44 \cdot 28 = 1232 \text{ м}^2$.

3 Определяют осадку s_{pi} одиночной сваи 2:

$$s_{pi} = \frac{F_{c,d,m} J_s}{E_b d} = \frac{8084 \cdot 0,1}{32\,000 \cdot 0,82} = \frac{808,4}{26\,240} = 0,0308 \text{ м} = 3,08 \text{ см.}$$

— для жесткой сваи

$$J_s = \frac{2,6}{\frac{l}{d} + 4} = \frac{2,6}{\frac{18}{0,82} + 4} = 0,1;$$

— для сжимаемой сваи

$$J_s = \frac{0,5 \ln \left(\frac{2,6l}{d} \right)}{\frac{l}{d} \cdot k_m}.$$

4 Определяют осадку группы свай:

$$s_u = s_{pi} R_s = 3,08 \cdot 3,25 = 10 \text{ см.}$$

5 Определяют требуемое количество буронабивных свай 2 для свайного фундамента:

$$n = \frac{\gamma_F F_{d,m}}{R_{c,d,m}} = \frac{1\,108\,800}{8084} = 137 \text{ шт.}$$

При шаге свай $a = 3d$ под плитой-ростверком возможно разместить 137 свай без учета его работы, при $a = 5d$ — 73 сваи.

6 Производят расчет СП с учетом работы плиты-ростверка.

7 Определяют жесткость группы свай по формулам (В.6) и (В.7):

$$k_{pi} = \frac{E_b d}{J_s} = 32\,000 \cdot 0,82 / 0,1 = 26\,240 / 0,1 = 262\,400 \text{ кН/м,}$$

при $a = 5d = 73$ сваи $k_{pn} = 262\,400 \cdot 73 / 3,25 = 1\,915\,520 / 3,25 = 5\,893\,907 \text{ кН/м.}$

8 Определяют жесткость плиты-ростверка по формуле (В.8):

$$k_n = \frac{E_{b,p} \cdot \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) \cdot m_0} = \frac{25\,000 \cdot 35,1}{0,755} = 1\,162\,252 \text{ кН/м.}$$

9 Определяют общую жесткость СП:

$$k_f = k_n + k_{pn} = 1\,162\,252 + 5\,893\,907 = 7\,056\,160 \text{ кН/м.}$$

10 Определяют общую осадку с учетом работы свай и плиты:

$$s_f = \frac{\sum F_k + F_{\text{кфунд}}}{k_f} = \frac{1\,108\,800 + 514\,976}{7\,056\,160} = 0,2301 \text{ м} = 23,01 \text{ см.}$$

11 Определяют долю нагрузки, приходящуюся на:

— сваи:

$$F_{kp} = (k_{pn} / k_f) \cdot \sum F_k = 0,835 \cdot 1\,108\,800 = 926\,164 \text{ кН;}$$

— плиту-ростверк:

$$F_{kn} = (k_n / k_f) \cdot \sum F_k = 0,165 \cdot 1\,108\,800 = 182\,635 \text{ кН,}$$

$$\text{т. е. } \frac{182\,635}{926\,164} \cdot 100 \% \approx 19 \%.$$

Согласно таблице В.5 принимаем распределение нагрузки между плитой-ростверком и сваями в соотношении (15 / 85) % или (166 320 / 942 480) кН.

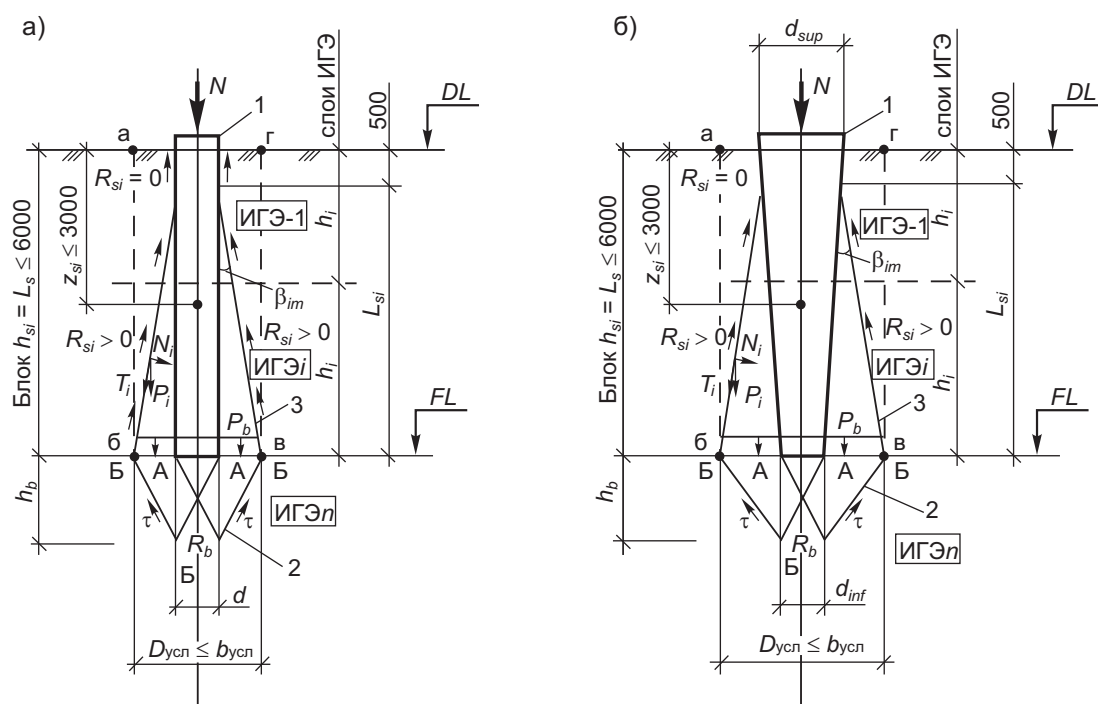
При использовании в СП свай по варианту 2 их потребуется $n = 942\,480 / 8\,084 = 117$ шт., которые целесообразно размещать с шагом $a = 3d$ (2,46 м).

12 Проводят верификацию по В.1.2.12 и технико-экономическое сравнение вариантов по 4.3.

В.2 Универсальный инженерно-теоретический (аналитический) метод расчета предельного состояния основания вдавливаемой сваи по несущей способности грунта с использованием его физико-механических свойств

В.2.1 Метод расчета распространяется на определение проектной (расчетной) нагрузки $F_{d,cal}$, допускаемой на готовые, набивные сваи и сваи-столбы (далее — сваи) по таблице 5.2 и проектного (расчетного) предельного сопротивления грунта их вдавливанию $R_{d,cal}$ с применением формул (5.7) и (5.8), в которых характеристическое значение сопротивления грунта в предельном состоянии по несущей способности $R_{k,cal}$ рассчитывается в соответствии с нижеприведенным универсальным инженерно-теоретическим методом (см. В.2.2 и В.2.3) с использованием физико-механических характеристик свойств грунтов. При использовании в расчетах по данной методике табличных (нормативных) значений свойств грунтов полученные результаты допускается использовать только в качестве предварительных для оснований фундаментов зданий всех классов надежности RC1–RC3; при использовании в расчетах характеристик грунтов по данным испытаний — как окончательные результаты для оснований фундаментов зданий класса надежности RC1 и, при обосновании, — для класса надежности RC2. Несущая способность оснований свай для объектов класса надежности RC3 рассчитывается с использованием результатов полевых испытаний по 5.2.16.

Расчетные схемы оснований из готовых и набивных призматических, пирамидальных и цилиндрических свай (свай-столбов) приведены на рисунке В.2.



- 1 — свая; 2 — аппроксимированная поверхность сдвига (скольжения) в стадии предельного состояния в уровне нижнего конца сваи;
3 — аппроксимированная поверхность сдвига (скольжения) в стадии предельного состояния вдоль ствола сваи; 4 — уширение ствола сваи

А — зона внутреннего выпора (пассивного сопротивления сдвигу);

Б — зона неподвижного грунта, относительно которой смещается зона А в стадии предельного равновесия;

DL, FL — отметки уровней планировки и низа сваи; $S_{yш}$ — шаг уширений по длине ствола сваи; остальные обозначения — см. В.2.1–В.2.3

Рисунок В.2, лист 1 — Расчетные схемы универсального метода

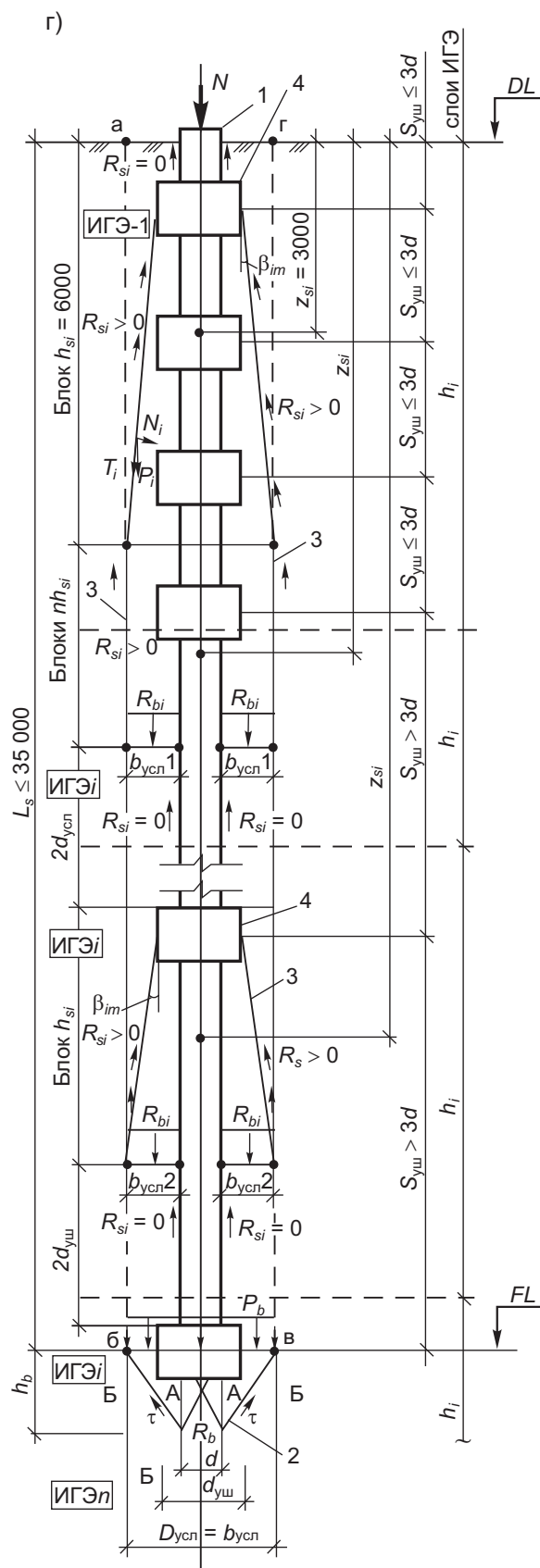
для оценки несущей способности оснований свай (см. таблицу 5.1) с учетом их конструктивных и технологических параметров:

а — для цилиндрических и призматических свай длиной до 6 м;

б — для пирамидальных свай длиной до 6 м;

в — для цилиндрических и призматических свай длиной $6 < L \leq 35$ м;

г — для цилиндрических и призматических свай $6 < L \leq 35$ м при наличии уширений по длине ствола



115

В.2.2 Характеристическое сопротивление (несущая способность) грунта вдавливаю $R_{k,cal}$ вертикально нагруженных готовых, набивных заземленных свай призматической, пирамидальной и цилиндрической продольной формы, сплошных и полых (кольцевых), круглого, квадратного и прямоугольного поперечного сечения, диаметром (большая сторона) d от 0,2 до 0,8 м, свай-столбов $d \leq 1,5$ м длиной ($2 \leq L \leq 35$) м (см. таблицу 5.2) определяется методом расчета с использованием свойств грунтов как сумма сопротивления грунта вдавливаю в основание их пяты и ствола, МН, по формуле

$$R_{k,cal} = \gamma_{t1}\gamma_{t2} \cdot (\gamma_b R_{b,k,cal} + \gamma_{si} \cdot \sum R_{si,k,cal}), \quad (B.14)$$

где γ_{t1} — коэффициент корреляции условий влияния на несущую способность оснований конструктивных параметров свай (вид (готовая, набивная), сплошная, с полостями); принимают по таблице В.6;

γ_{t2} — коэффициент корреляции условий влияния на несущую способность свай способа их изготовления (технологии); принимают по таблице В.6;

γ_b — коэффициент условий работы нижнего конца свай в зоне h_b ; принимают по таблице В.6;

γ_{si} — коэффициент условий работы ствола сваи в зоне L_s ; принимают по таблице В.6.

