
ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО
ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ



НАЦИОНАЛЬНЫЙ
СТАНДАРТ
РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ

ГОСТ Р
*(проект,
первая редакция)*

**ДОРОГИ АВТОМОБИЛЬНЫЕ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ
МОСТОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ**

ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОПОР И ФУНДАМЕНТОВ

Настоящий проект стандарта не подлежит применению до его утверждения



Москва
Стандартинформ
2021

Предисловие

1 РАЗРАБОТАН Обществом с ограниченной ответственностью «Мастерская Мостов» (ООО «Мастерская Мостов»)

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК-418 «Дорожное хозяйство»

3 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от № ****-ст

4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Правила применения настоящего стандарта установлены в статье 26 Федерального закона от 29 июня 2015 г. № 162-ФЗ «О стандартизации в Российской Федерации». Информация об изменениях к настоящему стандарту публикуется (по состоянию на 1 января текущего года) в ежегодно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты», а текст изменений и поправок – в ежемесячно издаваемых информационных указателях «Национальные стандарты». В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего стандарта соответствующее уведомление будет опубликовано в ежемесячно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования – на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет (www.gost.ru).

© *Стандартинформ*, 2021

Настоящий стандарт не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения национального органа Российской Федерации по стандартизации

Содержание

1	Область применения
2	Нормативные ссылки
3	Термины и определения
4	Обозначения и сокращения
5	Основные положения
5.1	Общие указания
5.2	Виды опор и фундаментов мостовых сооружений.....
5.3	Основные требования к конструкциям
6	Материалы и полуфабрикаты
7	Основные конструктивные требования
7.1	Опоры
7.1.1	Общие конструктивные требования.....
7.1.2	Конструктивные требования к крайним опорам и сопряжению с подходами.....
7.2	Фундаменты
7.2.1	Глубина заложения фундаментов
7.2.2	Общие конструктивные требования.....
8	Нагрузки и воздействия
9	Расчет опор
9.1	Общие указания
9.2	Расчетные схемы опор
10	Расчет фундаментов
10.1	Общие указания
10.2	Расчетные модели
10.3	Расчет фундаментов на естественном основании
10.3.1	Расчет оснований по деформациям
10.3.2	Расчет оснований по несущей способности

10.4	Расчет фундаментов на искусственном основании.....
10.4.1	Основные указания по расчету
10.4.2	Расчетные методы определения несущей способности свай
10.4.3	Расчет свай, свайных и комбинированных свайно-плитных фундаментов по деформациям.....
10.5	Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на специфических грунтах и в особых условиях.....
10.5.1	Просадочные грунты
10.5.2	Набухающие грунты
10.5.3	Засоленные грунты.....
10.5.4	Органоминеральные и органические грунты
10.5.5	Элювиальные грунты
10.5.6	Намывные грунты
10.5.7	Закрепленные грунты.....
10.5.8	Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях
10.5.9	Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на закарстованных территориях.....
Приложение А	(обязательное) Сбор нагрузки от гидродинамического давления водного потока.....
Приложение Б	(обязательное) Методика определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления от собственного веса грунта на опоры мостов
Приложение В	(обязательное) Методика определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои) от транспортных средств автомобильных дорог
Приложение Г	(обязательное) Устойчивость опор против опрокидывания и сдвига

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

Приложение Д (обязательное) Устойчивость фундаментов против глубокого сдвига

Приложение Е (обязательное) Методика определения дополнительных давлений на основание устоя от веса примыкающей части подходной насыпи

Приложение Ж (обязательное) Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию

Приложение И (обязательное) Методика проверки несущей способности подстилающего слоя грунта

Приложение К (обязательное) Определение осадки основания фундамента методом линейно деформируемого слоя

Приложение Л (обязательное) Расчет свай на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента

Приложение М (обязательное) Расчеты несущей способности свай, взаимодействующих со скальными и полускальными грунтами по боковой поверхности

Приложение Н (обязательное) Расчет несущей способности пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i(p) > 0,025$

Приложение П (обязательное) Расчет осадки буронабивной сваи в билинейной постановке

Приложение Р (обязательное) Определение несущей способности свай в просадочных грунтах по их прочностным характеристикам

Приложение С (обязательное) Расчет свайных фундаментов на воздействие сил морозного пучения

Библиография

НАЦИОНАЛЬНЫЙ СТАНДАРТ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ДОРОГИ АВТОМОБИЛЬНЫЕ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

Мостовые сооружения
Правила проектирования опор и фундаментов
Automobile roads of general us. Bridge construction.
Design code for piers and foundations

Дата введения – 20__ - __ - __

1 Область применения

Настоящий стандарт устанавливает требования к правилам проектирования опор и фундаментов новых, реконструируемых и подвергаемых капитальному ремонту мостовых сооружений постоянного типа, а также пешеходных мостов.

Нормы стандарта не распространяются на проектирование:

- на железных дорогах;
- на автомобильных дорогах лесозаготовительных и лесохозяйственных организаций, не выходящих на сеть дорог общего пользования и к водным путям;
- галерей, конструкций для пропуска селей;
- служебных эстакад;
- коммуникационных сооружений, не предназначенных для пропуска транспортных средств и пешеходов.

Требования стандарта распространяются на мостовые сооружения, предназначенные для эксплуатации в любых климатических условиях и в районах с расчетной сейсмичностью до 9 баллов включительно.

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы нормативные ссылки на следующие стандарты:

ГОСТ 5180-2015	Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик
ГОСТ 5686-2012	Грунты. Методы полевых испытаний сваями
ГОСТ 8732-78	Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент (с Изменениями N 1, 2)
ГОСТ 8734-75	Трубы стальные бесшовные холоднодеформированные. Сортамент (с Изменениями N 1, 2, 3)
ГОСТ 10704-91	Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент (с Изменениями N 1, 2)
ГОСТ 12248-2010	Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости (с Поправкой)
ГОСТ 12536-2014	Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава

ГОСТ 19804-2012	Сваи железобетонные заводского изготовления. Общие технические условия
ГОСТ 20276-2012	Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости
ГОСТ 20295-85	Трубы стальные сварные для магистральных газонефтепроводов. Технические условия (с Изменениями N 1, 2)
ГОСТ 23278-2014	Грунты. Методы полевых испытаний проницаемости
ГОСТ 23740-2016	Грунты. Методы определения содержания органических веществ
ГОСТ 24847-2017	Грунты. Методы определения глубины сезонного промерзания
ГОСТ 25100-2011	Грунты. Классификация (с Поправками)
ГОСТ 25584-2016	Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации (с Поправкой)
ГОСТ 26607-85 (СТ СЭВ 4416-83)	Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Функциональные допуски
ГОСТ 27751-2014	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

ГОСТ 30416-2012

Грунты. Лабораторные
испытания. Общие положения

ГОСТ 30672-2012

Грунты. Полевые испытания.
Общие положения

ГОСТ 33178-2014

Дороги автомобильные общего
пользования. Классификация
мостов

ГОСТ 33384-2015

Дороги автомобильные общего
пользования. Проектирование
мостовых сооружений. Общие
требования

ГОСТ 33390-2015

Дороги автомобильные общего
пользования. Мосты. Нагрузки и
воздействия

ГОСТ 33391-2015

Дороги автомобильные общего
пользования. Мостовые
сооружения. Габариты
приближения конструкций

ГОСТ Р 52398-2005

Классификация автомобильных
дорог. Основные параметры и
требования

СП 21.13330.2012

Здания и сооружения на
подрабатываемых территориях и
просадочных грунтах.
Актуализированная редакция
СНиП 2.01.09-91 (с Изменением N
1)

СП 22.13330.2016

Основания зданий и сооружений.
Актуализированная редакция

	ГОСТ Р (проект, первая редакция)
	СНиП 2.02.01-83* (с Изменениями N 1, 2, 3)
СП 24.13330.2011	Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Опечаткой, с Изменениями N 1, 2, 3)
СП 25.13330.2012	Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88 (с Изменениями N 1-4)
СП 28.13330.2017	Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85 (с Изменениями N 1, 2)
СП 35.13330.2011	Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с Изменениями N 1, 2)
СП 45.13330.2017	Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87 (с Изменениями N 1, 2)
СП 47.13330.2016	Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

СП 48.13330.2019	Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004
СП 126.13330.2017	Геодезические работы в строительстве. Актуализированная редакция СНиП 3.01.03-84
СП 131.13330.2018	Строительная климатология Актуализированная редакция СНиП СНиП 23-01-99*
СНиП 12-04-2002	Безопасность труда в строительстве
СП 32-101-95	Проектирование и устройство фундаментов опор мостов в районах распространения вечномерзлых грунтов

Примечание – При пользовании настоящим стандартом целесообразно проверить действие ссылочных стандартов в информационной системе общего пользования — на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по соответствующим ежемесячно издаваемым информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный стандарт заменен (изменен), то при пользовании настоящим стандартом следует руководствоваться заменяющим (измененным) стандартом. Если ссылочный стандарт отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Термины и определения

3.1 В настоящем стандарте применены следующие термины с соответствующими определениями:

3.2

верификация: Проверка, подтверждение правильности каких-либо положений, расчетных алгоритмов, программ и процедур путем их сопоставления с опытными (эталонными или эмпирическими) данными, алгоритмами и результатами.

3.3

верхняя оценка: Решение, соответствующее наиболее высокому значению несущей способности (прочности или устойчивости), полученное аналитически или численно на основании применения кинематически допустимого поля скоростей в грунтовом основании.

3.4

водоупор (водоупорный слой грунта): Слабопроницаемый слой грунта, фильтрацией воды через который можно пренебречь.

3.5

геомассив: Ограниченная часть геосреды, влияющая на сооружения посредством гидрогеологических и геодинамических процессов (разломы, карсты, оползни);

3.6

геотехническая категория: Категория сложности объекта строительства с точки зрения проектирования оснований и фундаментов, определяемая в зависимости от уровня ответственности и сложности инженерно-геологических условий площадки строительства в соответствии с СП 47.13330.

3.7

геотехнические модели с двойным упрочнением: Модели механического поведения грунта, в которых вводятся поверхности

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

текучести при уплотнении и сдвиге, а также зависимость, описывающая поведения грунта при деформациях формоизменения.

3.8

геотехнический прогноз: Комплекс работ аналитического и расчетного характера, целью которых является качественная и количественная оценка поведения оснований, фундаментов и конструкций проектируемого сооружения и окружающей застройки в процессе строительства и эксплуатации.

3.9

геотехнический экран: Сплошная или прерывистая линейная конструкция, которая устраивается в грунтах из различных материалов и по различным технологиям, позволяющая снизить негативное влияние на окружающую застройку за счет отделения или ограничения области грунтового массива, в котором возникают изменения его напряженно-деформированного состояния от строительства новых заглубленных или подземных сооружений, от области грунтового массива, вмещающего конструкции фундаментов окружающей застройки (в т.ч. подземные коммуникации).

3.10

гидрогеологический прогноз: Комплекс работ расчетного характера, целью которых является качественная и количественная оценка изменений гидрогеологических условий, вызванных строительством.

3.11

горизонтальные перемещения: Горизонтальные составляющие деформаций основания, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т.д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т.п.

3.12

грунтоцементный элемент: Объем грунта, закрепленного цементным вяжущим по струйной или бурсмесительной технологии с приданием ему повышенной прочности и пониженной водопроницаемости.

3.13

защитные мероприятия: Комплекс организационно-технических мероприятий по защите окружающей застройки от сверхнормативных деформаций и прочих недопустимых воздействий, оказываемых негативным влиянием строительства или реконструкции.

3.14

инженерная цифровая модель местности (ИЦММ): Форма представления инженерно-топографического плана в цифровом объектно-пространственном виде для автоматизированного решения инженерных задач и проектирования объектов строительства. ИЦММ состоит из цифровой модели рельефа и цифровой модели ситуации.

3.15

комбинированный свайно-плитный фундамент: Фундамент, состоящий из железобетонной плиты (свайного ростверка) и свай, совместно передающих нагрузку на основание.

3.16

компенсационные мероприятия: Мероприятия, направленные на сохранение или восстановление напряженно-деформированного состояния оснований реконструируемых сооружений или сооружений окружающей застройки и гидрогеологического режима.

3.17

коэффициент переуплотнения грунта; OCR: Отношение вертикального эффективного напряжения от собственного веса грунта к напряжению предварительного уплотнения (предуплотнения).

3.18

куст свай: Компактно размещаемая группа свай, объединенная ростверком и передающая нагрузку на основание, как правило, от

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

одиночной колонны или опоры.

3.19

малозаглубленный фундамент: Фундамент с глубиной заложения подошвы выше расчетной глубины сезонного промерзания грунта.

3.20

наблюдательный метод: Метод проектирования, изначально предполагающий возможность корректировать проект на основании результатов геотехнического мониторинга.

3.21

напряжение предварительного уплотнения: Условное максимальное вертикальное эффективное напряжение, которое испытывал грунт за время своего существования.

3.22

насадка: Элемент свайной или стоечной (железобетонной или деревянной) опоры, объединяющий поверху головы свай или стоек.

3.23

научно-техническое сопровождение: Комплекс работ научно-аналитического, методического, информационного, экспертно-контрольного и организационного характера, осуществляемых в процессе изысканий, проектирования и строительства в целях обеспечения надежности сооружений с учетом применения нестандартных расчетных методов, конструктивных и технологических решений.

3.24

окружающая застройка: Существующие здания и сооружения, инженерные и транспортные коммуникации, расположенные вблизи объектов нового строительства или реконструкции.

3.25

опора моста: Несущий элемент мостового сооружения, поддерживающий пролетные строения и передающий нагрузки от них

на фундамент.

3.26

мостовое сооружение: Искусственное сооружение над препятствиями для пропуска транспорта и пешеходов, а также водотоков, селей, скота, коммуникаций различного назначения - порознь или в различных комбинациях;
[ГОСТ 33384-2015, пункт 3.7]

3.27

несущая способность свай: Предельное сопротивление основания одиночной сваи по условию ограничения развития в нем деформаций сдвига в соответствии с заранее заданным условием.

3.28

нижняя оценка: Решение, соответствующее наиболее низкому значению несущей способности (прочности или устойчивости), полученное аналитически или численно на основании применения статически допустимого поля напряжений в грунтовом основании.

3.29

обобщенный нагрузочный эффект: Нагрузка на основание от сооружения.

3.30

осадки: Вертикальные составляющие деформаций основания, происходящие в результате внешних воздействий и в отдельных случаях от собственного веса грунта, не сопровождающиеся изменением его структуры.

3.31

оседания: Деформации земной поверхности, вызываемые подработкой, изменением гидрогеологических условий, карстово-суффозионными процессами и т.п.

3.32

основание свай: Часть массива грунта, воспринимающая нагрузку,

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

передаваемую сваей, и взаимодействующая со сваей.

3.33

основание сооружения: Массив грунта, взаимодействующий с сооружением.

3.34

особые условия: Условия, характеризующиеся наличием:

- неблагоприятных геологических и инженерно-геологических процессов (карст, суффозия, горные подработки, оползни и т.д.);
- сейсмических, динамических и других воздействий;
- специфических грунтов (просадочные, набухающие, засоленные и др.).

3.35

отрицательные (негативные) силы трения: Силы, возникающие на боковой поверхности свай при превышении осадкой околосвайного грунта осадки свай и направленные вниз.

3.36

площадка подферменная: Верхняя поверхность оголовка подферменной плиты, ригеля насадки, служащая для установки подферменников или опорных частей пролетного строения.

3.37

подземное сооружение или подземная часть сооружения: Сооружение или часть сооружения, расположенные ниже уровня поверхности земли (планировки).

3.38

подъемы и осадки: Вертикальные составляющие деформаций основания, связанные с изменением объема грунтов при изменении их влажности или воздействием химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта).

3.39

подферменник (подферменный камень): Элемент верхней части опоры моста, выполненный из камня или в виде железобетонного выступа на подферменной площадке, предназначенный для установки опорных частей и служащий для распределения опорного давления пролетного строения на тело опоры.

3.40

поровое давление: Напряжения в основании, передающиеся через поровую жидкость.

3.41

провалы: Деформации земной поверхности с нарушением сплошности грунтов, образующиеся вследствие обрушения толщи грунтов над карстовыми полостями, горными выработками или зонами суффозионного выноса грунта.

3.42

просадки: Вертикальные составляющие деформаций основания, происходящие в результате уплотнения грунта и коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, например, как замачивание просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзшем грунте и т.п.

3.43

проектная ситуация: Учитываемый при проектировании и расчете сооружения комплекс наиболее неблагоприятных условий, которые могут возникнуть при его возведении и эксплуатации.

3.44

проектные параметры: Параметры, отражающие состояние системы "основание - сооружение", задаваемые в проекте и контролируемые при строительстве и эксплуатации.

3.45

проектный сценарий: Учитываемый при проектировании и расчете

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

сооружения комплекс наиболее неблагоприятных последовательностей изменения взаимосвязанных проектных ситуаций, которые могут возникнуть при его возведении и эксплуатации.

3.46

прочность грунтоцемента: Сопротивление одноосному сжатию статической нагрузкой до физического разрушения.

3.47

расчетная нагрузка, передаваемая на сваю: Нагрузка, равная продольному усилию, возникающему в свае от проектных воздействий на фундамент при наиболее невыгодных их сочетаниях.

3.48

ростверк: Распределительная балка или плита, объединяющая головы свай и перераспределяющая на них нагрузку от вышерасположенных конструкций. Различают высокий ростверк, если его подошва располагается выше поверхности грунта, и низкий ростверк, если его подошва опирается на грунт или заглубляется в нем.

3.49

свайное поле: Большая группа свай, объединенная общим ростверком, передающая нагрузку на основание от системы колонн или опор.

3.50

свайный фундамент: Комплекс свай, объединенных в единую конструкцию, передающую нагрузку на основание.

3.51

свая: Погруженная в грунт или изготовленная в грунте вертикальная или наклонная конструкция, предназначенная для передачи нагрузки на основание.

3.52

свая буроинъекционная: Буровая свая диаметром менее 350 мм,

устанавливаемая путем инъекции мелкозернистой бетонной смеси в буровую скважину, в том числе через полый шнек.

3.53

свая винтовая лопастная (СВЛ): Изделие, состоящее из металлической винтовой лопасти (или нескольких лопастей) и трубчатого металлического ствола со значительно меньшей по сравнению с лопастью площадью поперечного сечения; лопасти размещены в нижней части или по длине ствола.

3.54

свая винтовая конусно-спиральная (СВКС): Изделие, состоящее из круглой металлической трубы с обжатым в ротационно-ковочной машине и закованным в прессе конусом с острым наконечником, с приваренной на конусной и прямой частях трубного корпуса многовитковой спиралью.

3.55

свая висячая: Свая, передающая нагрузку на основание через боковую поверхность и пятю.

3.56

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

3.57

свая-стойка: Свая, опирающаяся на скальные или слабдеформируемые грунты и передающая нагрузку на основание преимущественно через пятю.

3.58

сопоставимый геотехнический опыт: Ранее полученная документированная либо иная четко установленная информация, включающая свойства грунтов, конструкций, нагрузок и технологий строительства, аналогичные используемым в проекте.

3.59

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

сопряжение с подходами: Конструктивное выполнение узла примыкания мостового сооружения к насыпи подхода за устоем;

3.60

специализированные организации: Организации, основным направлением деятельности которых является выполнение комплексных инженерных изысканий и проектирование оснований, фундаментов и подземных частей сооружений, располагающие квалифицированным и опытным персоналом, в т.ч. с обязательным привлечением научных кадров, соответствующим сертифицированным оборудованием и программным обеспечением.

3.61

срок эксплуатации сооружения: Проектный срок эксплуатации сооружения, принимаемый в соответствии с ГОСТ 33178.

3.62

струйная цементация: Закрепление грунта технологиями, позволяющими разрушать грунт струей цементного раствора (jet1) или струей цементного раствора, усиленной воздушным потоком (jet2), или струей воды с последующей подачей цементного раствора (jet3) для смешения его с грунтом и создания элемента из закрепленного грунта, обладающего заданными прочностными свойствами.

3.63

стенка шкафная: Элемент верхней части устоя, отделяющий торец пролетного строения и зону расположения опорных частей от грунта насыпи подхода.