Таблица В.6 — Коэффициенты корреляции условий влияния на несущую способность оснований свай и свай-столбов ($d \leq 1,5$ м)

Виды и типы свай по В.2.2, способ изготовления с учетом вида грунтов в основании I–III категории сложности (см. приложение А)	Коэффициенты корреляции условий влияния на несущую способность свай параметров их конструкций, способа изготовления и работы в грунте					
	γ_{t1} (числитель)/ γ_{t2} (знаменатель) при категории сложности основания			γ_b (числитель)/ γ_{si} (знаменатель) при категории сложности основания		
	I	II	III	I	II	III
1 Готовые (погружаемые) сваи, сваи-столбы от 0,8 до 1,5 м типов:						
1.1 Сплошные и полые (в том числе сваи-оболочки) с закрытым нижним концом (в том числе заполненные бетоном) по В.2.2:						
1.1.1 погруженные забивкой механическими (подвесными) паровоздушными и дизельными молотами в основания с грунтами:						
а) однородными средней прочности ($q_c \geq 2$ МПа, $e \leq 0,55$, $E_0 \geq 10$ МПа) и условно однородными многослойными (необводненные основания со слоями средней прочности, если общая толщина биогенных малопрочных и слабых прослоек пониженной прочности $E < 10$ МПа не превышает в блоках $h_{si} = 0,5$ м)	$\frac{1,0}{1,2}$	$\frac{1,0}{1,15}$	—	$\frac{1,1}{1,0}$	$\frac{1,0}{1,0}$	—
б) неоднородными со слоями пониженной прочности (водонасыщенными малопрочными (в том числе рыхлыми) песками и слабыми глинистыми грунтами ($E \leq 7$ МПа; $I_L > 0,5$; $q_c < 1,5$ МПа), в том числе грунтами с содержанием растительных и органических веществ $0,20 \leq I_{om} \leq 0,40$)	—	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{0,9}{0,8}$	—	$\frac{0,9}{0,9}$	$\frac{0,8}{0,7}$
1.1.2 погруженные забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов сваи добивкой / задавливанием не менее чем на 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:						
а) равном диаметру (стороне) свай	$\frac{1,0}{0,9}$	$\frac{1,0}{0,9}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{1,0}{0,7}$	$\frac{0,9}{0,6}$	$\frac{0,7}{0,5}$
б) на (0,05–0,15) м меньше диаметра (стороны) свай	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{0,9}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,6}$

Продолжение таблицы В.6

Виды и типы свай по В.2.2, способ изготовления с учетом вида грунтов в основании категорий сложности I–III (см. приложение А)	Коэффициенты корреляции условий влияния на несущую способность свай параметров их конструкций, способа изготовления и работы в грунте					
	γ_{t1} (числитель)/ γ_{t2} (знаменатель) при категории сложности основания			γ_b (числитель)/ γ_{si} (знаменатель) при категории сложности основания		
	I	II	III	I	II	III
1.1.3 погруженные с подмывом в песчаные грунты, при их добивке без подмыва на последнем участке погружения, равном не менее 1 м	$\frac{1,0}{0,9}$	$\frac{1,0}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{1,0}{0,9}$	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$
1.1.4 вибропогруженные и вибровдавливаемые в основания с грунтами:						
а) однородными средней прочности по 1.1.1, перечисление а)	$\frac{1,0}{1,1}$	$\frac{1,0}{1,0}$	—	$\frac{0,9}{1,0}$	$\frac{0,8}{0,9}$	—
б) неоднородными пониженной прочности по 1.1.1, перечисление б)	—	$\frac{0,9}{0,9}$	$\frac{0,7}{0,8}$	—	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,6}{0,7}$
1.1.5 погруженные вдавливанием в основания с грунтами:						
а) однородными средней прочности по 1.1.1, перечисление а)	$\frac{1,0}{1,1}$	$\frac{1,0}{1,0}$	—	$\frac{1,0}{0,8}$	$\frac{0,9}{0,7}$	—
б) неоднородными пониженной прочности по 1.1.1, перечисление б)	—	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{0,9}{0,8}$	—	$\frac{0,8}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$
1.2 Полые железобетонные с открытым нижним концом, погруженные молотами любой конструкции:						
а) полость сваи d до 0,4 м	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{0,9}$	—	$\frac{1,0}{0,8}$	$\frac{1,0}{0,7}$	—
б) полость сваи d св. (0,4–0,8) м	—	$\frac{0,9}{0,9}$	$\frac{0,9}{0,8}$	—	$\frac{0,9}{0,7}$	$\frac{0,8}{0,7}$
2 Набивные (изготавливаемые в грунте) сваи по В.2.2						
2.1 Бурунабивные традиционные, изготовленные в скважинах с выемкой грунта, в том числе с уширениями, выполненными механическим способом, бетонируемые в грунтах:						
а) по 1.1.1, перечисление а) сухим способом или под защитой обсадной трубы	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	—	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,6}$	—
б) по 1.1.1, перечисление б) под водой или под защитой глинистой суспензии	—	$\frac{0,7}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,6}$	—	$\frac{0,7}{0,6}$	$\frac{0,6}{0,6}$
2.2 Буруинъекционные с опрессованными, обжатыми, раскатанными стенками скважин (например, CFA, РИТ и др.), бетонируемые в грунтах:						
а) по 1.1.1, перечисление а)	$\frac{0,9}{1,0}$	$\frac{0,8}{0,9}$	—	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	—
б) по 1.1.1, перечисление б)	—	$\frac{0,7}{0,8}$	$\frac{0,7}{0,7}$	—	$\frac{0,7}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,6}$

Окончание таблицы В.6

Виды и типы свай по В.2.2, способ изготовления с учетом вида грунтов в основании категорий сложности I–III (см. приложение А)	Коэффициенты корреляции условий влияния на несущую способность свай параметров их конструкций, способа изготовления и работы в грунте					
	γ_{t1} (числитель)/ γ_{t2} (знаменатель) при категории сложности основания			γ_b (числитель)/ γ_{si} (знаменатель) при категории сложности основания		
	I	II	III	I	II	III
2.3 Набивные в пробитых штампами (пуансонами) скважинах (вытрамбованных, выштампованных, проколотых, в том числе инвентарной трубой, виброштампованных и др.), бетонные в грунтах:						
а) по 1.1.1, перечисление а)	$\frac{0,9}{1,0}$	$\frac{0,9}{0,9}$	—	$\frac{0,9}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,8}$	—
б) по 1.1.1, перечисление б)	—	$\frac{0,8}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,7}$	—	$\frac{0,8}{0,7}$	$\frac{0,7}{0,7}$

$R_{b,k,cal}$ — максимальное характеристическое сопротивление грунта основания (несущая способность) вдавливанию нижнего торца сваи (пяты), МН; определяют по формуле

$$R_{b,k,cal} = [A_b \cdot (N_{\gamma} b_{\gamma} \gamma_{k,b} + N_q L_s \gamma_{k,si,m} + N_c c_{k,b})] / \xi_b; \quad (B.15)$$

где $A_b = 0,785 D_{\text{усл}}^2$ — условная эффективная площадь передачи нагрузки на грунт в уровне конца (пяты) свай, м²;

$D_{\text{усл}}, b_{\text{усл}}$ — условный эффективный диаметр (ширина) свай, м:

при $L_s \leq 6$ м $D_{\text{усл}} = b_{\text{усл}} = d + 2L_s \tan \beta_{im}$;

при $L_s > 6$ м $D_{\text{усл}} = d + 1,0$, здесь $\beta_{im} = \varphi_k/4 \leq 6^\circ$;

L_s, d — см. рисунок В.2;

N_{γ}, N_q, N_c — коэффициенты несущей способности основания, зависящие от эквивалентного угла внутреннего трения грунта $\varphi_{k,b}$ в зоне h_b ; определяют по таблице В.7;

$\gamma_{k,b}$ — эквивалентный (осредненный) удельный вес грунта, МН/м³, с учетом взвешивающего действия воды соответственно ниже и выше конца сваи в зонах $z_b = 2b_{\text{усл}}$ и $L_{si} = L_s - 0,5 - 0,5$, м (см. рисунок В.2);

$\gamma_{k,si,m}$ — эквивалентный (осредненный) удельный вес грунта в блоке h_{si} , МН/м³;

$c_{k,b,m}, c_{k,si,m}$ — эквивалентное (осредненное) удельное сцепление грунта при неконсолидированно-дренированном сдвиге соответственно в уровне нижнего конца сваи в зоне $h_b = 2b_{\text{усл}}$ и вдоль ее ствола в зоне L_s , МПа, для каждого блока h_{si} , на которые она разбивается (см. рисунок В.2);

$\xi_b = 1,4$ — коэффициент, учитывающий возможность отклонений (грунтовую неопределенность) свойств грунтов на строительной площадке от их характеристических значений в зоне z_b ;

L_s — глубина заложения нижних концов свай от спланированной поверхности DL , м;

$L_{si} = L_s - 0,5$ м — (см. рисунок В.2);

$\sum R_{si,k,cal}$ — максимальное характеристическое суммарное сопротивление грунта (несущая способность) вдавливанию ствола сваи на участках-блоках $h_{si} \leq 6$ м (далее — блоков), на которые разбивается зона L_s ; определяют по формуле (В.16), МН. Участки-блоки вдоль ствола сваи h_{si} многослойных оснований рекомендуется принимать толщиной, равной мощности слоев однородных по свойствам грунтов, но не менее 6 м. Слои меньшей толщины суммируются с выше-, нижележащим слоем и учитываются в расчетах как один слой толщиной $h_{si} \leq 6$ м с эквивалентными характеристиками.

$$\sum R_{si,k,cal} = \sum \left(\frac{A_{si} T_{si} \cos \varphi_{k,i}}{\cos(\varphi_{k,i} + \beta_i)} - G_{gi} \right) / \xi_{si}, \quad (B.16)$$

где A_{si} — эффективная площадь боковой поверхности участка конуса (пирамиды) цилиндра оседания блока h_{si} , м²; принимают равной:

$\pi l_{si} \cdot (R + r)$ — если блок h_{si} в виде усеченного конуса;

$0,5 \cdot (u_{inf} + u_{sup}) \cdot l_{si}$ — если блок h_{si} в виде усеченной пирамиды,

πdh — если блок h_{si} в виде цилиндра,

здесь r, R — соответственно верхний и нижний радиусы поперечных сечений для усеченного конуса;

u_{inf}, u_{sup} — нижний и верхний периметры для усеченной пирамиды блока оседания h_{si} ;

l_{si} — длина продольной стороны блока h_{si} , м;

d и h — соответственно диаметр и высота цилиндра в блоке h_{si} ;

T_{si} — максимальное сопротивление грунта в предельном состоянии вдоль плоскости сдвига участка-блока оседания h_{si} , принимаемое по формуле (B.17), но не менее $T_{si} = 0,01$ МПа. При наличии в блоке h_{si} обводненных слабых и малопрочных (рыхлых) грунтов ($E \leq 7$ МПа), слоев с примесью биогенного материала (в том числе заторфованных, $I_{om} < 0,4$) в блоке $T_{si} = 0,01$ МПа, при наличии слоев с $I_{om} \geq 0,2$ толщиной $h_i \geq 1$ м (в том числе торф, ил, слабые грунты с $I_L \geq 1$) T_{si} принимают со знаком «минус» $T_{si} = (-)0,01$ МПа; определяют по формуле

$$T_{si} = k_1 T_i - N_i \operatorname{tg} \varphi_{k,i} - k_2 c_{k,si} l_{si}, \quad (B.17)$$

здесь k_1 — коэффициент устойчивости основания в зоне h_{si} (L_s); для первого и второго блоков h_{si} — $k_1 = 1,5$; для последующих $k_1 = 1$;

k_2 — коэффициент, учитывающий условия работы сил сцепления по глубине основания; для первого и второго блоков оседания h_{si} — $k_2 = 0,5$; для последующих блоков $k_2 = 1$;

$T_i = \gamma_{k,si,m} z_{si} \cos \beta_i$ — касательная составляющая силы P_i , МПа, равная предельной силе сопротивления грунта сдвигу на поверхности скольжения в середине блока оседания h_{si} (см. рисунок В.2);

$N_i = \gamma_{k,si,m} z_{si} \sin \beta_i$ — нормальная составляющая силы P_i , МПа, к поверхности скольжения в середине блока оседания h_{si} (см. рисунок В.2);

$\varphi_{k,i}$ — эквивалентный (осредненный) угол внутреннего трения грунта, ...°, в блоке h_{si} , МН/м³;

z_{si} — расстояние от спланированной поверхности до середины блока h_{si} , м;

$\xi_{si} = 1,4$ — коэффициент, учитывающий возможность отклонений (грунтовую неопределенность) свойств грунтов на строительной площадке от их характеристических значений в зоне L_s ;

$\beta_{ycn}(\beta_{i,m})$ — угол наклона граней верхнего конуса (пирамиды) блока оседания h_{si} к вертикали;

$\beta_{i,m} = \varphi_{k,si,m} / 4 \leq 5,2^\circ$ при $L_s \leq 6$ м; $\beta_{i,m} = 0^\circ$ при $L_s \geq 6$ м, ...°, здесь $\varphi_{k,si,m}$ — эквивалентный (осредненный) угол внутреннего трения грунта в h_{si} -м блоке оседания, ...° (см. рисунок В.2);

$G_{gi} = \gamma_{k,si,m} V_{si}$ — вес блока оседания h_{si} вместе с участком сваи, МН (см. рисунок В.2),

здесь V_{si} — объем h_{si} -го блока оседания;

$\gamma_{k,si,m}$ — удельный вес материала конструкции сваи; принимают равным 0,020 МН/м³;

h_{si} — толщина блоков оседания грунта, на которые разбивается основание вдоль ствола сваи в зоне L_s . Рекомендуется для однородного массива принимать $h_{si} \approx 6$ м. При разбивке многослойных оснований на блоки h_{si} , прослойки толщиной менее 2 м рекомендуется присоединять к более мощным слоям с таким условием, чтобы эквивалентный (осредненный) угол внутреннего трения грунтов полученного блока $\varphi_{k,mean}$ не отличался более чем на 10 % от $\varphi_{k,i}$ слоя грунта, с которым они объединяются.