3.64

трубобетон: конструкции из тонкостенных стальных труб, заполненных бетоном.

3.65

устой диванного типа: Береговая опора в виде уголкового блока (дивана), опирающаяся горизонтальной полкой на грунт насыпи;

3.66

устой обсыпной: Устой, большая часть которого находится в грунте конуса насыпи, выступающего за переднюю стенку устоя.

3.67

устой (опора береговая): Крайняя опора моста в сопряжении его с геомассивом берегового склона и подходной насыпи, воспринимающая нагрузки от пролетного строения и переходной плиты и давления грунта геомассива берегового склона и насыпи;

3.68

устой с отдельными функциями: Крайняя опора моста, воспринимающая только нагрузки от пролетного строения и переходной плиты. При этом давление грунта воспринимается армогрунтовой системой, полностью изолирующей опору от взаимодействия с грунтом насыпи";

3.69

фундамент сооружения: Часть сооружения, которая служит для передачи нагрузки от сооружения на основание.

3.70

элемент закрепленного грунта: Объем грунта, закрепленного каким-либо технологическим способом, характеризующийся геометрическими параметрами и физико-механическими свойствами, назначенными при проектировании и подтвержденными опытными работами.

3.71

эталонная свая: Стандартизованная металлическая конструкция (по ГОСТ 5686), используемая для оценки по результатам ее статического испытания несущей способности забивных свай.

3.72

эффективные напряжения: Напряжения в основании, передающиеся через скелет грунта.

4 Обозначения и сокращения

Коэффициенты надежности

- γ_c – коэффициент условий работы;
 γ_f – по нагрузке;
 γ_g – по грунту;
 γ_m – по материалу;
 γ_n – по ответственности.

Характеристики грунтов

- \bar{X} – среднее значение характеристики;
 X_n – нормативное значение;
 X – расчетное значение;
 α – доверительная вероятность (обеспеченность) расчетных значений;
 ρ – плотность;
 ρ_d – плотность в сухом состоянии;
 ρ_{bf} – плотность обратной засыпки;
 e – коэффициент пористости;
 w – влажность природная;
 w_p – влажность на границе пластичности (раскатывания);
 w_L – влажность на границе текучести;
 w_{eq} – конечная (установившаяся) влажность;
 w_{sat} – влажность, соответствующая полному водонасыщению;
 w_{sl} – начальная просадочная влажность;
 w_{sv} – влажность набухания;
 w_{sh} – влажность на пределе усадки;
 S_r – коэффициент водонасыщения;
 I_L – показатель текучести;
 γ – удельный вес;

γ_{sb}	– удельный вес с учетом взвешивающего действия воды;
p_{sl}	– начальное просадочное давление;
p_{sw}	– давление набухания;
ε_{sl}	– относительная просадочность (относительная деформация просадочности);
ε_{sw}	– относительное набухание;
ε_d	– относительная линейная деформация виброползучести;
ε_{sh}	– относительная линейная усадка;
I_r	– относительное содержание органического вещества;
ε_{sf}	– относительное суффозионное сжатие;
D_{dp}	– степень разложения (торфа);
c	– удельное сцепление;
φ	– угол внутреннего трения;
E	– модуль деформации;
ν	– коэффициент поперечной деформации;
R_c	– предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов;
c_v	– коэффициент консолидации;
c_u	– сопротивление грунта недренированному сдвигу;
K_r	– коэффициент релаксации;
σ_r	– начальное напряжение релаксации;
OCR	– коэффициент переуплотнения.

Нагрузки, напряжения, сопротивления

F	– сила, расчетное значение силы;
f	– сила на единицу длины;
F_v, F_h	– вертикальная и горизонтальная составляющие силы; – силы, действующие по плоскости скольжения,
$F_{s,a}, F_{s,r}$	соответственно сдвигающие и удерживающие (активные и реактивные);

- N – сила нормальная к подошве фундамента;
- n – то же, на единицу длины;
- G – собственный вес фундамента;
- q – равномерно распределенная вертикальная пригрузка;
- p – среднее давление под подошвой фундамента;
- σ – нормальное напряжение;
- τ – касательное напряжение;
- u – избыточное давление в поровой воде;
- σ_r – вертикальное нормальное напряжение суммарное;
- σ_{rg} – то же, от собственного веса грунта;
- σ_{rp} – то же, от внешней нагрузки (давления фундамента);
- R – расчетное сопротивление грунта основания;
- R_0 – расчетное сопротивление грунта основания для предварительного назначения размеров фундаментов;
- F_u – сила предельного сопротивления основания, соответствующая исчерпанию его несущей способности.

Деформации оснований и сооружений

- \bar{s} – средняя осадка основания фундамента;
- s_{sl} – просадка основания;
- h_{sw} – подъем основания при набухании грунта;
- s_{sh} – осадка основания в результате высыхания набухшего грунта;
- s_{sf} – суффозионная осадка;
- Δs – разность осадок (просадок) фундаментов;
- i – крен фундамента (сооружения);
- v – относительный угол закручивания;
- u_h – горизонтальное перемещение;
- s_u – предельное значение деформации основания фундаментов;

- $S_{u,s}$ – то же, по технологическим требованиям;
- $S_{u,f}$ – то же, по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций.

Геометрические характеристики

- b – ширина подошвы фундамента;
- B – ширина подвала;
- B_w – ширина источника замачивания (замачиваемой площади);
- l – длина подошвы фундамента;
- $\eta = l/b$ – соотношение сторон подошвы фундамента;
- A – площадь подошвы фундамента;
- L – длина здания;
– глубина заложения фундамента соответственно от
- d, d_n, d_1 уровня планировки, от поверхности природного рельефа и приведенная от пола подвала;
- d_b – глубина подвала от уровня планировки;
- d_f, d_{fn} – глубина сезонного промерзания грунта соответственно, расчетная и нормативная;
- d_w – глубина расположения уровня подземных вод;
- $\lambda = d/b$ – относительное заглубление фундамента;
- h – толщина слоя грунта;
- H_c – глубина сжимаемой толщи;
- H_{sl} – толщина слоя просадочных грунтов (просадочная толща);
- h_{sl} – толщина зоны просадки;
- $h_{sl,p}$ – то же, от внешней нагрузки;
- $h_{sl,g}$ – то же, от собственного веса грунта;
- H_{sw} – толщина зоны набухания;
- H_{sh} – то же, усадки;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- H_l – толщина выщелачиваемой зоны;
- z – глубина (расстояние) от подошвы фундамента;
- $\zeta = 2z/b$ – относительная глубина;
- DL – отметка планировки;
- NL – отметка поверхности природного рельефа;
- FL – отметка подошвы фундамента;
- $B.C$ – нижняя граница сжимаемой толщи;
- $B.SL$ – то же, просадочной толщи;
- $B.SW$ – нижняя граница зоны набухания;
- $B.SH$ – то же, зоны усадки;
- WL – уровень подземных вод.

5 Основные положения

5 Основные положения

5.1 Общие указания

5.1.1 Опоры и фундаменты мостовых сооружений следует проектировать капитального типа. При проектировании новых, реконструируемых и подвергаемых капитальному ремонту опор и фундаментов следует:

- обеспечить требуемую надежности конструкций от возникновения предельных состояний;

- выполнять требования к эксплуатационным характеристикам транспортных сооружений, а именно, обеспечению надежности, долговечности и бесперебойной эксплуатации сооружений, а также безопасности и плавности движения транспортных средств, безопасности для пешеходов и охране труда в процессе строительства и эксплуатации;

- обеспечить эксплуатационные характеристики сооружения на весь период его эксплуатации;

- принять проектные решения, обеспечивающие экономное расходование материалов, оптимальное использование физико-механических свойств основания, экономию топливных и энергетических ресурсов, снижение стоимости и трудоемкости строительства и эксплуатации;

- обеспечить внедрение инновационных конструкций и технологий, новых строительных материалов;

- предусмотреть использование деталей, изделий и материалов, отвечающих требованиям государственных стандартов;

- учесть перспективы развития транспортных средств и дорожной сети, реконструкции имеющихся и строительства новых подземных и наземных коммуникаций, благоустройства и планировки населенных пунктов, сельскохозяйственного освоения земель;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- предусмотреть меры по охране окружающей среды (в том числе по предотвращению заболачивания, проявления термокарстовых, эрозионных, наледных и других опасных процессов), по поддержанию экологического равновесия и охране рыбных запасов;

- предусмотреть разработку технологических регламентов, необходимых для реализации принятых конструктивно-технологических решений;

- основные технические решения, принимаемые в проектах новых и реконструируемых опор и фундаментов мостовых сооружений, следует обосновать путем сравнения технико-экономических показателей конкурентоспособных вариантов.

5.1.2 Опоры и фундаменты мостовых сооружений должны удовлетворять общим требованиям, представленным в ГОСТ 33384.

5.1.3 Опоры и фундаменты мостовых сооружений должны удовлетворять рекомендуемой проектной долговечности в соответствии с ГОСТ 33178.

5.1.4 Габариты приближения следует принимать по ГОСТ 33391.

5.1.5 Уровень ответственности сооружения следует устанавливать в соответствии с [1], [2] и требованиями ГОСТ 27751.

5.2 Виды опор и фундаментов мостовых сооружений

5.2.1 Функциональное назначение опор и фундаментов - передача на грунт основания вертикальных и горизонтальных нагрузок, воздействующих на мостовое сооружение.

5.2.2. Официальная классификация опор и фундаментов мостовых сооружений представлена в ГОСТ 33178.

5.2.1 Виды опор

5.2.1.1 Опоры мостов подразделяются на концевые (устои) и промежуточные.

5.2.1.2 В зависимости от жесткости в продольном направлении:

- жесткие - каждая опора воспринимает все горизонтальные нагрузки.;

- гибкие – перераспределяющие горизонтальные усилия между собой пропорционально жесткости каждой опоры.

5.2.1.3 По конструкции опоры могут быть классифицированы следующим образом:

- массивные опоры - каменные, бутобетонные, бетонные (монолитные, сборно-монолитные или сборные), в том числе с облицовкой из натурального камня или бетонных блоков. Опоры возводятся как на фундаментах мелкого заложения (на естественном основании), так и на свайных фундаментах из свай различных типов.