Таблица В.7 — Коэффициенты N_γ , N_q , N_c

Угол внутреннего трения $\varphi_{k,b}$	Коэффициент			Угол внутреннего трения $\varphi_{k,b}$	Коэффициент		
	N_γ	N_q	N_c		N_γ	N_q	N_c
0°	0	1,00	3,14	23°	0,69	3,65	6,24
1°	0,01	1,06	3,23	24°	0,72	3,87	6,45
2°	0,003	1,12	3,32	25°	0,78	4,11	6,67
3°	0,04	1,18	3,41	26°	0,84	4,37	6,90
4°	0,06	1,25	3,51	27°	0,91	4,64	7,14
5°	0,08	1,32	3,61	28°	0,98	4,93	7,40
7°	0,10	1,39	3,71	29°	1,06	5,25	7,67
6°	0,12	1,47	3,82	30°	1,15	5,59	7,95
8°	0,14	1,55	3,93	31°	1,24	5,95	8,24
9°	0,16	1,64	4,05	32°	1,34	6,34	8,55
10°	0,18	1,73	4,17	33°	1,44	6,76	8,88
11°	0,21	1,83	4,29	34°	1,55	7,22	9,22
12°	0,23	1,94	4,42	35°	1,68	7,71	9,58
13°	0,26	2,05	4,55	36°	1,81	8,24	9,97
14°	0,29	2,17	4,69	37°	1,95	8,81	10,37
15°	0,32	2,30	4,84	38°	2,11	9,44	10,80
16°	0,36	2,43	4,99	39°	2,28	10,11	11,25
17°	0,39	2,57	5,15	40°	2,46	10,85	11,73
18°	0,43	2,73	5,31	41°	2,66	11,64	12,24
19°	0,47	2,89	5,48	42°	2,88	12,51	12,79
20°	0,51	3,06	5,66	43°	3,12	13,46	13,37
21°	0,56	3,24	5,84	44°	3,38	14,50	13,98
22°	0,61	3,44	6,04	45°	3,66	15,64	14,64

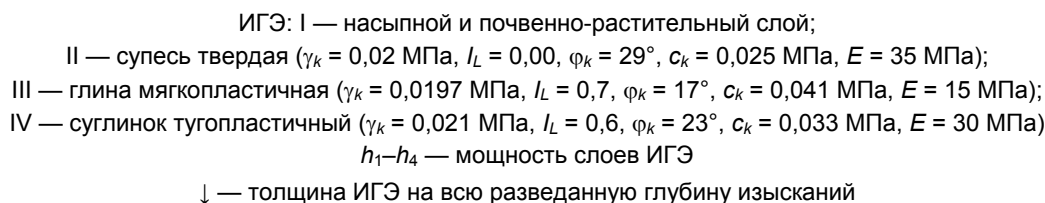
В.2.3 Расчет значения $R_{si,k,cal}$ оснований свай производят начиная с верхнего блока грунта h_{si} , для которого давление R_{i-1} от вышележащих блоков h_{si} отсутствует (равно нулю).

Пример 2

Необходимо определить предельное расчетное сопротивление грунта основания вдавливаю в него готовой (забивной) пирамидальной сваи длиной 3 м, с квадратным поперечным сечением с размерами в уровне оголовка (0,7×0,7) м, в уровне нижнего конца — (0,1×0,1) м, погруженной дизель-молотом в неоднородное (т. к. в слоях III и IV $l_L > 0,5$, см. рисунок В.3) основание II категории сложности по приложению А ($\gamma_{t1} = \gamma_{t2} = 1,00$, $\gamma_b = \gamma_{si} = 0,9$ по таблице В.6).

Расчетная схема и геологическая колонка основания с характеристиками грунтов по данным испытаний (от одной скважины) приведены на рисунке В.3.

Репрезентативная осевая вдавливающая нагрузка на сваю $F_{rep} = 160$ кН, которая включает временное Q и постоянное G усилия в пропорции (40/60) %: $\psi Q_k = 64$ кН; $G_k = 96$ кН.



Решение

Безразмерные коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c в формуле (В.15) принимают по таблице В.7 для эквивалентного угла внутреннего трения грунтов основания в зоне нижнего конца сваи h_b (ИГЭ-IV) $\phi_{k,mean} = 23^\circ$: $N_\gamma = 0,69$, $N_q = 3,65$, $N_c = 6,24$.

для эквивалентного угла $\varphi = 23^\circ$ слоев ИГЭ (II–IV):

$$\cos 23^\circ = 0,921; \cos(23^\circ + 6^\circ) = 0,875; \operatorname{tg} 23^\circ = 0,425; \sin 6^\circ = 0,105; \cos 6^\circ = 0,995;$$

$$b_{\text{всд}} = d_{\text{sup}} + 2L_{\text{ст}} \operatorname{tg} \beta_{\text{им}} = 0,5 + 2 \cdot 2 \cdot 0,105 = 0,92 \text{ м};$$

$$A_b = b_{\text{всп}}^2 = 0,92^2 = 0,846 \text{ м}^2;$$

$$A_{sj} = 0,5 \cdot (u_{inf} + u_{sup}) \cdot l_{sj} = 0,5 \cdot (3,68 + 2,0) \cdot 2,01 = 5,71 \text{ m}^2;$$

$$\gamma_{k,si,m} = \frac{0,02 \cdot 0,8 + 0,0197 \cdot 1 + 0,021 \cdot 0,8}{0,8 + 1 + 0,8} = 0,020 \text{ MH/m}^3;$$

$$\varphi_{k,si,m} = \frac{29 \cdot 0,8 + 17 \cdot 1 + 23 \cdot 0,8}{0,8 + 1 + 0,8} = 23^{\circ};$$

$$c_{k,si,m} = \frac{0,025 \cdot 0,8 + 0,041 \cdot 1 + 0,033 \cdot 0,8}{0,8 + 1 + 0,8} = 0,033 \text{ МПа.}$$

Вес блока оседания h_{si} (вес грунта со сваей) определяют для объема грунта $V_{гр}$ в точках а, б, в, г минус объем сваи $V_{св}$ в точках а', б', в', г' (см. рисунок В.3).

$$G_{gi} = V_{гр} \gamma_{k,si,m} + V_{св} \gamma_{k,бет} = (2,12 - 0,43) \cdot 0,02 + 0,57 \cdot 0,024 = 0,0463 \text{ МН};$$

$$T_i = \gamma_{k,si,m} z_{si} \cos \beta_{im} = 0,02 \cdot 1,25 \cdot 0,995 = 0,025 \text{ МПа};$$

$$N_i = \gamma_{k,si,m} z_{si} \sin \beta_{im} = 0,02 \cdot 1,25 \cdot 0,105 = 0,0026 \text{ МПа};$$

$$T_{si} = k_1 T_i - N_i \operatorname{tg} \varphi_{k,si,m} - k_2 c_{k,si,m} l_{si} = 1,5 \cdot 0,025 - 0,0026 \cdot 0,425 - 0,5 \cdot 0,033 \cdot 2,010 = 0,034 \text{ МПа}.$$

Таким образом, с учетом вышеприведенных параметров, получим:

$$R_{b,k,cal} = [A_b \cdot (N_{\gamma} b_{усп} \gamma_{k,b} + N_q L_s \gamma_{k,b} + N_c c_{k,b})] / \xi_b = [0,846 \cdot (0,69 \cdot 0,92 \cdot 0,021 + 3,65 \cdot 2,5 \cdot 0,021 + 6,24 \cdot 0,033)] / 1,4 = 0,248 \text{ МН};$$

$$\sum R_{si,k,cal} = \sum \left(\frac{A_{si} T_{si} \cos(\varphi_{k,si,m} + \beta_{i,m})}{\cos(\varphi_{k,si,m} + \beta_{i,m})} - G_{gi} \right) / \xi_{si} = \left(\frac{5,71 \cdot 0,034 \cdot 0,921}{0,875} - 0,0463 \right) / 1,4 = 0,113 \text{ МН}.$$

$$R_{c,k,cal} = \gamma_{t1} \gamma_{t2} \cdot (\gamma_b R_{b,k,cal} + \gamma_{si} \sum R_{si,k,cal}) = 1,0 \cdot 1,0 \cdot (0,9 \cdot 0,248 + 0,9 \cdot 0,113) = 0,326 \text{ МН}.$$

Проектное (расчетное) сопротивление грунта (нагрузку, допускаемую на сваю) определяют по формуле (5.7):

$$R_{c,d} = R_{c,k,cal} / \gamma_k = 0,326 / 1,4 = 0,233 \text{ МН}.$$

2 Выполняют проверку условия непревышения предельного состояния по несущей способности грунта.

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}.$$

$$F_{c,d} = \gamma_F F_{rep} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1,35 \cdot 0,096 + 1,5 \cdot 0,064 = 0,130 + 0,096 = 0,226 \text{ МН} < R_{c,d} = 0,233 \text{ МН}.$$

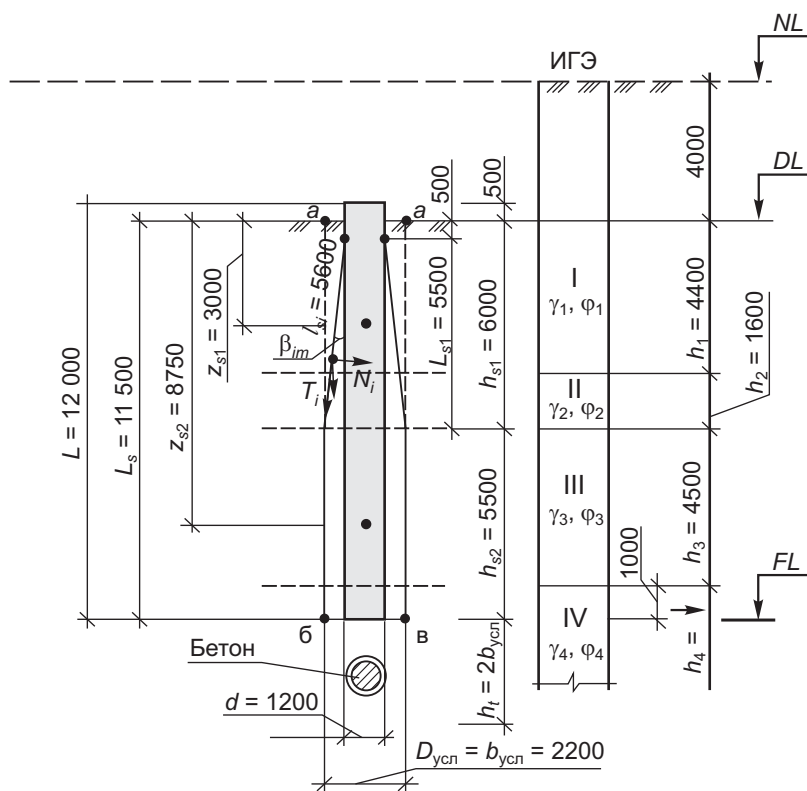
Условие непревышения предельного состояния по несущей способности грунта обеспечено.

Пример 3

Необходимо определить предельное проектное (расчетное) сопротивление грунта основания вдавливаемой готовой сваи-столба (оболочка, погруженная с выемкой грунта из полости и заполнением ее бетоном) длиной 12 м, с кольцевым поперечным сечением диаметром 1,2 м вибропогруженной в неоднородное (в слое I $l_L > 0,5$; в слое II $e > 0,6$) основание II категории сложности. Согласно приложению А (см. таблицу В.6 (поз 1.1.4)) коэффициенты условий влияния и работы составляют: $\gamma_{t1} = \gamma_{t2} = 0,9$, $\gamma_b = 0,8$, $\gamma_{si} = 0,7$.

Расчетная схема и геологическая колонка основания с характеристиками грунтов по данным испытаний (от одной скважины) приведены на рисунке В.4.

Репрезентативная общая осевая вдавливающая нагрузка на сваю $F_{rep} = 2200 \text{ кН}$, которая включает временное Q и постоянное G усилия в пропорции (40/60) %: $\psi Q_k = 880 \text{ кН}$, $G_k = 1320 \text{ кН}$.



ИГЭ: I — суглинок мягкопластичный ($\gamma_k = 0,0195 \text{ МН/м}^3$, $I_L = 0,6$, $\varphi_k = 18^\circ$, $c_k = 0,020 \text{ МПа}$, $e = 0,75$, $E = 9 \text{ МПа}$);

II — песок пылеватый ($\gamma_k = 0,0185 \text{ МН/м}^3$, $e = 0,65$, $\varphi_k = 32^\circ$, $c_k = 0,004 \text{ МПа}$, $E = 17 \text{ МПа}$);

III — суглинок тугопластичный ($\gamma_k = 0,021 \text{ МН/м}^3$, $I_L = 0,3$, $\varphi_k = 22^\circ$, $c_k = 0,029 \text{ МПа}$, $e = 0,60$, $E = 25 \text{ МПа}$);

IV — песок средней крупности средней прочности ($\gamma_k = 0,018 \text{ МН/м}^3$, $e = 0,55$, $\varphi_k = 38^\circ$, $c_k = 0,002 \text{ МПа}$, $E = 34 \text{ МПа}$)

↓, NL, DL, FL — см. 3.2 и рисунок В.3.

Рисунок В.4 — Расчетная схема сваи-столба для примера В.3, совмещенная с геологической колонкой

Решение

1 Производят расчет предельных характеристических значений сопротивлений грунта вдавливанию нижнего конца (пяты) и ствола сваи-столба (далее — сваи) $R_{b,k,cal}$ и $R_{si,k,cal}$ по формулам (В.15) и (В.16) с использованием физико-механических свойств грунтов, определенных по результатам испытаний (см. ИГЭ на рисунке В.4).

Безразмерные коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c в формуле (В.15) принимают по таблице В.7 для эквивалентного угла внутреннего трения основания сваи в уровне ее нижнего конца в зоне h_b (ИГЭ-IV) $\varphi_{mean} = 38^\circ$: $N_\gamma = 2,11$; $N_q = 9,44$; $N_c = 10,80$.