- свайные (столбчатые) опоры - конструкции, состоящие из одного или нескольких рядов свай (столбов), объединенных попереху насадкой (ригелем), на которую устанавливаются пролетные строения.

- стоечные (рамные) опоры в виде плоских или пространственных рам из стоек деревянных, металлических или железобетонных, объединяемых попереху насадкой (ригелем). В некоторых случаях рамы снабжены горизонтальными и наклонными связями. Фундаменты стоечных (рамных) опор - мелкого заложения или свайные (аналогично массивным опорам);

- пустотелые опоры, выполняемые из монолитного бетона или из замкнутых бетонных блоков, устанавливаемых на фундамент любого типа и объединяемых попереху железобетонной плитой сплошного сечения. Пустотелые опоры проектируются как бетонные (без вертикального армирования) или железобетонные с ненапрягаемой или напрягаемой арматурой;

- комбинированные опоры - имеющие нижнюю (цокольную) часть массивной конструкции и верхнюю часть стоечную (рамную) или пустотелую. Высота цокольной части определяется возвышением

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

уровня высокого ледохода над уровнем низкой межени.

5.2.1.4 В зависимости от расположения в конусе подходной насыпи, устои подразделяются на:

- необсыпные, длина которых не менее длины конуса, причем подошва конуса не выходит за переднюю грань устоя.
- обсыпные - расположенные в теле конуса.
- лежневые – расположенные на конусе.

5.2.1.5 Опора любого из перечисленных типов, как правило, состоит из следующих элементов:

- оголовок - верхняя часть опоры, на которой размещены подферменные площадки, предназначенные для установки и крепления опорных частей. Функциональная задача оголовка - распределение нагрузки от опорных частей на нижележащие элементы опоры. В свайных и стоечных опорах в качестве оголовка используется насадка (ригель);

- тело опоры - средняя по высоте часть опоры, конструкция которой и определяет ее тип;

- фундамент - нижняя часть опоры, размещенная или заделанная в грунте основания.

В свайных опорах и их разновидностях сваи являются элементами и тела опоры, и фундамента одновременно.

5.2.1.6 Элементы или части опоры в зависимости от их положения относительно уровней воды могут быть отнесены к надводной или надземной незатопляемой зоне, расположенной на 1 м выше наивысшего уровня ледохода или поверхности грунта; подводной или подземной зоне, расположенной на 0,5 м ниже нижней поверхности слоя льда наинизшего ледостава или половины глубины промерзания грунта; зоне переменного уровня воды, расположенной между указанными выше зонами.

5.2.2 Виды фундаментов

5.2.2.1 Различают следующие виды фундаментов:

- мелкого заложения;
- глубокого заложения, к которым относятся свайные и столбчатые, а также массивные фундаменты в виде опускных колодцев и кессонов.

Фундаменты глубокого заложения отличаются развитием значительных реактивных составляющих давления грунта, которые учитывают при расчете этих фундаментов.

5.2.2.2 Основание, на которое опирается фундамент сооружения, может быть естественным или искусственным. Если фундамент возводится на грунте с сохранением его природных качеств, то такое основание называют естественным. Если грунты перед возведением укрепляют тем или иным способом, то основание называют искусственным.

Конструкция искусственного основания входит в общем случае в состав фундамента.

5.2.2.3 По способу заглубления в грунт различают следующие виды свай:

а) забивные и вдавливаемые (далее - забивные) железобетонные, деревянные и стальные предварительно изготовленные, погружаемые в грунт за счет вытеснения, а также путем установки в лидерные скважины при помощи молотов, вибропогружателей, вибровдавливающих, виброударных и вдавливающих устройств, а также железобетонные круглые полые сваи диаметром до 0,8 м, заглубляемые вибропогружателями без выемки или с частичной выемкой грунта и не заполняемые бетонной смесью (ГОСТ 19804);

б) сваи-оболочки железобетонные диаметром более 0,8 м, погружаемые вибропогружателями с выемкой грунта из их полости и

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

заполняемые частично или полностью бетонной смесью, а также сваи в виде металлических труб, погружаемые с открытым нижним концом без выемки грунта;

в) набивные бетонные и железобетонные, устраиваемые в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного вытеснения - отжатия грунта;

г) буровые железобетонные, устраиваемые в грунте путем заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них предварительно изготовленных железобетонных элементов;

д) винтовые сваи, состоящие как минимум из одной металлической винтовой лопасти (спирали) и трубчатого металлического ствола со значительно меньшей по сравнению с лопастью площадью поперечного сечения, погружаемые в грунт путем ее завинчивания в сочетании с регулируемым вдавливанием с лидерными скважинами или без них.

5.2.2.4 По условиям взаимодействия с грунтом сваи следует подразделять на сваи-стойки и висячие (сваи трения).

К сваям-стойкам следует относить сваи всех видов, опирающиеся на скальные и слабдеформируемые грунты, а забивные сваи, кроме того, на слабдеформируемые грунты (ГОСТ 25100), и передающие нагрузку на основание преимущественно по пяте сваи.

К висячим сваям (сваям трения) следует относить сваи всех видов, опирающиеся на деформируемые грунты и передающие нагрузку на основание боковой поверхностью и нижним концом.

5.2.2.5 Забивные и вдавливаемые железобетонные сваи размером поперечного сечения 0,8 м включительно и железобетонные сваи-оболочки следует подразделять:

а) по способу армирования - на сваи и сваи-оболочки с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и на предварительно напряженные со стержневой или проволочной

продольной арматурой (из высокопрочной проволоки и арматурных канатов) с поперечным армированием и без него;

б) по форме поперечного сечения - на сваи квадратные, прямоугольные, таврового и двутаврового сечений, квадратные с круглой полостью, полые круглого сечения;

в) по форме продольного сечения - на призматические, цилиндрические, с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, трапецеидальные);

г) по конструктивным особенностям - на сваи цельные и составные (из отдельных секций);

д) по конструкции нижнего конца - на сваи с заостренным или плоским нижним концом, или объемным уширением (булавовидные) и на полые сваи с закрытым или открытым нижним концом или с камуфлетной пятой.

Сваи забивные с камуфлетной пятой устраивают путем забивки полых свай круглого сечения с закрытым стальным полым наконечником с последующим заполнением полости сваи и наконечника бетонной смесью и устройством с помощью взрыва камуфлетной пяты в пределах наконечника. В проектах таких свай следует предусматривать указания о соблюдении правил производства буровзрывных работ.

5.2.2.6 Набивные сваи по способу устройства подразделяют на:

а) вытеснительные, устраиваемые путем погружения (забивкой, вдавливанием или завинчиванием) инвентарных труб, нижний конец которых закрыт оставляемым в грунте башмаком (наконечником) или бетонной пробкой, с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью, в том числе после устройства уширения из втрамбованной сухой бетонной смеси;

б) виброштампованные, устраиваемые в пробитых скважинах путем заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом или закрепленным на ней вибропогружателем;

в) в выштампованном ложе, устраиваемые путем выштамповки в грунте скважин пирамидальной или конусной формы с последующим заполнением их бетонной смесью.

5.2.2.7 Буровые сваи по способу устройства подразделяют на:

а) буронабивные сплошного сечения с уширениями и без них, бетонируемые в скважинах, пробуренных в глинистых грунтах выше уровня подземных вод без крепления стенок скважин, а в любых грунтах ниже уровня подземных вод - с креплением стенок скважин глинистым раствором или инвентарными извлекаемыми обсадными трубами;

б) буронабивные с применением технологии непрерывного полого шнека;

в) баретты - буровые сваи, изготавливаемые технологическим оборудованием типа плоский грейфер или гидрофреза;

г) буронабивные с камуфлетной пятой, устраиваемые путем бурения скважин с последующим образованием уширения взрывом (в том числе электрохимическим) и заполнением скважин бетонной смесью;

д) буроинъекционные диаметром 0,15-0,35 м, устраиваемые в пробуренных скважинах путем нагнетания (инъекции) в них мелкозернистой бетонной смеси, а также устраиваемые полым шнеком или с использованием не извлекаемых буровых штанг;

е) буроинъекционные диаметром 0,15-0,35 м, выполняемые с уплотнением окружающего грунта путем обработки скважины по разрядно-импульсной технологии (серией разрядов импульсов тока высокого напряжения - РИТ);

ж) сваи-столбы, устраиваемые путем бурения скважин с уширением или без него, укладки в них омоноличивающего цементно-

песчаного раствора и опускания в скважины предварительно изготовленных цилиндрических или призматических элементов сплошного сечения со сторонами или диаметром 0,8 м и более;

з) буроопускные сваи с камуфлетной пятой, отличающиеся от буронабивных свай с камуфлетной пятой (см. подпункт "г") тем, что после образования и заполнения камуфлетного уширения в скважину опускают железобетонную сваю.

5.3 Основные требования к конструкциям

5.3.1 Конструктивные, архитектурные и объемно-планировочные решения опор и фундаментов мостовых сооружений, применяемые материалы и изделия должны быть технологически целесообразными и исполнимыми при строительстве, текущем содержании в период эксплуатации, при ремонтах и реконструкции.

При применении в конструкциях сооружений типовых элементов или стандартных деталей необходимо учитывать установленные для них допустимые отклонения формы и геометрических размеров согласно ГОСТ 26607. Для нетиповых элементов и нестандартных изделий при соответствующем обосновании могут быть установлены свои значения допустимых отклонений.

5.3.2 Основные размеры опор и фундаментов новых мостовых сооружений, а также массу и размеры элементов сборных конструкций следует назначать с учетом условий изготовления и возможности использования при монтаже и перевозке общестроительных и специализированных кранов и транспортных средств серийного производства.

5.3.3 Проектные решения оснований и фундаментов должны обеспечивать невозможность наступления какого-либо предельного состояния.

5.3.4 При выборе места мостового перехода через судоходные реки по возможности следует обеспечивать взаимопараллельность оси судового хода, направления течения воды и плоскостей опор, обращенных в сторону судоходных пролетов.

5.3.5 Различные по величине осадки соседних опор не должны вызывать появления в продольном профиле дополнительных углов перелома, превышающих для автодорожных и городских мостов 2‰.