Для расчета остальных параметров формул (В.15) и (В.16) основание сваи по длине ствола разбивается на блоки $h_{s1} = 6 \text{ м}$ и $h_{s2} = 5,5 \text{ м}$ (см. рисунок В.4), для которых определяют эквивалентные характеристики грунта. Расчеты выполняют по правилам геометрии и тригонометрии:

— общие параметры:

$$D_{ycn} = b_{ycn} = d_{sup} + 1,0 = 1,2 + 1,0 = 2,20 \text{ м};$$

$$A_b = 0,7854 D_{ycn}^2 = 0,7854 \cdot 2,20^2 = 3,80 \text{ м}^2;$$

— для блока h_{s1} :

$$\gamma_{k,si,m1} = \frac{0,0195 \cdot 4,4 + 0,0185 \cdot 1,6}{4,4 + 1,6} = 0,0192 \text{ МН/м}^3;$$

$$\varphi_{k,si,m1} = \frac{18 \cdot 4,4 + 32 \cdot 1,6}{4,4 + 1,6} = 21,73^\circ;$$

$$c_{k,si,m1} = \frac{0,020 \cdot 4,4 + 0,004 \cdot 1,6}{4,4 + 1,6} = 0,0157 \text{ МПа};$$

$$\cos 21,73^\circ = 0,929; \cos(21,73^\circ + 6^\circ) = 0,886; \operatorname{tg} 21,73^\circ = 0,399; \sin 6^\circ = 0,0872; \cos 6^\circ = 0,996;$$

$$A_{s1} = \pi l_i \cdot (R + r) = 3,14 \cdot 5,6 \cdot (1,10 + 0,6) = 29,90 \text{ м}^2;$$

$$G_{g1} = 0,7854 D_{ycn}^2 h_{si} \gamma_{k,si,m1} = 0,7854 \cdot 2,20^2 \cdot 6,0 \cdot 0,0192 = 0,438 \text{ МН};$$

$$T_1 = \gamma_{k,si,m1} z_{s1} \cos \beta = 0,0192 \cdot 3 \cdot 0,996 = 0,0574 \text{ МПа};$$

$$N_1 = \gamma_{k,si,m1} z_{s1} \sin \beta = 0,0192 \cdot 3 \cdot 0,0872 = 0,0050 \text{ МПа};$$

$$T_{si,m1} = k_1 T_i - N_i \operatorname{tg} \varphi_{k,si,m1} - k_2 c_{k,si,m1} l_{s1} = 1,5 \cdot 0,0574 - 0,0050 \cdot 0,399 - 0,5 \cdot 0,0157 \cdot 5,60 = 0,040 \text{ МПа};$$

— для блока h_{s2} :

$$\gamma_{k,si,m2} = \frac{0,021 \cdot 4,5 + 0,018 \cdot 1,0}{4,5 + 1,0} = 0,020 \text{ МН/м}^3;$$

$$\varphi_{k,si,m2} = \frac{22 \cdot 4,5 + 38 \cdot 1}{5,5} = 24,91^\circ; \varphi_{k,b,m2} = 38^\circ;$$

$$c_{k,si,m2} = \frac{0,029 \cdot 4,5 + 0,0020 \cdot 1,0}{4,5 + 1,0} = 0,0241 \text{ МПа};$$

$$\cos 0^\circ = 1; \sin 0^\circ = 0; \cos 24,91^\circ = 0,907; \cos(24,91^\circ + 6^\circ) = 0,858; \operatorname{tg} 24,91^\circ = 0,464;$$

$$A_{s2} = \pi D_{ycn} h_{s2} = 3,14 \cdot 2,2 \cdot 5,5 = 37,99 \text{ м}^2;$$

$$G_{g2} = p r^2 h_{s2} \gamma_{k,si,m2} = 3,14 \cdot 1,10^2 \cdot 5,5 \cdot 0,020 = 0,418 \text{ МН};$$

$$T_2 = \gamma_{k,si,m2} z_{s2} \cos \beta = 0,020 \cdot 8,750 \cdot 1 = 0,175 \text{ МПа};$$

$$N_2 = \gamma_{k,si,m2} z_{s2} \sin \beta = 0,020 \cdot 8,750 \cdot 0 = 0;$$

$$T_{si,m2} = k_1 T_2 - N_2 \operatorname{tg} \varphi_{k,si,m2} h_{s2} - k_2 c_{k,si,m2} h_{s2} = 1 \cdot 0,175 - 0,0 - 1 \cdot 0,0241 \cdot 5,5 = 0,042 \text{ МПа}.$$

Таким образом, с учетом вышеприведенных параметров для блоков h_{s1} и h_{s2} , получим:

$$R_{b,k,cal} = \frac{[A_b \cdot (N_{\gamma_{ycn}} \gamma_{k,b} + N_q L_s \gamma_{k,si,m} + N_c c_{k,b})]}{\xi_b} =$$

$$\frac{[3,80 \cdot (2,11 \cdot 2,20 \cdot 0,018 + 9,44 \cdot 11,50 \cdot 0,020 + 10,80 \cdot 0,002)]}{1,4} = 6,179 \text{ МН};$$

$$\sum R_{si,k,cal} = \sum \left(\frac{A_{si} T_{si} \cdot \cos \varphi_{k,i}}{\cos(\varphi_{k,i} + \beta_i)} - G_{gi} \right) / \xi_{si} = \left[\left(\frac{29,9 \cdot 0,040 \cdot 0,929}{0,886} - 0,438 \right) + \left(\frac{37,99 \cdot 0,042 \cdot 0,907}{0,858} - 0,418 \right) \right] /$$

$$1,4 = 1,489 \text{ МН}.$$

$$R_{c,k,cal} = \gamma_{t1} \gamma_{t2} \cdot (\gamma_b R_{b,k,cal} + \gamma_{si} \sum R_{si,k,cal}) = 0,9 \cdot 0,9 \cdot (0,7 \cdot 6,179 + 0,8 \cdot 1,489) = 4,468 \text{ МН}.$$

Проектное (расчетное) сопротивление грунта (нагрузку, допускаемую на сваю) определяют по формуле (5.7):

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k,cal}}{\gamma_k} = \frac{4,468}{1,4} = 3,191 \text{ МН}.$$

2 Проверяем выполнение условия не превышения предельного состояния по несущей способности грунта.

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}.$$

$$F_{c,d} = \gamma_F F_{rep} = 1,35 \cdot 0,880 + 1,5 \cdot 1,320 = 3,168 \text{ МН} < R_{c,d} = 3,191 \text{ МН}.$$

Условие не превышения предельного состояния по несущей способности грунта обеспечено.

Пример 4

Необходимо определить предельное проектное (расчетное) сопротивление грунта основания вдавливаемой набивной сваи, изготовленной по технологии СФА (с опрессовкой стенок скважин) длиной 28 м, диаметром 0,8 м, расположенной в неоднородном основании II категории сложности по А.2, коэффициенты влияния условий и работы по таблице В.6 составляют: $\gamma_{t1} = 0,7$; $\gamma_{t2} = 0,8$; $\gamma_b = 0,7$; $\gamma_{si} = 0,7$.

Расчетная схема и геологическая колонка основания с характеристиками грунтов по данным испытаний (от одной скважины) приведены на рисунке В.5.

Репрезентативная осевая вдавливающая нагрузка на сваю $F_{rep} = 5000$ кН, которая включает временное Q и постоянное G усилия в пропорции (40/60) %: $\psi Q_k = 2000$ кН, $G_k = 3000$ кН.

Решение

1 Производят расчет предельных характеристических значений сопротивлений грунта вдавливанию в него пяты $R_{b,cal}$ и ствола сваи $R_{si,cal}$ по формулам (В.15) и (В.16) с использованием физико-механических свойств грунтов, определенных по результатам испытаний (см. ИГЭ на рисунке В.5).

Безразмерные коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c в формуле (В.15) принимают по таблице В.7 для эквивалентного угла внутреннего трения грунтов основания сваи в уровне ее нижнего конца в зоне $h_b \leq 2b_{yсл}$ (ИГЭ-IV) $\phi_{k,mean} = 37^\circ$: $N_\gamma = 1,95$; $N_q = 8,81$; $N_c = 10,37$.

$$D_{yсл} = b_{yсл} = d_{sup} + 1,0 = 0,80 + 1,0 = 1,80 \text{ м};$$

$$A_b = 0,7854 D_{yсл}^2 = 0,7854 \cdot 1,8^2 = 2,53 \text{ м}^2;$$

$$\gamma_{k,si,m} = \frac{0,020 \cdot 1,4 + 0,0203 \cdot 4,6 + 0,0204 \cdot 2,3 + 0,0205 \cdot 1,0 + 0,022 \cdot 5,3 + 0,017 \cdot 6,0 + 0,0171 \cdot 5,4 + 0,0174 \cdot 2,0}{1,4 + 4,6 + 2,3 + 1,0 + 5,3 + 6,0 + 5,4 + 2,0} =$$

$$= \frac{0,5346}{28} = 0,0191 \text{ МН/м}^3.$$

Для расчета остальных параметров формул (В.15) и (В.16) основание сваи по длине ствола разбивается (рисунок В.5) на блоки от h_{s1} до h_{s5} , для которых по правилам геометрии и тригонометрии в табличной форме (таблица В.8) определяют параметры свай и эквивалентные характеристики грунтов.

Таким образом, с учетом вышеприведенных параметров, получим:

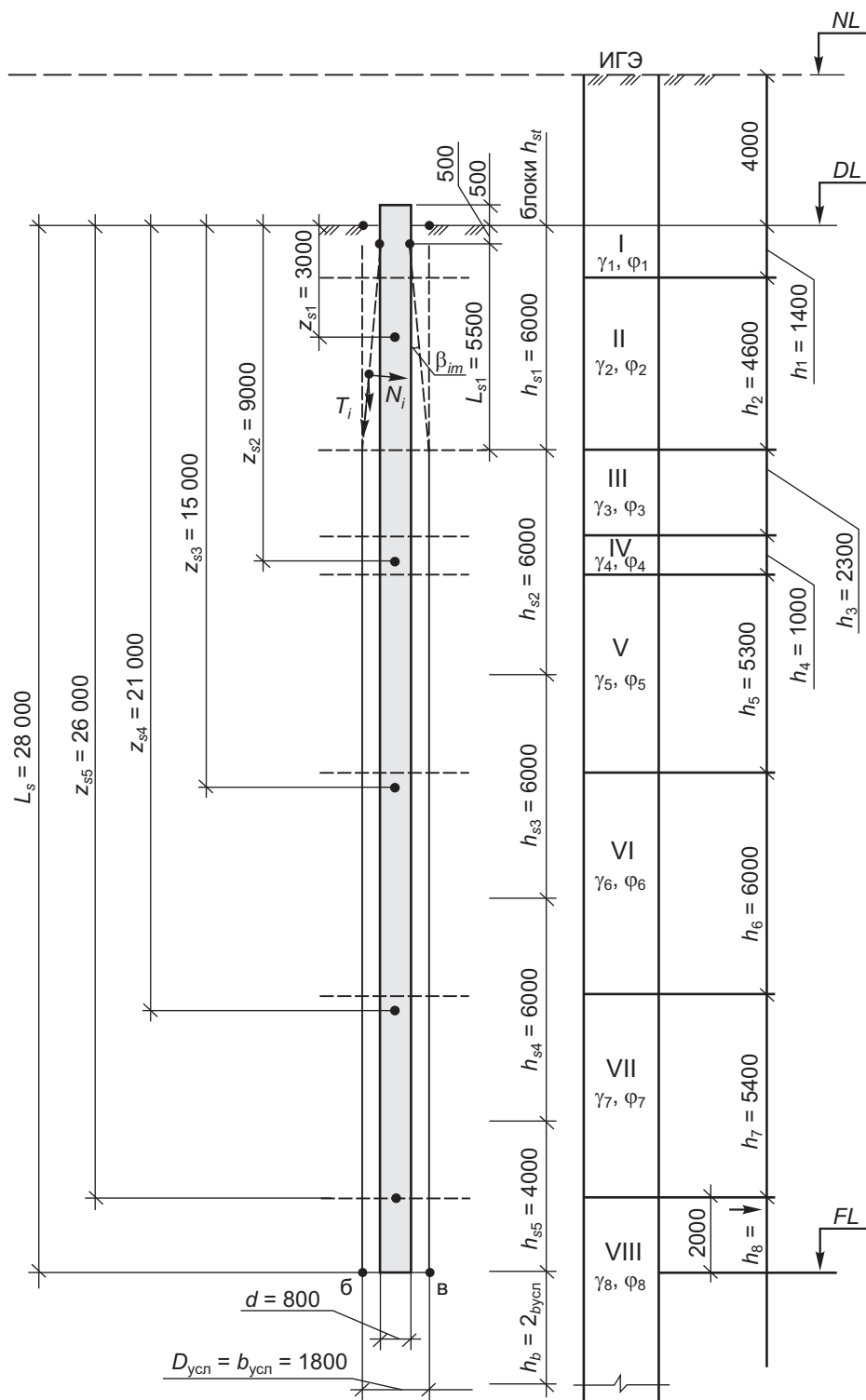
$$R_{b,k,cal} = \frac{[A_b \cdot (N_\gamma b_{yсл} \gamma_{k,b} + N_q L_s \gamma_{k,si,m} + N_c c_{k,b})]}{\xi_b} =$$

$$\frac{[2,53 \cdot (1,95 \cdot 1,80 \cdot 0,0174 + 8,81 \cdot 27,5 \cdot 0,0191 + 10,37 \cdot 0,002)]}{1,4} = 8,505 \text{ МН}.$$

$$R_{c,k,cal} = \gamma_{t1} \gamma_{t2} \cdot (\gamma_b R_{b,k,cal} + \gamma_{si} \cdot \sum R_{si,k,cal}) = 0,7 \cdot 0,8 \cdot (0,7 \cdot 8,505 + 0,7 \cdot 17,964) = 10,375 \text{ МН}.$$

Проектное (расчетное) сопротивление грунта (нагрузку, допускаемую на сваю) определяют по формуле (5.7):

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k,cal}}{\gamma_k} = \frac{10,375}{1,4} = 7,41 \text{ МН}.$$



- ИГЭ: I — суглинок мягкопластичный ($\gamma_k = 0,020 \text{ МН/м}^3$, $I_L = 0,6$, $\varphi_k = 19^\circ$, $c_k = 0,020 \text{ МПа}$, $E = 10 \text{ МПа}$);
 II — супесь пластичная слабозаторфованная ($\gamma_k = 0,0203 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_k = 25^\circ$, $I_{om} = 0,22$, $c_k = 0,035 \text{ МПа}$, $E = 12 \text{ МПа}$);
 III — суглинок мягкопластичный ($\gamma_k = 0,0204 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_k = 22^\circ$, $c_k = 0,033 \text{ МПа}$, $E = 8 \text{ МПа}$);
 IV — суглинок слабозаторфованный ($\gamma_k = 0,0205 \text{ МН/м}^3$, $I_{om} = 0,45$, $\varphi_k = 18^\circ$, $c_k = 0,030 \text{ МПа}$, $E = 11 \text{ МПа}$);
 V — супесь пластичная ($\gamma_k = 0,022 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_k = 23^\circ$, $c_k = 0,025 \text{ МПа}$, $E = 18 \text{ МПа}$);
 VI — песок пылеватый средней прочности ($\gamma_k = 0,017 \text{ МН/м}^3$, $e = 0,60$, $\varphi_k = 28^\circ$, $c_k = 0,020 \text{ МПа}$, $E = 14 \text{ МПа}$);
 VII — песок мелкий средней прочности ($\gamma_k = 0,0171 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_k = 30^\circ$, $c_k = 0,001 \text{ МПа}$, $E = 11 \text{ МПа}$);
 VIII — песок средний средней прочности ($\gamma_k = 0,0174 \text{ МН/м}^3$, $\varphi_k = 37^\circ$, $c_k = 0,002 \text{ МПа}$, $E = 26 \text{ МПа}$)

↓, NL, DL, FL — см. рисунок В.3

Рисунок В.5 — Расчетная схема набивной сваи по технологии CFA для примера В.4, совмещенная с геологической колонкой

Таблица В.8 — Вычисления параметров к примеру В.4

Номер блока	Общие данные	Блок 1: $A_{s1} = \pi l_{s1} \cdot (R + r)$, м ² Блоки (2–5): $A_{s(2-5)} = \pi D_{\text{учп}} h_{s1}$, м ²	Блок 1: $G_{g1} = 0,7854 D_{\text{учп}}^2 h_{s1} / k_{s1, \text{мн}}$, МН Блоки (2–5): $G_{g(2-5)} = 0,7854 \cdot D_{\text{учп}}^2 \cdot h_{s1} / k_{s(2-5), \text{мн}}$, МН	$\gamma_{k, si, \text{ми}}$, МН/м ³	$\varphi_{k, si, \text{ми}}, \dots, \varphi_{k, si, \text{ми}}, \text{tg} \varphi_{k, si, \text{ми}}$	$c_{k, si, \text{ми}}$, МПа	$T_i = \gamma_{k, si, \text{ми}} z_{si} \cos \beta$, МПа	$N_i = \gamma_{k, si, \text{ми}} z_{si} \sin \beta$, МПа	$T_{si, \text{ми}} = k_1 T_i - N_i \text{tg} \varphi_{k, si, \text{ми}} - k_2 c_{k, si, \text{ми}} l_{si}(h_{si})$, МПа	$\sum R_{si, k, \text{cal}} = \sum \left(\frac{A_{si} T_{si} \cos \varphi_{k, i}}{\cos(\varphi_{k, i} + \beta)} - G_{gi} \right) / \xi_{si}$, МН, $\xi_{si} = 1,4$
1	$\cos 6^\circ = 0,996$; $\sin 6^\circ = 0,0872$	22,86	0,28	0,02015	23,6; $\cos 23,6^\circ = 0,916$; $\text{tg} 23,6^\circ = 0,437$; $\cos 29,6^\circ = 0,869$	0,0315	0,060	0,0053	0,0	(–0,984)
2	$\cos 0^\circ = 1$; $\sin 0^\circ = 0$	33,91	0,305	0,0212	21,78; $\cos 21,78^\circ = 0,929$; $\text{tg} 21,78^\circ = 0,40$; $\cos 27,78^\circ = 0,885$	0,029	0,191	0,0	(–0,010)	
3	$\cos 0^\circ = 1$; $\sin 0^\circ = 0$	33,91	0,305	0,0192	24,7; $\cos 24,7^\circ = 0,909$; $\text{tg} 24,7^\circ = 0,460$; $\cos 30,7^\circ = 0,860$	0,0222	0,288	0,0	0,155	3,75
4	$\cos 0^\circ = 1$; $\sin 0^\circ = 0$	33,91	0,305	0,01705	29,13; $\cos 29,13^\circ = 0,874$; $\text{tg} 29,13^\circ = 0,557$; $\cos 35,13^\circ = 0,818$	0,009	0,358	0,0	0,304	7,650
5	$\cos 0^\circ = 1$; $\sin 0^\circ = 0$	22,61	0,204	0,0173	33,5; $\cos 33,5^\circ = 0,834$; $\text{tg} 33,5^\circ = 0,664$; $\cos 39,5^\circ = 0,772$	0,0015	0,450	0,0	0,441	7,548
Итого: 17,964										

2 Проверяют выполнение условия непревышения предельного состояния по несущей способности грунта.

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

$$F_{c,d} = \gamma_F F_{\text{rep}} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1,35 \cdot 3,0 + 1,5 \cdot 2,0 = 7,05 \text{ МН} < R_{c,d} = 7,41 \text{ МН}.$$

Условие непревышения предельного состояния по несущей способности грунта обеспечено.

В.3.1 Численные расчеты производят в соответствии с требованиями СН 2.01.01 (раздел 5) и В.3.2–В.3.5 настоящих строительных правил.

В.3.2 Для обеспечения необходимой достоверности, точности и соответствия предельным состояниям при решении геотехнических задач численные расчеты на базе МКЭ (МКР) выполняют с использованием сертифицированных программных комплексов (например, в порядке предпочтения: Midas GTS NX, ПЛАКСИС, Lira (последние версии), Мономах, Sofistika, Stark и др.), позволяющих моделировать совместное поведение под нагрузкой оснований, подземных частей и надземных конструкций зданий и сооружений, апробированных и признанных в практике проектирования при наличии персонала, имеющего соответствующую квалификацию и опыт работы в данной области не менее трех лет.

В.3.3 Численные расчеты производят согласно В.3.4 и В.3.5 на основе следующих ГМ:

а) упругие и упругопластичные с критерием среды Кулона — Мора, Кулона — Прандтля, позволяющие решать простые геотехнические задачи с нагружением грунтов (без разгрузки) при напряжениях ниже предела текучести (без их упрочнения и разупрочнения), при равнообъемном пластическом течении, нулевой дилатансии и напряжениях на пределе текучести (таблицы В.9 и В.10);

б) неупругие — упрочняющейся (вязкопластической) среды, базирующиеся на теории пластического течения (таблица В.11).

Модели грунта:

— по перечислению а) целесообразны для решения простых осесимметричных геотехнических задач в случае плоских деформаций, соответствующих работе, например, ленточных фундаментов, штампов, ограждений неглубоких котлованов и др. (для сооружений класса надежности RC1 и RC2);

— по перечислению б) предназначены для сложных геотехнических задач взаимодействия зданий и сооружений с основанием в трехмерной постановке (3D), специфических грунтовых условий и объектов по 4.1.4.

В.3.4 При численных расчетах для сооружений классов надежности RC2 и RC3 применяют программные комплексы, обеспечивающие выполнение следующих этапов моделирования.

В.3.4.1 Построение модели объекта (геологического строения грунтовой и конструктивно-геометрической областей подземной и надземной частей объекта), учитывающей геотехническую и технологическую последовательность работ.

В.3.4.2 Построение модели контрольного напряженно-деформированного состояния (далее — НДС) грунтов строительной площадки в природном залегании и верификация параметров, используемых в принятой ГМ по В.3.3, на соответствие результатам испытаний грунтов в полевых или лабораторных условиях.

В.3.4.3 Построение модели НДС грунтового основания при воздействии на него сил и перемещений от конструкций объекта.

В.3.4.4 Построение модели НДС основания объекта при выемке из нее областей, имитирующих этапы отрывки котлована, различных выработок подземной части зданий и др.

В.3.4.5 Введение в построенные модели (см. В.3.4.1–В.3.4.4) систем с другой (разной) жесткостью (подпорная или свайная стена, анкеры, армозлементы, насыпи и др.), в виде плоских стержневых и объемных элементов.

В.3.5 Численные расчеты для сооружений классов надежности RC2 и RC3 с использованием ГМ по В.3.3, перечисление б), в программных комплексах по В.3.2 производят с выполнением следующих правил:

а) до начала численных расчетов точность и достоверность принятых ГМ и их параметров (таблицы В.9–В.11) подтверждается посредством сравнения построенных (смоделированных) по ним графиков испытаний грунтов с графиками, полученными опытным путем в натурных или лабораторных условиях (например, по испытаниям грунтов штампом, сваей, компрессионными, сдвиговыми методами) во всем диапазоне проектных нагрузок (напряжений) и изменения природной влажности;

б) размеры расчетной области в МКЭ по В.3.3, перечисление а), в расчетах оснований фундаментов целесообразно назначать равными по глубине — $(4-5) \cdot b$, или по глубине сжимаемой зоны H_c , по ширине — $6b$ (b — ширина фундамента);

в) для реализации геотехнических задач МКЭ для ГМ перемещения целесообразно вычислить в узлах, а среднearифметические напряжения — по центру узловых элементов (далее — КЭ);

г) конструкции зданий и сооружений моделируются стержневыми и плоскими элементами, грунты (основания), сваи — объемными, форма и количество узлов или граней которых для плоских и объемных КЭ зависят от точности и надежности решаемой геотехнической задачи. Их количество не должно быть слишком большим или малым, т. к. это приводит к искажению сетки и результатов расчетов НДС моделируемой области;

д) результаты численных расчетов по МКЭ (МКР) с использованием программных комплексов считаются корректными, если они не противоречат данным аналитических расчетов инженерно-практических методов настоящих строительных правил, а также результатам полевых лабораторных испытаний грунтов моделируемого объекта (например, осадкам, полученным способом послойного суммирования, в том числе для свайного варианта). Расхождение между результатами численных, аналитических методов и данными полевых/лабораторных испытаний не должна превышать 30 %.

Таблица В.9 — Общая характеристика и назначение простых грунтовых моделей на базе теории упругости, применяемых в программных комплексах для численных геотехнических расчетов метода конечных элементов

Показатели	Характеристики показателей для моделей по В.3.3, перечисление а)	
	Линейно-деформируемая среда	Упругопластическая среда
Область применения	Расчет осадок оснований фундаментов зданий и сооружений при линейной зависимости осадок от напряжений	Расчет осадок фундаментов зданий и сооружений с учетом пластических деформаций и нелинейности при превышении расчетного сопротивления грунта основания под подошвой фундамента Расчет устойчивости откосов, подпорных стен и конструкций с использованием теории предельного равновесия Допускается расчет деформаций неглубоких котлованов, выработок и др. при неоднократном нагружении (разгрузка-загрузка)
Параметры модели: а) при использовании критерия Кулона — Мора; б) при использовании критерия Друкера — Прагера	E — модуль деформации; ν — коэффициент Пуассона	E — модуль деформации; ν — коэффициент Пуассона; c — удельное сцепление; φ — угол внутреннего трения; ψ — в ряде программ угол дилатансии; $c_0 = \frac{2 \cdot \sqrt{2c} \cdot \cos \varphi}{3 - \sin \varphi}$, $\operatorname{tg} \varphi_0 = \frac{2 \cdot \sqrt{2c} \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$ — для моделирования трехосных испытаний штампа; $c_0 = \frac{\sqrt{6c}}{\sqrt{9 + 12 \operatorname{tg}^2 \varphi}}$, $\operatorname{tg} \varphi_0 = \frac{\sqrt{6 \operatorname{tg} \varphi}}{\sqrt{9 + 12 \operatorname{tg}^2 \varphi}}$ — для моделирования деформаций штампа
Недостатки	Одноразовое нагружение (без разгрузки) напряжения под подошвой фундамента не должны превышать его расчетного сопротивления	При расчете осадок используется аналитический метод послойного суммирования для назначения глубины сжимаемой зоны H_c при назначении расчетной области Расчеты с использованием теории предельного равновесия требуют уменьшения прочностных характеристик

Окончание таблицы В.9

Показатели	Характеристики показателей для моделей В.3.5, перечисление а)	
	Линейно-деформируемая среда	Упругопластическая среда
Верификация моделирования для конкретных условий	Расхождение между результатами расчета осадок и др. численным и инженерно-практическим методами не должно превышать 30 %	Расхождение между результатами расчета, полученными численным методом и по данным инженерно-практических методов настоящих строительных правил (послойного суммирования, круглоцилиндрической поверхности скольжения и др.), не должно превышать 30 % (осадки, несущая способность) Результаты численных расчетов с точностью не ниже 20 % должны соответствовать данным опытных испытаний

Таблица В.10 — Общая характеристика и назначение грунтовых моделей в программных комплексах для численных геотехнических расчетов метода конечных элементов на основе теории пластического течения (шатровые модели на базе грунтовой модели Cam Clay)

Показатели грунтовой модели Cam Clay и аналогичных моделей	Характеристика показателей
Область и способ применения	Расчеты с учетом нелинейной работы грунта при нагружении без разгрузки в случаях плоской деформации, оснований ленточных фундаментов, конструкций дамб, дорожных и ограждающих конструкций с использованием параметров, моделирующих результаты трехосных испытаний (с точностью, не превышающей 20 %) или результаты испытаний грунтов полевыми методами статического зондирования, штампом и др.
Параметры шатровых ГМ на базе модели Cam Clay	λ — индекс уплотнения; k — индекс разгрузки; $M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$
Параметры, используемые в Soft Soil Model и аналогичных ей моделей для программных комплексов (PLAXIS и др.), в том числе по результатам компрессионных испытаний	$\lambda = \frac{\lambda}{1+e}$ — модифицированный индекс уплотнения; $\lambda_1 = \frac{G_{ref}}{E_{oed}}$ — компрессионный; $k = \frac{k}{1+e}$ — модифицированный индекс уплотнения; $k_1 = \frac{G_{ref}}{E_{ur}}$ — компрессионный; c — среднее удельное сцепление; φ — угол внутреннего трения; ψ — угол дилатансии