5.3.6 Все видимые поверхности опор должны быть доступны для осмотра и ухода, для чего следует устраивать проходы, люки, лестницы, перильные ограждения (высотой не менее 1,10 м), специальные смотровые приспособления, а также, при необходимости, закладные части для подвески временных подмостей. На мостах с балочными пролетными строениями и подвижными опорными частями следует предусматривать условия для выполнения работ по регулированию положения, ремонту или замене опорных частей.

5.3.7 Фундаменты мостовых сооружений следует проектировать на основе полных данных по инженерно-геологическим изысканиям, приведенным в СП 22.13330.

5.3.8 Для выбора типа основания и фундаментов, назначения расчетной схемы взаимодействия конструкций сооружения с основанием, уточнения требований к предельным деформациям основания фундаментов проектируемого сооружения, геотехнического прогноза его влияния на окружающую застройку и т.д. необходимо учитывать конструктивные решения проектируемого сооружения, способы и последовательность его возведения, а также условия последующей эксплуатации.

5.3.9 При проектировании оснований и фундаментов сооружений необходимо соблюдать требования нормативных документов по организации строительства (СП 48.13330), земляным работам (СП 45.13330), геодезическим работам (СП 126.13330), технике

безопасности (СНиП 12-04) и т.п.

5.3.10 При возведении нового объекта или реконструкции существующего сооружения на застроенной территории необходимо учитывать его воздействие на окружающую застройку с целью предотвращения недопустимых дополнительных деформаций по СП 22.13330.

5.3.11 В проектах оснований и фундаментов вновь возводимых или реконструируемых сооружений геотехнических категорий 2 и 3, в т.ч., при наличии окружающей застройки в зоне их влияния, необходимо предусматривать проведение геотехнического мониторинга по СП 22.13330.

5.3.12 При проектировании оснований и фундаментов сооружений повышенного уровня ответственности и особо опасных или их реконструкции, а также сооружений геотехнической категории 3, в т.ч., реконструируемых, при наличии окружающей застройки в зоне их влияния, следует предусматривать научно-техническое сопровождение строительства. Для выполнения научно-технического сопровождения необходимо привлекать специализированные организации.

5.3.13 Состав работ по научно-техническому сопровождению инженерных изысканий, проектирования и строительства оснований, фундаментов и подземных частей сооружений следует определять генеральным проектировщиком и согласовываться заказчиком строительства. В состав работ научно-технического сопровождения могут быть включены:

- разработка рекомендаций к техническому заданию и программе инженерных изысканий;
- оценка и анализ материалов инженерных изысканий;
- разработка нестандартных методов расчета и анализа;
- оценка геологических рисков;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- прогноз состояния оснований и фундаментов проектируемого объекта с учетом всех возможных видов воздействий;
- геотехнический прогноз влияния строительства на окружающую застройку, геологическую среду и экологическую обстановку;
- разработка программы геотехнического и экологического мониторинга;
- выявление возможных сценариев аварийных ситуаций;
- разработка технологических регламентов на специальные виды работ;
- выполнение опытно-исследовательских работ;
- обобщение и анализ результатов всех видов геотехнического мониторинга, их сопоставление с результатами прогноза;
- оперативная разработка рекомендаций или корректировка проектных решений на основании данных геотехнического мониторинга при выявлении отклонений от результатов прогноза.

5.3.14 При проектировании оснований должна быть предусмотрена срезка плодородного слоя почвы для последующего использования в целях восстановления (рекультивации) нарушенных или малопродуктивных сельскохозяйственных земель, озеленения района застройки и т.п.

5.3.15 На участках, где по данным инженерно-экологических изысканий имеются выделения газов (радона, метана и др.), должны быть предусмотрены мероприятия по изоляции соприкасающихся с грунтом конструкций или способствующие снижению концентрации газов в соответствии с требованиями СанПиН 2.1.7.1287.

5.3.16 При использовании для строительства вблизи существующих сооружений свай погружаемых или устраиваемых с применением динамических воздействий (забивка, вибропогружение, сваи-РИТ и др.) необходимо производить оценку влияния динамических воздействий на конструкции существующих сооружений,

а также на находящиеся в них чувствительные к колебаниям машины, приборы и оборудование и в необходимых случаях предусматривать измерения параметров колебаний грунта, сооружений (в том числе подземных коммуникаций), а также подземных коммуникаций при опытном погружении и устройстве свай.

6 Материалы и полуфабрикаты

6.1 Материалы для проектирования железобетонных опор и фундаментов следует принимать по ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

6.2 Материалы для проектирования металлических опор и фундаментов следует принимать по ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов».

6.3 Материалы для проектирования опор и фундаментов из трубобетона следует принимать по ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование сталежелезобетонных элементов».

6.4 Материалы для проектирования опор и фундаментов из дерева следует принимать по СП 35.13330.

7 Основные конструктивные требования

7.1 Опоры

7.1.1 Общие конструктивные требования

7.1.1.1 Поперечное сечение опор моста в пределах затопления до отметки уровня воды (с учетом влияния подпора и волны) при максимальном расходе наибольшего паводка, как правило,

ГОСТ Р (проект, первая редакция)
предусматривать обтекаемым.

7.1.1.2 В пределах уровня ледохода телу опоры следует придавать форму с учетом направления воздействия ледохода.

Сопряжение граней опоры следует делать по цилиндрической поверхности радиусом 0,75 м. При надлежащем обосновании этот радиус может быть уменьшен до 0,3 м.

7.1.1.3 На реках, расположенных в районах, где среднемесячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца минус 20 °С и ниже, промежуточные опоры (включая и железобетонные) мостов допускается выполнять из бетона без специальной защиты поверхности.

Для русловых опор мостов на реках с интенсивным перемещением речных наносов (количество взвешенных наносов более 1 кг в 1 м³ потока и скорость течения более 2,5 м/с) опоры со стойками из свай-столбов или свай-оболочек следует применять со специальной защитой (металлические оболочки-бандажи, изготовленные из износостойкого бетона и др.) в зонах движения наносов. Массивные опоры могут применяться без дополнительной защиты их поверхностей.

Поверхности промежуточных бетонных, железобетонных опор мостов, расположенных в районах, где среднемесячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца минус 20 °С и выше, а также, как правило, опоры на реках, вскрывающихся при отрицательных среднесуточных температурах наружного воздуха, должны быть облицованы в пределах зоны переменного уровня ледохода. При этом толщина, а также высота облицовочных блоков должны быть не менее 40 см. Армирование облицовочных блоков следует применять в том случае, если это требуется по условиям их транспортирования и заанкеривания на отрывающее воздействие льда.

Ширина заполняемых раствором вертикальных швов должна быть $2,5 \pm 0,5$ см, а горизонтальных - $1 \pm 0,5$ см.

7.1.1.4 При отсутствии бетонных облицовочных блоков должного качества допускается при технико-экономическом обосновании применение для опор облицовки из естественного морозостойкого камня с прочностью на сжатие не ниже 59 МПа, при мощном ледоходе - не ниже 98 МПа. Конструкция облицовки из естественного камня должна обеспечивать возможность ее изготовления промышленными методами.

7.1.1.5 Применение железобетонных конструкций в опорах допускается для мостов, расположенных на суходолах, для путепроводов, виадуков и эстакад, на водотоках - при условии армирования стержневой арматурой и защиты поверхности от возможных механических повреждений. В опорах на водотоках применение напрягаемой проволочной арматуры не допускается.

Железобетонные элементы опор в пределах водотоков надлежит защищать от истирания льдом и перемещающимися донными отложениями, от повреждений при навале судов или плотов, а также от механических повреждений, возможных в случае заторов бревен при молевом способе сплава. В качестве защитных мероприятий рекомендуется применять бетон с повышенной износостойкостью, увеличивать толщину защитного слоя бетона железобетонных элементов, а при особо тяжелых условиях (мощном ледоходе и карчеходе) допускается применять покрытие железобетонных элементов стальными листами. Необходимость защиты или ее способ в каждом отдельном случае в зависимости от конкретных условий водотока предоставляется выбирать проектной организации.

7.1.1.6 В опорах автодорожных и городских мостов допускается в зонах возможного замерзания воды (свободной или имеющейся в грунте) применение железобетонных элементов в виде полых свай-

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

оболочек при обеспечении мер (например, дренажных отверстий) против образования в стенках оболочек трещин от силового воздействия замерзающей воды и льда во внутренних полостях оболочек.

7.1.1.7 Соединение железобетонных стоек и элементов опор с ригелем (насадкой) допускается осуществлять омоноличиванием арматурных выпусков в нишах или отверстиях. При этом стенки башмаков стаканного типа должны быть армированы из расчета на воздействие продольных и поперечных сил.

Длина арматурных выпусков, заводимых в нишу или отверстие, должна быть не менее 25 диаметров стрежней.

7.1.1.8 Для массивных опор и устоев следует предусматривать устройство железобетонных оголовков толщиной не менее 0,4 м.

Участки элементов (ригелей, насадок и т.п.) в местах передачи на них давления от пролетных строений должны быть армированы дополнительной косвенной арматурой, требуемой по расчету на местное сжатие (смятие). На этих участках, а также под монолитными стыками пролетных строений и на оголовках опор не должно быть мест, где возможен застой попадающей воды.

В местах расположения деформационных швов верхнему слою бетона на опорах следует придавать уклоны (не менее 1:10), обеспечивающие сток воды.

Уклон верха оголовков и ригелей опор должен выполняться одновременно с их бетонированием.

7.1.1.9 Нагрузку от опорных частей пролетных строений при наличии уклонов на верхней поверхности массивных опор следует передавать на железобетонные подферменные площадки. Высота этих площадок должна обеспечивать возвышение их верхней грани над опорой не менее чем на 15 см.

Расстояние от нижних плит опорных частей до боковых граней

подферменных площадок или до боковых граней железобетонных элементов (ригелей, насадок и т.п.) должно быть не менее 15 см.

Расстояние от граней подферменных площадок до граней оголовка следует назначать с учетом возможности установки домкратов для подъема концов пролетных строений и принимать не менее, см:

а) вдоль моста:

при пролетах от 15 до 30 м - 15;

30 до 100 м - 25;

свыше 100 м - 35;

б) поперек моста:

при закругленной форме оголовка от угла подферменной площадки до ближайшей грани оголовка - не менее указанных в "а";

при прямоугольной форме оголовка не менее, см:

для плитных пролетных строений - 20;

для всех пролетных строений, кроме плитных, при опорных частях:

резиностальных - 20;

плоских и тангенциальных - 30;

катковых и секторных - 50.

7.1.1.10 Все засыпаемые грунтом поверхности железобетонных элементов должны быть защищены изоляцией, препятствующей проникновению воды к защищаемым поверхностям бетона.

Деревянные опоры

7.1.1.11 Деревянные опоры и фундаменты мостовых сооружений допускается проектировать на автомобильных дорогах IV и V категорий по ГОСТ Р 52398.

Не допускается проектировать опоры мостовых сооружений из дерева на путях и дорогах, предназначенных для перевозки горячих

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

грузов (жидкого чугуна, шлака и т.п.).

В балочных эстакадных мостах на однорядных опорах для восприятия горизонтальных сил следует устраивать, как правило, каждую пятую опору двухрядной или многорядной.

Деревянные опоры должны быть надежно защищены от воздействия льда и плавущих предметов с помощью обшивок, обстроек и ледорезов.

7.1.1.12 Жесткость и устойчивость свайных и рамных опор в поперечном и продольном направлениях должны быть обеспечены постановкой наклонных свай, горизонтальных и диагональных связей в виде раскосов (крестов), подкосов (укосин), тяжей и т.п. Наклонные сваи или укосины следует ставить при высоте опор (от грунта до верха насадки), превышающей расстояние между осями крайних свай или стоек.

7.1.1.13 Стыки свай следует, как правило, располагать в грунте на 2 м ниже уровня возможного размыва. При расположении их выше уровня размыва в местах стыков должны быть поставлены связи.

Стыки сжатых элементов опор (стоек, свай) следует выполнять в торец (стыки одиночных свай - с постановкой штыря) и перекрывать металлическими накладками на болтах.

Если стык свай расположен выше уровня грунта, допускается применение деревянных накладок на нагелях.

В пакетных сваях стыки отдельных брусьев или бревен следует располагать вразбежку.

7.1.1.14 Ряжевые опоры следует устраивать в случаях, если забивка свай невозможна.

7.1.1.15 Ширину ряжа (вдоль моста) следует назначать не менее 1/3 его высоты и не менее 2 м. Высота ряжа назначается с запасом 5% на осадку и усушку.

Верх ряжа должен возвышаться над наивысшим уровнем

ледохода не менее чем на 0,5 м и не менее чем на 0,25 м над высоким горизонтом воды.

7.1.1.16 На суходолах и реках со слабым течением ряжи рекомендуется устраивать прямоугольными в плане. При скорости течения 1,5 м/с и более следует применять ряжи заостренной обтекаемой формы.

Ряжи, подверженные действию льда, следует совмещать с ледорезами. В этом случае с верховой стороны ряжа необходимо устраивать вертикальное режущее ребро. При сильном ледоходе режущее ребро следует устраивать наклонным согласно указаниям 10.86.

7.1.1.17 Между наружными стенками ряжа необходимо устраивать поперечные и продольные перегородки (внутренние стены). Размеры сторон ячеек, образуемых внутренними стенками, не должны превышать 2 м.

В углах наружных стен ряжа, а также в местах примыкания перегородок должны устанавливаться вертикальные брусья или окантованные бревна-сжимы с овальными по высоте прорезями для болтов в каждом четвертом венце. В поперечном направлении наружные стены ряжа должны соединяться стальными тяжами, пропускаемыми через сжимы.

7.1.1.18 Ледорезы должны быть установлены перед каждой речной опорой, подверженной ударам льда, на расстоянии от опоры вверх по течению реки 2-8 м в зависимости от скорости течения. На реках с мощным ледоходом (при толщине льда свыше 50 см и скорости ледохода свыше 1,5 м/с) на расстоянии 30-50 м от основных ледорезов следует предусматривать более мощные аванпостовые ледорезы в одну линию с опорами и основными ледорезами, но в количестве вдвое меньшем. Ледорезы должны быть загружены камнем.

7.1.1.19 Рабочая ширина ледореза на уровне самого высокого

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

ледохода должна быть не менее ширины защищаемой опоры в том же уровне.

Уклон режущего ребра ледореза должен быть не круче 1:15. Верх ножа ледореза должен возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 1,0 м, низ ножа следует располагать не менее чем на 0,75 м ниже уровня самого низкого ледохода.

7.1.1.20 При наличии размываемых грунтов следует предусматривать укрепление дна реки вокруг опор и ледорезов фашинными тюфяками и каменной отсыпкой.

7.1.2 Конструктивные требования к крайним опорам и сопряжению с подходами

7.1.2.1 В сопряжении автодорожных и городских мостов с геомассивами береговых склонов и подходных насыпей следует предусматривать устройство железобетонных переходных плит, опираемых одним концом на прилив на шкафной стенке устоя, другим - на лежень.

Переходные плиты укладывают на полную ширину габарита проезжей части и тротуаров.

Длину плит следует принимать в зависимости от высоты насыпи и ожидаемых осадок грунта под лежнем в диапазоне от 4 до 8 м.

На мостах с устоями (диванного типа) длину переходных плит следует назначать, учитывая необходимость соблюдения принятого профиля проезда при возможной разности осадок опорных площадок плиты, и принимать не менее 2 м.

Щебеночная подушка под лежнем должна опираться на дренирующий грунт или на грунт насыпи ниже глубины промерзания. Между щебеночной подушкой и грунтом насыпи следует предусматривать слой разделительного материала, хорошо

фильтрующего и не подверженного быстрому заиливанию. При слабых грунтах в основании насыпи лежни переходных плит и устоев диванного типа следует укладывать на армогрунтовое основание.

Щебеночную подушку устраивают из фракционного щебня по способу заклинки. Нижний слой толщиной 50 мм втрамбовывают в грунт.

Поверхности переходных плит и лежня должны иметь гидроизоляцию преимущественно обмазочного типа.

Переходные плиты следует выполнять, как правило, сборно-монолитными из бетона класса В30, маркой по водонепроницаемости W6 с морозостойкостью, соответствующей району строительства.

Покрытие проезжей части в пределах переходных плит следует выполнять одновременно с устройством покрытия на мостовом сооружении.

7.1.2.2 При сопряжении мостового сооружения с насыпями подходов необходимо выполнять условия:

- после осадки насыпи и конуса примыкающая к насыпи часть устоя должна входить в конус на величину (считая от вершины конуса насыпи на уровне бровки полотна до грани, сопрягаемой с насыпью конструкции) не менее 0,75 м при высоте насыпи до 6 м и не менее 1,00 м при высоте насыпи свыше 6 м;

- откосы конусов должны проходить ниже подферменной площадки (в плоскости шкафной стенки) или верха боковых стенок, ограждающих шкафную часть, не менее чем на 0,50 м - для железнодорожных и на 0,40 м - для автодорожных и городских мостов. Низ конуса насыпи у необсыпных устоев не должен выходить за переднюю грань устоя. В обсыпных устоях мостов линия пересечения поверхности конуса с передней гранью устоя должна быть расположена выше уровня воды расчетного паводка (без подпора и наката волн) не менее чем на 0,50 м;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- откосы конусов необсыпных устоев должны иметь уклоны на высоте первых 6 м, считая сверху вниз от бровки насыпи, - не круче 1:1,25, на высоте следующих 6 м - не круче 1:1,50, при высоте насыпи выше 12 м - не менее 1:1,75 в пределах всего конуса или до более пологой его части. Крутизну откосов конусов насыпей следует определять расчетом устойчивости концевого участка насыпи и конуса с захватом грунтов основания;

- откосы конусов обсыпных устоев должны иметь уклоны не круче 1:1,5.

Для устройства более крутых откосов следует применять армогрунтовые системы.

Устойчивость концевых участков насыпей и конусов с захватом основания следует проверять по круглоцилиндрическим или иным (обусловленным геологическим строением склона) поверхностям скольжения.

При расположении опор мостов на потенциально оползневых склонах следует предусматривать превентивные конструктивно-технологические мероприятия, исключая активизацию оползневого процесса.

Для сейсмических районов уклоны откосов конусов следует назначать в соответствии с требованиями СП 14.13330.

Для устройства безконусных сопряжений мостов с геомассивами береговых склонов и подходных насыпей следует применять устои с отдельными функциями, в которых крайние опоры воспринимают нагрузки только от пролетных строений и переходных плит, а давление грунта воспринимается армогрунтовой системой.

7.1.2.3 Крайний ряд стоек или свай устоев деревянных мостов должен входить в насыпь не менее чем на 0,50 м, считая от оси стойки до бровки конуса, при этом концы прогонов должны быть защищены от соприкосновения с грунтом.

7.1.2.4 Отсыпку конусов, а также насыпей за устоями мостовых сооружений на длину поверху - не менее высоты насыпи за устоем плюс 2,0 м и понизу (в уровне естественной поверхности грунта) - не менее 2,0 м следует предусматривать из песчаного или другого дренирующего грунта с коэффициентом фильтрации (после уплотнения) не менее 2 м/сут. Дренирующую засыпку необходимо уплотнять до коэффициента уплотнения не менее 0,98.

7.1.2.5 Откосы конусов у мостов и путепроводов должны быть укреплены на всю высоту. Типы укреплений откосов и подошв конусов и насыпей в пределах подтопления на подходах к мостам и у труб, а также откосов регуляционных сооружений следует назначать в зависимости от их крутизны, условий ледохода, воздействия волн и течения воды при скоростях, отвечающих максимальным расходам во время паводков: наибольших - для мостов на железных дорогах общей сети и расчетных - для остальных мостов. Отметки верха укреплений должны быть выше уровней воды, отвечающих указанным выше паводкам, с учетом подпора и наката волны на насыпь:

- у больших и средних мостов - не менее 0,50 м;
- у малых мостов и труб - не менее 0,25 м.

7.1.2.6 При сбросе воды с мостового сооружения поперечными лотками в зоне над конусом в их створе на конусе должен быть организован водоприемный лоток, ориентированный в продольном направлении мостового сооружения.

Поперечные телескопические лотки на насыпи подходов должны быть организованы, как правило, сразу за открылками устоев. При этом между шкафной стенкой и лотком должен быть организован подвод воды к телескопическому лотку с укреплением обочины от размыва.