Окончание таблицы В.10

Показатели грунтовой модели Cam Clay и аналогичных моделей	Характеристика показателей
Недостатки моделей на базе Soft Soil Model	<p>Занижают сдвиговые деформации и не применимы для расчета деформаций оснований и стен котлованов, глубоких выработок и др.</p> <p>Дают неточную оценку работы грунта при циклическом нагружении</p> <p>Не моделируют процессы совместного уплотнения и сдвигов нагруженных оснований</p> <p>Завышают прочность грунтов по сравнению с критерием Кулона — Мора и инженерно-практическими методами настоящих строительных правил при расчете несущей способности оснований</p> <p>Затруднено или отсутствует получение сходимости решения</p>
Верификация результатов численных расчетов	<p>ГМ с принятыми в них параметрами должны: с точностью не ниже 20 % описывать (моделировать) результаты полевых (лабораторных) фактических экспериментов на конкретном объекте (например, при одном наборе параметров, в том числе моделировать как уплотнение грунтов (в компрессионном или трехосном приборе), так и сдвиговые деформации (в трехосном приборе) или напряжения в основании в зависимости от изменения прочности природных грунтов с глубиной по сравнению с данными их полевых испытаний)</p> <p>Результаты численных расчетов с точностью не ниже 20 % должны соответствовать результатам аналитических расчетов по методам настоящих строительных правил (осадки, несущая способность)</p>

Таблица В.11 — Общая характеристика и назначение грунтовой модели Hardening Soil Model для численных геотехнических расчетов метода конечных элементов

Показатель	Характеристика показателей
Область и способ применения	Расчет нагруженных (включая разгрузку) нелинейно работающих прочных песчаных и глинистых оснований фундаментов с использованием параметров, полученных по результатам консолидированно-дренированных трехосных испытаний
Параметры, используемые в модели, определяемые по результатам испытаний	<p>E_{oed}^{ref} — одометрический (компрессионный) модуль при давлении p_{ref};</p> <p>E_{50}^{ref} — стабилметрический модуль при трехосных консолидированно-дренированных испытаниях при давлении p_{ref};</p> <p>E_{ur}^{ref} — стабилметрический модуль (разгрузка — повторное нагружение);</p> <p>c — среднее удельное сцепление;</p> <p>φ — угол внутреннего трения;</p> <p>ψ — угол дилатансии.</p> <p>Параметры модели, определяемые в процессе моделирования автоматически:</p> <p>α — коэффициент размера эллиптической поверхности шатра;</p> <p>H — параметр объемного упрочнения</p>

Окончание таблицы В.11

Показатель	Характеристика показателей
Недостатки модели	Занижает сдвиговые деформации, в связи с чем нецелесообразна для расчета деформаций котлованов, глубоких выработок и др. Неточная при оценке работы грунта при их циклическом нагружении Недостаточно корректна при оценке процессов совместимого уплотнения и сдвигов грунта Завышает прочность грунтов по сравнению с критерием Кулона — Мора и инженерно-практическими методами настоящих строительных правил при расчете несущей способности оснований Затруднено или отсутствует получение сходимости решения
Верификация результатов	ГМ с принятыми в ней параметрами должна с удовлетворительной точностью описывать (моделировать) результаты экспериментов на конкретном объекте (например, результаты моделирования эксперимента с данными компрессионных и трехосных испытаний при одном наборе параметров; в том числе моделировать как уплотнение грунтов (в компрессионном или трехосном приборе), так и сдвиговые деформации (в трехосном приборе) или напряжения в основании или зависимости изменения прочности грунтов с глубиной в сравнении с данными их полевых испытаний) Результаты численных расчетов с точностью не ниже 20 % должны соответствовать результатам аналитических расчетов по методам настоящих строительных правил (осадки, несущая способность)

В.4 Проектирование (конструирование, расчет) вертикально-армированных оснований плитных фундаментов

В.4.1 Общие положения по проектированию

В.4.1.1 Проектирование вертикально-армированных оснований (далее — геомассивов ВА), в том числе плитных фундаментов производится на основании отчета об инженерно-геологических изысканиях, технико-экономической оценки вариантов, с учетом грунтовых условий и производственных возможностей строительной организации с использованием жестких армоз элементов, как правило, из готовых и набивных свай, песчано-гравийных, щебеночных (при $E_{св} \geq 100E_0$, где $E_{св}$, E_0 — соответственно модули деформации армоз элемента и вмещающего грунта) по таблице 5.2, соответствующих требованиям ТКП 45-1.02-295, СН 1.03.01, СН 2.01.02, СН 2.01.04–СН 2.01.06, СП 5.03.01, СТБ 2255, с учетом СП 5.04.01, [1]–[4], [7].

В проекте геомассива ВА плитных фундаментов, кроме данных, регламентированных настоящими строительными правилами и СП 5.03.01, приводятся данные по их устройству, по методикам контроля качества армоз элементов (свай) геомассива в целом и проведению испытаний.

В.4.1.2 Расчет фундаментов по материалу производится для конструкций: бетонных и железобетонных — по СП 5.03.01, грунтобетонных — в соответствии с ТКП 45-5.01-67, песчано-гравийных и щебеночных — с учетом [7].

В.4.2 Конструирование геомассивов ВА

В.4.2.1 Геомассив ВА, в зависимости от его типа, проектируют в виде:

- а) армированной ленты — для ленточных фундаментов;
- б) куста армоз элементов — для отдельно стоящих (столбчатых) фундаментов;
- в) сплошного армированного поля — под весь массивный плитный фундамент или его часть в местах значительных сосредоточенных нагрузок или грунтов с пониженными характеристиками.

В.4.2.2 Конструирование геомассива ВА производится в два этапа. На первом этапе предварительно, с учетом геологического строения основания и наличия оборудования для изготовления армоз элементов (свай) и мощности сжимаемой толщи, устанавливают их геометрические размеры (длина, поперечное сечение, шаг). Рекомендуются нижние концы армоз элементов заглублять в более

прочные подстилающие грунты. Окончательно длину армозащитных элементов определяют на втором этапе расчетом осадок плитного фундамента по В.4.4 и принимают не менее глубины сжимаемой зоны геомассива H_c , рассчитанной с использованием его эквивалентных характеристик и, как правило, толщины верхнего слоя с пониженными характеристиками грунта.

В.4.2.3 Размещение (шаг) армозащитных элементов производится, как правило, в шахматном порядке в пределах подошвы плитных фундаментов с расстоянием между их осями a_b (параллельно ширине подошвы b) и a_l (параллельно ее длине l). Рекомендуемое соотношение $a_l \leq 1,5a_b$.

Окончательно число армозащитных элементов определяется их расчетом на прочность и расчетом основания по осадке согласно В.4.3 и В.4.4 (второй этап).

В.4.2.4 При наличии в верхней зоне основания плитных фундаментов (непосредственно под буферным слоем) слабых, малопрочных грунтов с модулем деформации $E \leq 5$ МПа вокруг ленточных и столбчатых плитных фундаментов рекомендуется устраивать законтурный ряд армозащитных элементов из свай уплотнения, дополнительно упрочняющих армируемый массив грунта.

В.4.2.5 Между подошвой плитных фундаментов и верхом армозащитных элементов устраивают буферный песчано-гравийный слой из дренирующего материала (песчано-гравийной смеси или песка, кроме пылеватого) с $K_{\text{ф}} \geq 3$ м/сут и его послойным уплотнением до $K_{\text{ср}} \geq 0,98$ с обеспечением $E \geq 20$ МПа и его предельной осадки $s_u \leq 10$ мм.

В.4.2.6 Мощность буферного слоя $h_{\text{бп}}$ рекомендуется принимать из песчано-гравийной смеси по формуле (В.18), но не менее 200 мм и не более $0,25b$ — для ленточного и столбчатого фундаментов, не менее 300 мм и не более h — для сплошного массивного фундамента (где b — ширина подошвы ленточного, столбчатого плитных фундаментов, м; h — толщина массивной фундаментной плиты, м).

$$h_{\text{бп}} = \frac{s_{\text{б,у}} E_{\text{бп}} \sum A_a}{p_{\text{max}}}, \quad (\text{В.18})$$

где p_{max} — давление в уровне подошвы от максимальной нормативной вертикальной (комбинированной) нагрузки, действующей на фундамент при ее основном сочетании, МПа;

$\sum A_a$ — площадь всех оголовков армозащитных элементов (свай), м²;

$E_{\text{бп}}$ — модуль деформации уплотненного промежуточного буферного слоя; принимают для обеспечения осадки $s_u \leq 15$ мм равным: для мелкого песка и средней крупности — не менее 20 МПа; для крупного песка и известкового щебня — 25 МПа; для гранитного щебня — 40 МПа;

$s_{\text{б,у}}$ — максимально допустимая конечная осадка песчано-гравийного, щебеночного (буферного) слоя, м; $s \leq 0,015$.

В.4.2.7 Параметры армозащитных элементов (количество n , шт., шаг a , м, поперечное сечение d , м², длина L , м) в геомассиве устанавливают из условия их совместной работы с упрочненным природным грунтом, эквивалентный модуль деформации которых значительно превышает модуль деформации неупрочненного грунта, в последовательности, приведенной в В.4.2.7.1–В.4.2.7.8.

В.4.2.7.1 С учетом 4.1.17.3 определяют допустимую величину осадки плитных фундаментов s_u , см, для проектируемого сооружения, которую подставляют в формулу (5.29), приведенную в ТКП 45-5.01-67, и «обратным расчетом» по формуле (В.19) устанавливают значение минимального эквивалентного модуля деформации $E_{\text{экв. min}}$ геомассива, обеспечивающего осадки сооружения меньше допускаемых.

$$E_{\text{экв. min}} = \beta \cdot \frac{p_{\text{max}} H_c}{s_{u \text{ max}}}, \quad (\text{В.19})$$

где β — безразмерный коэффициент, равный:

- 1 — при p_{max} до 0,2 МПа;
- 0,8 — при $0,2 \leq p_{\text{max}} < 0,3$ МПа;
- 0,5–0,7 — при $p_{\text{max}} \geq 0,3$ МПа;

$s_{u \text{ max}}$ — предельная осадка основания сооружения по приложению Б, м;

p_{max} — см. формулу (В.18);

H_c — условная минимальная глубина сжимаемой зоны, м; определяют по формуле

$$H_c = \frac{\beta p_{\max}}{\gamma_m}, \quad (\text{В.20})$$

здесь β — см. формулу (В.19);

γ_m — средний удельный вес грунта ниже подошвы фундамента на глубине не менее двух его ширин, МН/м^3 .

В.4.2.7.2 Используя зависимость между модулем общей деформации E_0 (или коэффициентом сжимаемости a_0) и коэффициентом пористости e (компрессионная зависимость или результаты испытаний опытных полевых штампов), для значения $E_{\text{экв. min}}$, вычисленного по формуле (В.19) определяют требуемый коэффициент пористости грунта геомассива ВА после упрочнения основания армозементами из свай $e_{\text{экв. расч.}}$, который является основным показателем для разработки проекта геомассива ВА. Для предварительных расчетов $e_{\text{экв. расч.}}$ допускается определять по формуле

$$e_{\text{экв. расч.}} \leq e_0 - m_v p_{\max}, \quad (\text{В.21})$$

где $m_v = 1$;

p_{\max} — максимальное давление от плитного фундамента в уровне его подошвы, МПа;

e_0 — коэффициент пористости грунта до его уплотнения армозементами.

В.4.2.7.3 По теории предельного равновесия с использованием расчетной схемы на рисунке В.6 устанавливают необходимые прочностные характеристики упрочненного грунта (угол внутреннего трения $\varphi_{\text{экв. II}}$, ...°, и сцепление $c_{\text{экв. II}}$, МПа), при которых устойчивость основания (геомассива ВА) будет обеспечена при $K_{\text{уст}} = 1,25$.

В.4.2.7.4 Используя зависимости механики грунтов (график изменения характеристик грунта от плотности — влажности, по формуле (В.22) — для песчаных и формуле (В.23) — глинистых грунтов, устанавливается необходимый минимальный коэффициент пористости грунта

$$e_{\text{п. min}} = e_{\text{max}} - I_D \cdot (e_{\text{max}} - e_0), \quad (\text{В.22})$$

$$e_{\text{г. min}} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w 100} \cdot (w_p + 0,5 I_p), \quad (\text{В.23})$$

где e_0 , e_{max} — коэффициенты пористости песка соответственно в исходном (рыхлом) сложении и в предельно плотном состоянии;

I_D — индекс относительной плотности;

w_p и I_p — соответственно влажность, %, на границе раскатывания и число пластичности;

γ_s , γ_w — соответственно удельный вес частиц и воды, кН/м^3 .