7.1.2.7 При необходимости сохранения вечномерзлых грунтов в основаниях устоев следует предусматривать меры, исключающие доступ воды к основанию.

В случае притока поверхностной воды со стороны подходов необходимо предусматривать устройства для отвода ее за пределы земляного полотна.

7.2 Фундаменты

7.2.1 Глубина заложения фундаментов

7.2.1.1 Глубину заложения фундаментов следует принимать с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- возможного размыва грунта у опор сооружений, возводимых в руслах рек;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

Выбор оптимальной глубины заложения фундаментов в зависимости от указанных условий необходимо выполнять на основе технико-экономического сравнения различных вариантов.

7.2.1.2 Глубина заложения фундаментов должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунта, все фундаменты следует заглублять не менее чем на 0,25 м ниже расчетной глубины

промерзания грунта. При этом за расчетную глубину промерзания принимается ее нормативное значение.

7.2.1.3 В пределах водотоков фундаменты мостов должны быть заложены в грунт ниже уровня местного размыва, определяемого согласно указаниям СП 35.13330 при расчетном и наибольшем расходах воды, на глубине, требуемой по расчету на действие соответственно расчетной (крайней) и эксплуатационной нагрузок.

7.2.1.4 Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} , м, принимают равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

При использовании результатов наблюдений за фактической глубиной промерзания следует учитывать, что она следует определять в соответствии с ГОСТ 24847.

7.2.1.5 Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} , м, при отсутствии данных многолетних наблюдений следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение следует вычислять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (7.2.1.1)$$

где d_0 - величина, принимаемая равной для суглинков и глин 0,23 м; супесей, песков мелких и пылеватых - 0,28 м; песков гравелистых, крупных и средней крупности - 0,30 м; крупнообломочных грунтов - 0,34 м;

M_t - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за год в данном районе, принимаемых по СП 131.13330, а при отсутствии

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

в нем данных для конкретного пункта или района строительства - по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства.

Значение d_0 для грунтов неоднородного сложения определяют как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

Нормативную глубину промерзания грунта в районах, где $d_{fn} > 2,5$ м, а также в горных районах (где резко изменяются рельеф местности, инженерно-геологические и климатические условия), следует определять теплотехническим расчетом в соответствии с требованиями СП 25.13330.

Таблица 7.2.1.1

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности Пески мелкие и пылеватые Супеси с показателем текучести $I_L < 0$ То же, при $I_L \geq 0$ Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$ То же, при $I_L < 0,25$	Не зависит от d_f Не менее То же " " "	Не зависит от d_f То же " Не менее d_f То же Не менее $0,5 d_f$
<p>Примечания</p> <p>1 В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f, соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn}.</p> <p>2 Положение уровня подземных вод следует принимать с учетом положений 5.4.</p>		

7.2.1.6 Глубина заложения фундаментов должна назначаться по таблице 7.2.1.1.

7.2.1.7 В проекте оснований и фундаментов следует предусматривать мероприятия, не допускающие увлажнения грунтов основания, а также промораживания их в период строительства.

7.2.1.8 При проектировании сооружений уровень подземных вод должен приниматься с учетом его прогнозирования на период эксплуатации сооружения по СП 22.13330 и влияния на него водопонижающих мероприятий, если они предусмотрены проектом.

7.2.2 Общие конструктивные требования

7.2.2.1 На обресе фундамента при его расположении в пределах колебаний уровней воды и льда следует предусматривать устройство фаски размером не менее 0,3х0,3 м, а фундаменту придавать обтекаемую форму.

7.2.2.2 При необходимости устройства уступов фундамента размеры их должны быть обоснованы расчетом, а поверхности, соединяющие внутренние ребра уступов бетонного фундамента, не должны отклоняться от вертикали на угол свыше 30°.

Наклон к вертикали боковых граней опускного колодца (или отношение суммарной ширины уступов колодца к глубине заложения), как правило, не должен превышать 1:20. Наклон более указанного допускается при условии принятия мер, обеспечивающих погружение колодцев с заданной точностью.

7.2.2.3 При возведении монолитных фундаментов в любых подстилающих грунтах (кроме скальных) следует предусматривать устройство бетонной подготовки, предотвращающей утечки раствора из бетонной смеси бетонируемого фундамента, снижающей расход бетонной смеси, обеспечивающей установку арматуры фундаментов.

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

Допускается применение щебеночной или песчаной подготовки с цементной стяжкой, а также геомембран.

Примечания

1 Толщину бетонной подготовки, класс прочности бетона на сжатие, а также необходимость ее армирования следует назначать в зависимости от передаваемых монтажных и эксплуатационных нагрузок. Как правило, применяются бетонные подготовки толщиной не менее 100 мм из бетона класса прочности на сжатие не менее В7,5.

2 При соответствующем обосновании допускается бетонирование фундаментов без подготовки, в этом случае толщину защитного слоя арматуры принимают не менее 70 мм.

3 В случае применении геомембран подготовка может являться частью гидроизоляционного контура.

7.2.2.4 Основное назначение свай - это прорезка залегающих с поверхности слабых слоев грунта и передача действующей нагрузки на нижележащие слои грунта, обладающие более высокими механическими показателями.

Допустимо применение свай для снижения величины осадки фундаментов или для устройства армирования грунтов.

7.2.2.5 При разработке проекта свайных фундаментов необходимо учитывать следующие данные: конструктивную схему проектируемого сооружения; размеры несущих конструкций и материал, из которого они проектируются; наличие и габариты рядом расположенных заглубленных помещений здания или сооружения и их фундаментов; нагрузки на фундамент от строительных конструкций.

7.2.2.6 Свайные фундаменты в зависимости от действующих нагрузок следует проектировать в виде:

а) одиночных свай - под отдельно стоящие опоры;

б) свайных лент - под опоры сооружений при передаче на фундамент распределенных по длине нагрузок с расположением свай в один, два и более рядов;

в) свайных кустов - под колонны с расположением свай в плане на участке квадратной, прямоугольной, трапецеидальной и других форм;

г) сплошного свайного поля - под тяжелые сооружения со сваями, расположенными под всем сооружением и объединенными сплошным ростверком, подошва которого размещена на грунте (бетонной подготовке);

д) свайно-плитного фундамента.

7.2.2.7 Число свай в фундаменте и их размеры следует назначать из условия максимального использования прочности материала свай и грунтов основания при расчетной нагрузке, допускаемой на сваю, с учетом допустимых перегрузок крайних свай в фундаменте в соответствии с требованиями 10.4.1.9.

Выбор конструкции и размеров свай должен осуществляться с учетом значений и направления действия нагрузок на фундаменты, а также технологии строительства здания и сооружения.

При размещении свай в плане необходимо стремиться к минимальному числу их в свайных кустах или к максимально возможному шагу свай в лентах, добиваясь наибольшего использования принятой в проекте несущей способности свай. Необходимо рассматривать следующие варианты размещения свай в плане ленточного ростверка: однорядное, многорядное шахматное и многорядное.

7.2.2.8 Сваи в кусте внецентренно нагруженного фундамента следует размещать таким образом, чтобы равнодействующая постоянных нагрузок, действующих на фундамент, проходила возможно ближе к центру тяжести плана свай.

7.2.2.9 Для восприятия вертикальных нагрузок и моментов, а также горизонтальных нагрузок (в зависимости от их значения и направления) допускается предусматривать сочетание вертикальных, наклонных и козловых свай.

7.2.2.10 Расстояние между осями висячих забивных и вдавливаемых свай должно быть не менее $3d$ (где d - диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи), а свай-стоек - не менее $1,5d$.

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных свай и свай-оболочек, а также между скважинами свай-столбов (кроме случаев применения буросекущихся и бурокасательных свай, для которых расстояние между сваями не регламентируется) должно быть не менее 1,0 м, а расстояние между буроинъекционными сваями в осях - не менее трех их диаметров; расстояние в свету между уширениями при устройстве их в твердых и полутвердых глинистых грунтах - 0,5 м, в других дисперсных грунтах - 1,0 м.

Расстояние между наклонными или между наклонными и вертикальными сваями в уровне подошвы ростверка следует принимать исходя из конструктивных особенностей фундаментов и обеспечения их надежности заглубления в грунт, армирования и бетонирования ростверка.

7.2.2.11 Выбор длины свай должен производиться в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, уровня расположения подошвы ростверка с учетом возможностей имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов. Нижний конец свай, как правило, следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов, при этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, должно быть: в крупнообломочные, гравелистые, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести 0,1 - не менее 0,5 м, а в другие дисперсные грунты - не менее 1,0 м. ОпираНИЕ нижних концов буровых свай на рыхлые пески и глинистые грунты текучей консистенции не допускается.

Для контроля выбранной длины буровых и набивных свай и подтверждения принятых технических решений в проекте должны

предусматриваться статические испытания свай.

7.2.2.12 Глубину заложения подошвы свайного ростверка следует назначать в зависимости от конструктивных решений подземной части сооружения и проекта планировки территории (срезкой или подсыпкой), а также высоты ростверка, определяемой расчетом.

При строительстве на пучинистых грунтах необходимо предусматривать меры, предотвращающие или уменьшающие влияние сил морозного пучения грунта на свайный ростверк.

Подошву ростверка следует располагать выше или ниже поверхности акватории, ее дна или поверхности грунта при условии обеспечения расчетной несущей способности и долговечности фундаментов исходя из местных климатических условий, особенностей конструкции фундаментов, обеспечения требований судоходства и лесосплава, надежности мер по эффективной защите свай от неблагоприятного воздействия знакопеременных температур среды, ледохода, истирающего воздействия перемещающихся донных отложений и других факторов.

7.2.2.13 В зависимости от конструкции мостового сооружения применяют ленточные ростверки, ростверки стаканного типа и плитные ростверки.

7.2.2.14 Размеры в плане ростверка свайных фундаментов следует принимать исходя из расстояний между осями свай в соответствии с п.7.2.2.10 с учетом установленных допусков на точность заглубления свай в грунт, а также из необходимости обеспечения между сваями и вертикальными гранями ростверка расстояния в свету не менее 25 см, при сваях-оболочках диаметром свыше 2 м - не менее 10 см.