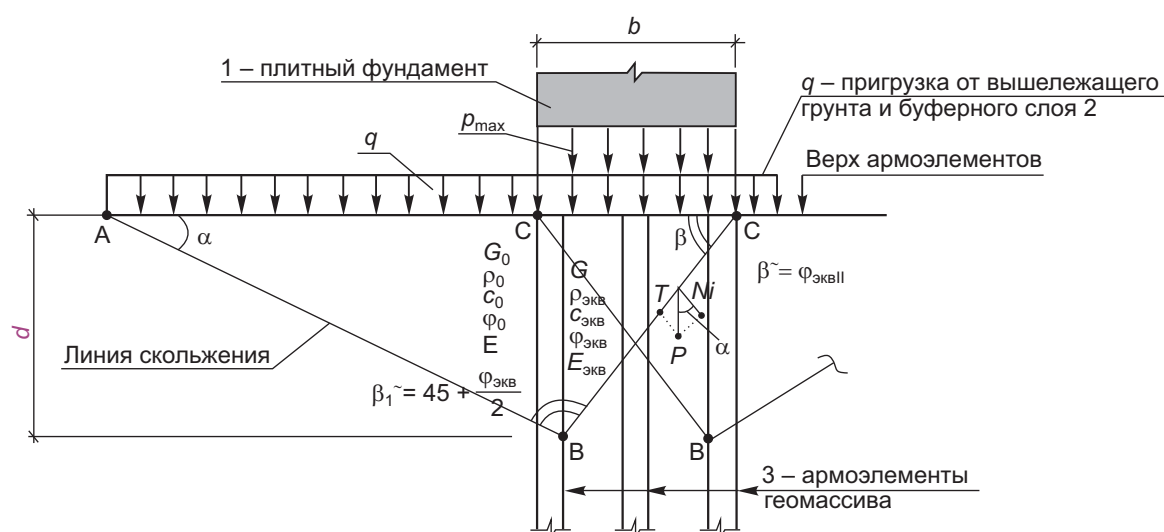


Рисунок В.6 — Приближенные поверхности скольжения в геомассиве для осесимметричной задачи при расчете устойчивости в предельном состоянии по результатам экспериментальных данных (расчетная схема)

Эффективность использования геомассива ВА определяют из условий:

$e_{\text{экр.расч}} \geq e_{\text{п.мин}}; e_{\text{гг.мин}}$ — армирование ВА эффективно;

$e_{\text{экр.расч}} < e_{\text{п.мин}}; e_{\text{гг.мин}}$ — ВА нецелесообразно, требуется доуплотнение массива, например посредством свай уплотнения.

В.4.2.7.5 При расположении армозаэлементов в шахматном порядке в вершинах равностороннего треугольника шаг a и расстояние между сваями l , м, определяют из следующих формул:

$$a_{\text{max}} = d_a \cdot \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3,5 \cdot (\gamma_{\text{экр.расч}} - \gamma_0)}}, \quad (\text{В.24})$$

$$l_{\text{max}} = a_{\text{max}} / 2 \cos 45^\circ, \quad (\text{В.25})$$

где $a_{\text{max}}, l_{\text{max}}, d_a$ — соответственно шаг (при шахматном расположении), расстояние между армозаэлементами по диагонали, диаметр армозаэлемента;

$\gamma_{\text{экр.расч}}$ — требуемый удельный вес упрочняемого грунта, кН/м³, определяют по формуле

$$\gamma_{\text{экр.расч}} = \frac{(A - nA_a) \cdot \gamma_0 + nA_a \gamma_a}{A}, \quad (\text{В.26})$$

здесь A — площадь всего или 1 м² геомассива ВА под плитным фундаментом, м²;

A_a — площадь одного армозаэлемента, м²;

γ_0 — удельный вес грунта до вертикального армирования упрочняемого грунта основания плитного фундамента, кН/м³;

n — количество армозаэлементов в пределах всей площади или на 1 м² геомассива плитного фундамента по В.4.2.7.7, шт.;

γ_a — удельный вес материала армозаэлемента, кН/м³ (для бетона $\gamma_a = 23$ кН/м³).

При $\gamma_{\text{экр.расч}} \leq \gamma_0$ — вертикальное армирование не требуется.

В.4.2.7.6 Длина армозаэлементов L , м, геомассива ВА принимается равной для водонасыщенных и глинистых грунтов не менее высоты его сжимаемой толщи H_c основания плитного фундамента и верхнего малопрочного, слабого слоя. В других случаях до отметки, где дополнительное вертикальное удельное давление на подстилающий грунт ниже подошвы геомассива ВА не превышает его расчетного сопротивления R_0 , но не менее двух ширин для столбчатых и трех-четырех — для ленточных плитных фундамента.

В.4.2.7.7 Общее количество армозаэлементов n под плитным фундаментом или на 1 м² площади геомассива ВА определяют по формуле

$$n = \frac{A \Delta A}{A_a}, \quad (\text{В.27})$$

где A — площадь всего или 1 м² геомассива ВА плитного фундамента, м²;

$\Delta A = \frac{e_0 - e_{\text{экр.расч}}}{1 + e_0}$ — требуемое значение изменения (уменьшения) единицы объема скелета грунта

природного сложения в результате его уплотнения армозаэлементами до требуемого значения $\gamma_{\text{экр}}$ по формуле (В.26);

здесь e_0 и $e_{\text{экр.расч}}$ — см. В.4.2.7.2;

A_a — площадь сечения армозаэлемента, используемого для устройства геомассива ВА (при большом количестве армозаэлементов их рекомендуется размещать под подошвой плитного фундамента в шахматном порядке по вершинам равностороннего треугольника).

В.4.2.7.8 Запроектированный по В.4.2.7.1–В.4.2.7.7 геомассив ВА и его конструктивные армозаэлементы проверяются: по прочности применяемых материалов — согласно В.4.3.2; по осадкам — согласно В.4.4; и по прочности подстилающего грунта — исходя из условия $\sigma_{\text{зпр}} < R_{\text{к,подст}}$ по ТКП 45-5.01-67.

В.4.2.8 Для сооружений класса надежности RC3 и уникальных объектов — характеристики модуля общей деформации уплотненного грунта и значение расчетного сопротивления основания (геомассива) устанавливают на основании проведения опытных работ с последующими испытаниями пробными нагрузками методами по ГОСТ 20276.1 и СТБ 2242. В данном случае испытания проводятся с опытными фундаментами площадью не менее 4,0 м².

В.4.3.1 Расчет геомассива ВА из армозлементов (свай) по В.4.2.2 производят по предельным соотношениям для материала и грунта основания с учетом настоящих строительных правил и СП 5.01.03 с предварительным назначением типа армозлементов (свай) по В.4.2 настоящих строительных правил и количества (шаг, длина) в пределах контура плитного фундамента.

В.4.3.3 Несущую способность геомассива ВА по грунту от предельной нагрузки фундамента следует определять исходя из следующих схем его разрушения:

б) от проскальзывания (задавливания) армоэлементов с повышенной на порядок, относительно естественного грунта, прочностью материала (железобетонных, металлических и др.) при отсутствии буферного слоя и нагрузках на основание $0,8p_{\max} \geq R_0$ (где R_0 — расчетное сопротивление природного грунта);

По первой группе (несущей способности) следует выполнять расчет устойчивости основания плитного фундамента против сдвига (см. перечисление в), при отсутствии песчаного слоя и по перечислению б).

$$\frac{E_{stb}}{E_{dst}} \geq 1,25, \quad (\text{B.28})$$

В.4.4 Расчет осадок геомассива плитного фундамента

$$s \leq s_u; \Delta s_u/L \leq (\Delta s_u/L)_u, \quad (\text{B.29})$$
$$\mathbf{S} = \mathbf{S}_{\text{in}} + \mathbf{S}_{\text{ap}} + \mathbf{S}_0, \quad (\text{B.30})$$

s_u — предельно допустимое значение осадки плитного фундамента, устанавливаемое заданием на проектирование или определяемое по ТКП 45-5.01-67 (рекомендуемые средние (максимальные) осадки для жилых зданий $s_u \leq 5$ (8), для гражданских и промышленных зданий $s_u \leq 8$ (10)), см.

В.4.4.3 Расчет плитного фундамента на геомассиве из свай уплотнения по предельному состоянию второй группы (по деформациям) от действия вертикальных и комбинированных нагрузок производят как для условного фундамента (рисунок В.7) в соответствии с ТКП 45-5.01-67.

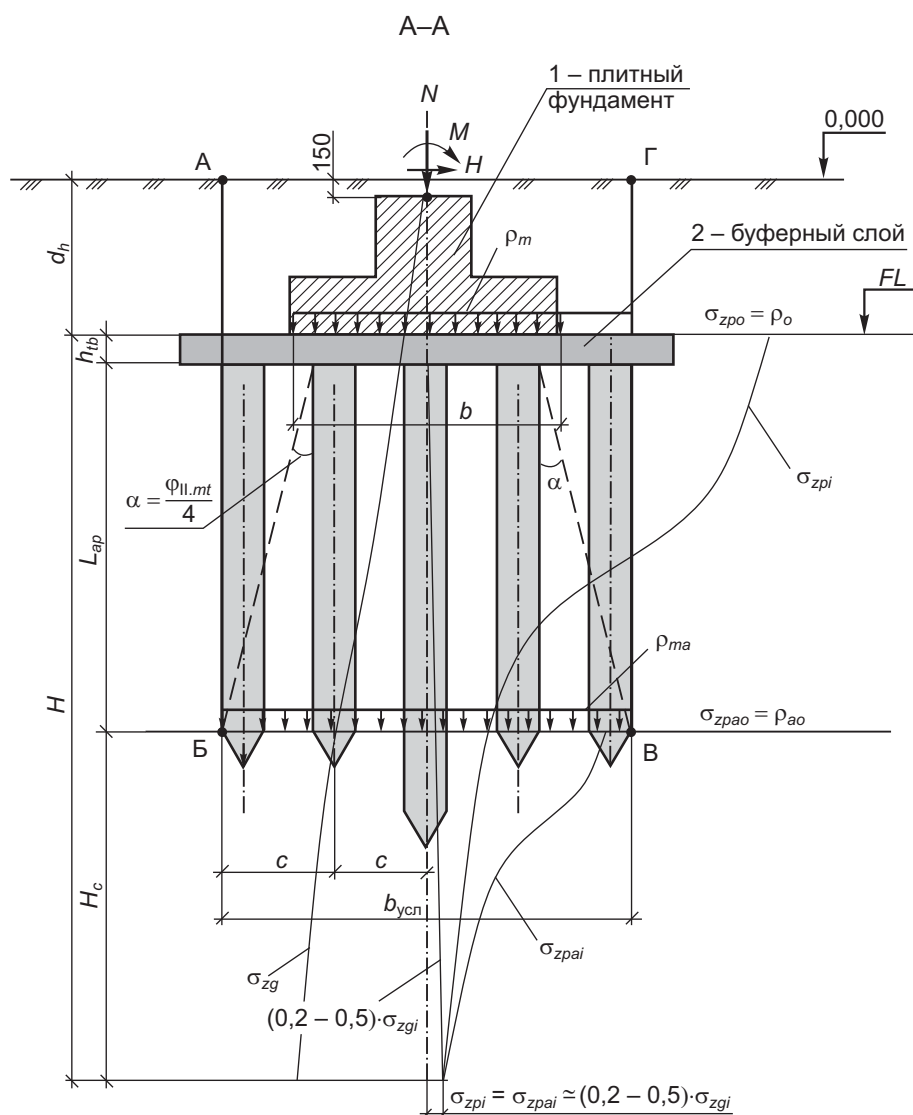
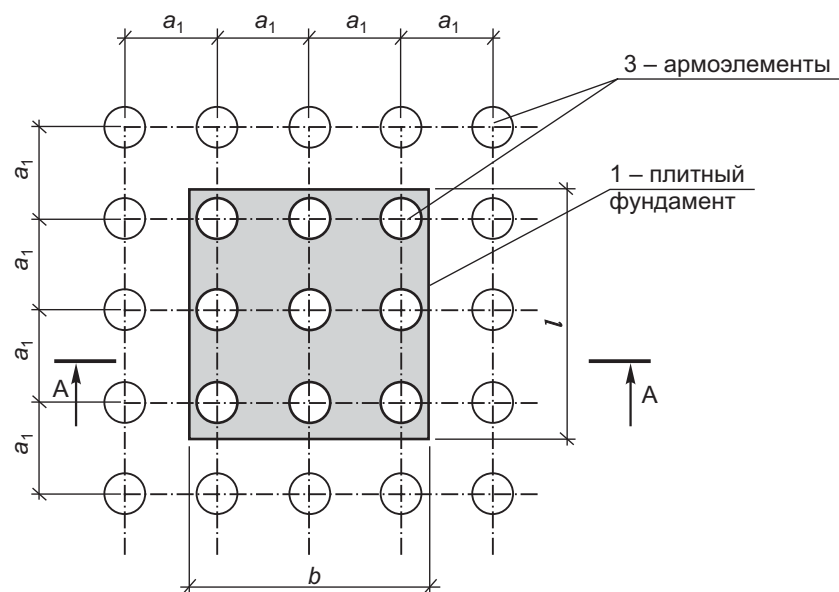


Рисунок В.7 — Расчетная схема на примере плитного столбчатого фундамента для расчета по второй группе предельных состояний

В.4.4.4 Конечную среднюю ожидаемую осадку армированного грунта s_{ap} для геомассива ВА плитного фундамента шириной до 5 м из армоэлементов вычисляют методом послойного суммирования в соответствии с рисунком В.7 по формуле.

$$s_{ap} = 0,8 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_s}, \quad (\text{В.31})$$

где σ_{zpi} — среднее давление в уровне слоя h_i , на которые разбивается сжимаемая зона основания плитного фундамента H_c , с учетом его веса и грунта на ступенях, МПа;

h_i — слои, м, на которые разбивается сжимаемая толща основания плитного фундамента H_c , определенная по ТКП 45-5.01-67, равные суммарной толщине песчаного слоя $h_{тб}$, геомассива из армоэлементов h_a и грунта h_0 ниже геомассива, если он выполнен не на всю толщину сжимаемой зоны H_c , разбитого на слои $h_i \leq 2$ м;

E_s — эквивалентный модуль деформации слоев армированного грунта в сжимаемой зоне основания плитного фундамента, МПа; определяют по формуле (В.19).

В.4.4.5 За предельное частное сопротивление основания армоэлементов (свай) в пробитых скважинах или забивных свай уплотнения (для В.4.3.3, перечисление в)) по результатам их испытаний F_{ui} , кН, выполненных согласно СТБ 2242, следует принимать величину нагрузки, при которой испытываемая свая получит осадку s , мм, меньшую или равную величине, определенной по формуле

$$s = \xi s_{u,mt}. \quad (\text{В.32})$$

В.4.4.6 Минимальные размеры плитных фундаментов из свай на геомассиве ВА устанавливают расчетом по ТКП 45-5.01-67 с соблюдением требований в части сопряжения фундаментов с надземными конструкциями зданий, а также с учетом принятой технологии изготовления геомассива.

В.4.4.7 Пример расчета геомассива ВА

Исходные данные

Требуется запроектировать геомассив ВА под плитный фундамент (рисунок В.8, поз. 1) административного здания с давлением на него от плитного фундамента $p_{\max} = 0,15$ МПа и допустимой (максимальной) осадкой $s_{u\max} = 8$ см. Основание сложено (сверху вниз): **1** — лессовидным суглинком ($\gamma_{\text{олл}} = 19,1$ кН/м³, $\gamma_s = 27,1$ кН/м³, $w_0 = 10$ %, $e_0 = 0,8$, $c_{0k} = 0,016$ МПа, $\varphi_{0k} = 15^\circ$, $E_0 = 4,5$ МПа) мощностью слоя грунта от 4 до 6 м, подстилаемым **2** — средним песком средней прочности ($\varphi = 35^\circ$, $E = 25$ МПа) мощностью до 7 м и далее на всю разведанную глубину **3** — суглинком средней прочности с включениями растительных остатков ($E = 10$ МПа, $\varphi_k = 17^\circ$, $I_{om} = 0,12$).

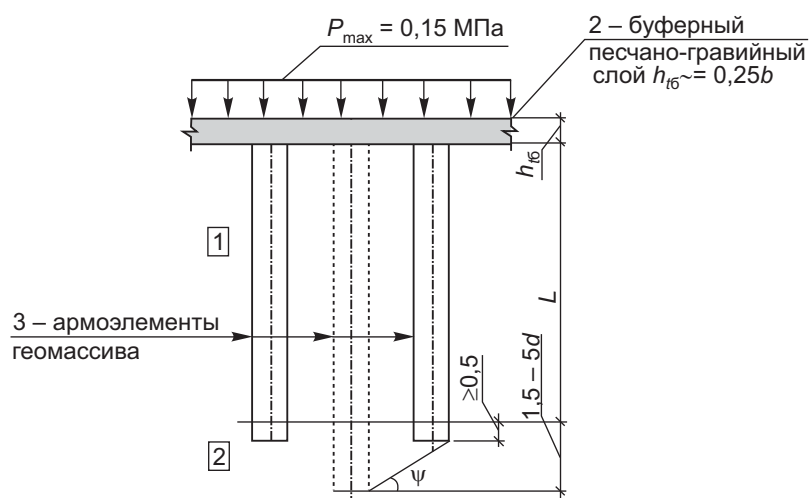


Рисунок В.8 — Расчетная схема геомассива к примеру расчета упрочняемого основания методом вертикального армирования

Решение

Исходя из технических возможностей строительной организации, в качестве армоэлементов (рисунок В.8, поз. 3) приняты набивные сваи в вытрамбованных скважинах диаметром $d_a = 0,3$ м ($A_a = 0,071$ м², $\gamma_a = 23$ кН/м³).

Расчет выполняется на 1 м² площади фундамента с нахождением оптимальных параметров геомассива ВА (из критерия: надежность при минимально необходимых размерах и шаге армоэлементов) в следующей последовательности.

1 По формуле (В.19) определяют требуемый минимальный эквивалентный модуль деформации $E_{\text{экв. min}}$, обеспечивающий надежность геомассива при максимально допустимой осадке $s_{u \max} \leq 8$ см и сжимаемой зоне грунта $H_c = \beta p_{\max} / \gamma_0 = 1 \cdot 0,15 / 0,0191 = 7,85$ м.

$$E_{\text{экв. min}} = \beta \cdot \frac{p_{\max} H_c}{s_u} = 1 \cdot \frac{0,15 \cdot 7,85}{0,08} \approx 15 \text{ МПа.}$$

2 На компрессионной кривой (данные лабораторных испытаний) определяют коэффициент эквивалентной пористости грунта $e_{\text{экв. расч}} = 0,65$, соответствующий эквивалентному модулю $E_{\text{экв. расч}} = 15$ МПа, и по формулам (В.26) и (В.27) находят количество армоэлементов и эквивалентный удельный вес геомассива с учетом устройства набивных свай на 1 м² площади фундамента.

$$n = \frac{A \Delta A}{A_a} = 1 \cdot \frac{0,8 - 0,65}{1 + 0,8} / 0,071 \approx 2 \text{ шт/м}^2.$$

$$\gamma_{\text{экв. расч}} = \frac{(1 - n A_a) \cdot \gamma_0 + n A_a \gamma_a}{A} = \frac{1 - 2 \cdot 0,071 \cdot 19,1 + 2 \cdot 0,071 \cdot 23}{1} = 19,73 \text{ кН/м}^3.$$

3 При расположении армоэлементов в шахматном порядке в плане фундамента по формулам (В.24) и (В.25) определяют допустимые максимальные шаг a и расстояние между ними l (см. рисунок В.8).

$$a_{\max} a_{l \max} = d_a \cdot \sqrt{\frac{\pi \gamma_0}{3,5 \cdot (\gamma_{\text{экв. расч}} - \gamma_0)}} = 0,3 \cdot \sqrt{\frac{3,14 \cdot 19,1}{3,5 \cdot (19,73 - 19,1)}} = 1,56 \approx 1,6 \text{ м;}$$

$$l_{\max} = \frac{a_{\max}}{2 \cos 45^\circ} = \frac{1,6}{2 \cdot 0,71} = 1,5 \text{ м.}$$

4 Определяют минимальную толщину буферного слоя (рисунок В.8, поз. 2) из песчано-щебеночной смеси ($E_{t6} \geq 20$ МПа и допустимой $s_u \leq 0,015$ м) по формуле (В.18):

$$h_{t6 \min} = \frac{s_u E_{\text{бп}} A_a}{p_{\max}} = \frac{0,015 \cdot 20 \cdot 0,142}{0,15} \approx 0,248 \text{ м} \approx 30 \text{ см.}$$

5 Длину крайних свай для геомассива назначают равной толщине первого слабого слоя плюс 0,5 м, что соответствует длине L от 4,5 до 6,5 м. Проверяют принятые параметры (n , a , L), исходя из критериев, что осадка геомассива не должна превышать критического значения $s < s_u$ по В.4.4 и давление геомассива на нижележащий грунт $\sigma_{zpi} < R_0$ (где R_0 — расчетное сопротивление подстилающего грунта по ТКП 45-5.01-67).

Проверка вышеуказанных критериев (расчет не приведен) показала, что условия непревышения предельных состояний для плитного фундамента на запроектированном геомассиве ВА при давлении на него $p = 0,15$ МПа — обеспечены.

В.5 Методы определения характеристического сопротивления грунта под подошвой фундамента

В.5.1 Характеристическое сопротивление грунта под подошвой фундаментов зданий и сооружений определяют:

а) с использованием физико-механических характеристик грунтов по результатам их испытаний в соответствии с В.5.1.1;

б) с использованием табличных значений расчетных сопротивлений R_0 , приведенных в ТКП 45-5.01-67, с учетом В.5.1.2 настоящих строительных правил.

В.5.1.1 Величину характеристического сопротивления грунта R_k , кПа, под подошвой фундамента с использованием физико-механических характеристик грунтов по результатам их испытаний определяют по формуле

$$R_k = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y k_z b \gamma_k + M_q d_l \gamma_k^1 + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma_k^1 + M_c c_k], \quad (\text{В.33})$$

- где γ_{c1}, γ_{c2} — коэффициенты условий работы; принимают по таблице В.12;
 k — безразмерный коэффициент; принимают: $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ_k и c_k) определены непосредственными испытаниями; $k = 1,1$, если они приняты на основе статистических или табличных данных;
 M_y, M_q, M_c — безразмерные коэффициенты; принимают по таблице В.13 в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ, \dots° ;
 k_z — безразмерный коэффициент; принимают: $k_z = 1$ при $b < 10$ м; при $b \geq 10$ м $k_z = Z_0/b + 0,2$ (здесь $Z_0 = 8$ м);
 b — ширина подошвы фундамента, м;
 γ_k — осредненное характеристическое значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;
 γ_k^1 — осредненное характеристическое значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, МПа;
 d_l — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, м;
 d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной $h_p > 2,0$ м принимают $d_b = 2,0$ м, при ширине подвала $B > 20$ м $d_b = 0$);
 c_k — характеристическое значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, МПа.

Значение d_l определяют по формуле

$$d_l = \frac{h_s + h_{cf} \gamma_{k,cf}}{\gamma_k^1}, \quad (\text{В.34})$$

- где h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;
 h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м;
 $\gamma_{k,cf}$ — расчетное значение удельного веса материала пола подвала, МПа.

Примечания к формуле (В.33)

- Данную формулу допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A принимают $b = \sqrt{A}$.
- Характеристическое значения удельного веса грунтов γ_k, γ_k^1 и материала пола подвала $\gamma_{k,cf}$, входящие в формулу (В.33), допускается принимать равными их нормативным значениям.
- Если $d_l > d$ (d — глубина заложения фундамента от уровня планировки) в формуле (В.33) принимается $d_l = d$ и $d_b = 0$.
- Характеристическое сопротивление основания R_k , МПа, сложенного крупнообломочными грунтами, вычисляется по формуле В.33 на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов.
- Если содержание заполнителя превышает 40 %, значение расчетного сопротивления грунта основания R_k , МПа, для крупнообломочных грунтов допускается определять по характеристикам заполнителя.
- Расчетное сопротивление грунтов основания R_k , МПа, в случае уплотнения или устройства грунтовых подушек следует определять исходя из задаваемых проектом расчетных значений физико-механических характеристик грунтов.

В.5.1.2 Расчетные табличные сопротивления грунтов основания $R_{k,0}$, приведенные в таблицах ТКП 45-5.01-67, предназначены для предварительного определения размеров фундаментов и окончательного — для зданий класса надежности RC1, имеющим ширину $b_0 = 1$ м и глубину заложения $d_0 = 2$ м.

Значение $R_{k,0}$ для назначения размеров фундаментов зданий при $d \leq 2$ м определяют по формуле (В.35), при $d > 2$ м — по формуле (В.36).

$$R_{k,0} = R_{k,0;2inf} \cdot [1 + k_1 \cdot (b - b_0) / b_0] \cdot (d + d_0) / 2d_0; \quad (\text{В.35})$$

$$R = R_{k,0;2sup} \cdot [1 + k_1 \cdot (b - b_0) / b_0] + k_2 \gamma'_k \cdot (d - d_0), \quad (\text{В.36})$$

где b и d — соответственно ширина и глубина проектируемого фундамента, м;

γ'_k — характеристический удельный вес грунта, расположенный выше подошвы фундамента, кН/м³;

k_1 — коэффициент; принимают равным 0,125 — для крупнообломочных и песчаных грунтов, кроме пылеватых; 0,05 — для пылеватых песков и глинистых грунтов;

k_2 — коэффициент; принимают равным 0,25 — для крупнообломочных и песчаных грунтов; 0,20 — для супесей и суглинков; 0,15 — для глин.

Таблица В.12 — Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} , γ_{c2}

Грунт	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины L сооружения или его отсека к высоте H (L/H), равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочный с песчаным заполнителем и песчаный, кроме мелких и пылеватых	1,40	1,20	1,40
Песок мелкий	1,30	1,10	1,30
Песок пылеватый:			
маловлажный и влажный	1,25	1,00	1,20
насыщенный водой	1,10	1,00	1,20
Глинистый, а также крупнообломочный с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя:			
до 0,25 включ.	1,25	1,00	1,10
св. 0,25 " 0,5 "	1,20	1,00	1,10
" 0,5 "	1,10	1,00	1,00
Примечания 1 К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения специальных мероприятий. 2 Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимают равным единице. 3 При промежуточных значениях L/H значение коэффициента γ_{c2} определяют интерполяцией.			

Таблица В.13 — Значения коэффициентов M_y , M_q , M_c

Угол внутреннего трения $\varphi_{k_1}, \dots^\circ$	Значения коэффициентов			Угол внутреннего трения $\varphi_{k_1}, \dots^\circ$	Значения коэффициентов		
	M_y	M_q	M_c		M_y	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,76
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,43	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,65	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Библиография

- [1] П18-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай
- [2] П19-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием
- [3] П13-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство буронабивных свай
- [4] СНБ 2.04.02-2000 Строительная климатология
- [5] П14-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство свайных и траншейных стен
- [6] П2-2000 к СНБ 5.01.01 Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов
- [7] П6-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство техногенных геомассивов из песчано-гравийных и щебеночных свай
- [8] П9-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование оснований и фундаментов в пучинистых при промерзании грунтах
- [9] Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Часть II. Промышленные и гражданские здания. — М.: Стройиздат, 1986. — 304 с.
- [10] П5-2000 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство оснований из насыпных, малопрочных и слабых грунтов, уплотненных вибродинамическим методом
- [11] П16-03 к СНБ 5.01.01-99 Земляные сооружения. Основания фундаментов. Производство работ
- [12] Правила по охране труда при выполнении строительных работ, утвержденные постановлением Министерства труда и социальной защиты Республики Беларусь и Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 31 мая 2019 г. № 24/33
- [13] Р1.02.133-2014 Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов) для плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь
- [14] СНиП II-7-81* Изд.1991 г. Строительство в сейсмических районах

СП 5.01.01-2023
ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ
ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Сдано в набор 11.11.2021. Подписано в печать 11.05.2023. Формат 60×84 1/8.
Бумага офсетная. Гарнитура Ариал. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 17,21. Уч.-изд. л. 14,48. Тираж экз. Заказ

Издатель и полиграфическое исполнение:
республиканское унитарное предприятие «СТРОЙТЕХНОРМ».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/536 от 08.11.2018.
Ул. Кропоткина, 89. 220002, г. Минск.