Тампонажный слой бетона, уложенного подводным способом, запрещается использовать в качестве рабочей (несущей) части ростверка.

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

7.2.2.15 Сопряжение свайного ростверка со сваями допускается предусматривать как свободно опирающимся, так и жестким.

Свободное опирание ростверка на сваи должно учитываться в расчетах условно как шарнирное сопряжение и при монолитных ростверках должно выполняться путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 10 см.

Жесткое сопряжение свайного ростверка со сваями следует предусматривать в случае, когда:

а) стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.п.);

б) в месте сопряжения сжимающая нагрузка, передаваемая на сваю, приложена к ней с эксцентриситетом, выходящим за пределы ее ядра сечения;

в) на сваю действуют горизонтальные нагрузки, значения перемещений от которых при свободном опирании оказываются более предельных для проектируемого здания или сооружения:

г) в фундаменте имеются наклонные или вертикальные составные сваи;

д) сваи работают на выдергивающие нагрузки.

7.2.2.16 Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком следует предусматривать с заделкой головы сваи в ростверк на глубину, соответствующую длине анкерной арматуры, или с заделкой в ростверк выпусков арматуры на длину их анкерной в соответствии с требованиями ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов». В голове предварительно напряженных свай должен быть предусмотрен ненапрягаемый арматурный каркас, используемый в дальнейшем в качестве анкерной арматуры.

Допускается также жесткое сопряжение с помощью сварки

закладных стальных элементов при условии обеспечения требуемой прочности.

Примечание

1 Анкеровка ростверка и свай, работающих на выдергивающие нагрузки, должна предусматриваться с заделкой арматуры свай в ростверк на глубину, определяемую расчетом на выдергивание.

2 При усилении оснований существующих фундаментов с помощью буроинъекционных свай длина заделки свай в фундамент должна приниматься по расчету или назначаться конструктивно равной пяти диаметрам сваи (при невозможности выполнения этого условия следует предусматривать создание уширения ствола сваи в месте ее примыкания к ростверку).

3 При жесткой заделке свай путем заведения их ствола в ростверк последний должен быть рассчитан на продавливание с учетом конструктивного решения такой заделки.

7.2.2.17 Жесткое соединение свай со сборным ростверком должно обеспечиваться с применением колоколообразных оголовков. При сборном ростверке допускается также замоноличивание свай в специально предусмотренные в ростверке отверстия.

7.2.2.18 Железобетонный ростверк необходимо армировать по расчету согласно указаниям раздела 10.

Бетонный ростверк следует армировать конструктивно в его нижней части (в промежутках между сваями). Площадь поперечного сечения стержней арматуры вдоль и поперек оси моста необходимо принимать не менее 10 см^2 на 1 м ростверка.

7.2.2.19 Прочность раствора, применяемого для заделки свай или свай-столбов в скважинах, пробуренных в скальных грунтах, должна быть не ниже 9,8 МПа, в остальных грунтах - не ниже 4,9 МПа.

7.2.2.20 В свайных фундаментах сооружений, проектируемых в условиях геотехнической категории 3, не допускается применение бывших в употреблении стальных конструкций и их частей (армирующих элементов из металлопроката, металлических колец и т.д.).

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

7.2.2.21 Свайные фундаменты, предназначенные для эксплуатации в условиях агрессивной среды, следует проектировать с учетом требований СП 28.13330, а деревянные конструкции свайных фундаментов - с учетом требований по защите их от гниения, разрушения и поражения древооточцами.

7.2.2.22 При проектировании и возведении свайных фундаментов из монолитного и сборного бетона или железобетона следует соблюдать требования нормативных документов по устройству оснований и фундаментов, изоляционным и отделочным покрытиям, геодезическим работам, технике безопасности, правилам пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ и охране окружающей среды.

7.2.2.23 Защиту стальных свай от коррозии допустимо выполнять цинкованием или путем окраски их поверхности составами на основе эпоксидных смол, стойкими к истиранию.

7.2.2.24 Величина защитного слоя бетона в ростверках и сваях должна назначаться в соответствии с требованиями ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов». При этом допускается для инвентарных забивных свай, свай-оболочек и буроинъекционных свай минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры уменьшать на 10 мм. Стыкование стержней рабочей арматуры свай диаметром 36 мм и более рекомендуется осуществлять на муфтовых соединениях.

7.2.2.25 Стальные сваи следует проектировать из стальных прямошовных и бесшовных труб в соответствии с ГОСТ 20295, ГОСТ 10704, ГОСТ 8732, ГОСТ 8734 и их аналогов. Электросварные прямошовные трубы должны пройти объемную термическую обработку.

Диаметры труб следует принимать по п.9.1.1 б) ГОСТ «Дороги

автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование сталежелезобетонных элементов»

Полые сваи и сваи-оболочки, не требующие по расчету бетонного заполнителя, следует заполнять бетоном класса не ниже В7,5 или раствором марки М100, а в пределах слоя сезонного промерзания-оттаивания и выше - бетоном класса не ниже В15 с соблюдением требований по предотвращению образования трещин.

Назначение марок и категорий сталей труб следует осуществлять в соответствии с требованиями ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов».

Внутреннее пространство полых свай с закрытым нижним концом, погруженных в раствор марки М100, допускается заполнять сухой цементно-песчаной смесью, при этом в пределах слоя сезонного промерзания-оттаивания следует выполнять заполнение бетоном класса не ниже В7,5 или раствором марки М100.

7.2.2.26 В районах со средней температурой воздуха наиболее холодной пятидневки ниже минус 40 °С для фундаментов мостов в зоне воздействия знакопеременных температур следует применять сваи и сваи-столбы сплошного сечения с защитным слоем бетона (до поверхности рабочей арматуры) не менее 5 см. В районах с температурой воздуха выше минус 40 °С допускается вне акватории использовать сваи сплошного сечения, полые сваи и сваи-оболочки с защитным слоем бетона не менее 3 см при условии осуществления мер по предотвращению образования в них трещин. В зоне переменного уровня постоянных водотоков не следует применять буронабивные сваи и заполненные бетоном сваи-оболочки.

Для буронабивных свай фундаментов мостов защитный слой бетона должен быть не менее 10 см.

В зоне воздействия положительных температур (не менее чем на

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

0,5 м ниже уровня сезонного промерзания грунта или подошвы ледяного покрова) можно применять сваи любых видов без ограничений по условию морозостойкости бетона.

7.2.2.27 Армирование буронабивных, буросекущихся и буроинъекционных свай следует выполнять объемными каркасами, для создания жесткости которых их продольные арматурные стержни должны быть соединены не только хомутами, но и трубчатыми кольцами, установленными на сварке по длине каркаса на расстоянии не реже чем через пять его диаметров (но не чаще чем через 2 м). В целях обеспечения защитного слоя бетона между грунтом и арматурными стержнями каркаса последний должен быть оснащен фиксаторами, а также крестообразными анкерами, установленными в нижнем конце каркаса для исключения возможности его подъема при извлечении обсадных труб.

7.2.2.28 В свайных фундаментах из деревянных стыкованных по длине свай стыки бревен или брусьев должны выполняться впритык с перекрытием металлическими накладками или патрубками. Стыки в пакетных сваях должны быть расположены вразбежку на расстоянии один от другого не менее 1,5 м.

7.2.2.29 При проектировании свайных фундаментов допускается применение свай разной длины и диаметров. Длины свай не должны отличаться более чем на 30%. В расчетах следует учитывать дополнительную нагрузку, передаваемую от более коротких свай на сваи большей длины.

7.2.2.30 Применение свай с оставляемыми обсадными трубами допускается только в случаях, когда исключена возможность применения других решений конструкции фундаментов (при устройстве буронабивных свай в пластах грунтов со скоростью фильтрационного потока более 200 м/сут, при применении буронабивных свай для закрепления действующих оползневых склонов и в других

обоснованных случаях).

При устройстве буронабивных свай в водонасыщенных глинистых грунтах для крепления стенок скважин допускается использовать избыточное давление воды не менее 0,5 атм при условии удаления места проведения работ от существующих объектов не менее 25 м (указанное требование не относится к случаю устройства свай с бурением под защитой инвентарных обсадных труб).

7.2.2.31 Допускается применение комбинированных свай, при устройстве которых использовано более двух технологий их устройства, в том числе с применением технологий струйной цементации и глубинного смешивания. Элементы закрепления грунта могут применяться для повышения несущей способности свай в виде:

- фрагмента закрепленного основания под пятой сваи и (или) отдельных закрепленных участков по боковой поверхности сваи;
- предварительно закрепленного грунтового массива, в который погружается заранее изготовленный элемент.

Допустима комбинация буровых или буронабивных свай с опиранием на закрепленный массив грунта, устроенный методом струйной цементации или глубинного смешивания.

7.2.2.32 Массивные фундаменты глубокого заложения представлены опускными колодцами и кессонами.

7.2.2.33 Опускные колодцы и кессоны не следует применять в грунтах, содержащих крупные препятствия в виде валунов, скальных прослоек, крупных фрагментов мусора и органики.

7.2.2.34 Опускные колодцы и кессоны не следует опирать на скальные или полускальные грунты, имеющие наклонную поверхность.

7.2.2.35 Силы трения вдоль поверхности колодца допустимо уменьшать за счет устройства гладкой поверхности наружных стен, путем подмыва и образования вокруг стенок колодца тексотропных рубашек из растворов глинистых грунтов.

8 Нагрузки и воздействия

8.1 Опоры и фундаменты мостовых сооружений следует рассчитывать на нагрузки и воздействия и их сочетания, принимаемые в соответствии с ГОСТ 33390 и настоящего документа.

8.2 Гидродинамическое давление воды на опору следует определять по приложению А.

8.3 Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, следует устанавливать расчетом исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания, с учетом их возможного изменения на различных стадиях возведения и эксплуатации сооружения.

Нагрузки на основание допускается определять без учета их перераспределения над фундаментной конструкцией при расчете:

- а) оснований сооружений геотехнической категории 1;
- б) общей устойчивости массива грунта основания совместно с сооружением;
- в) средних значений осадок основания фундаментов;
- г) деформаций основания при привязке типового проекта к местным грунтовым условиям.

8.4 Следует учитывать в расчетах, что одни и те же нагрузки и воздействия могут оказывать, как неблагоприятное, так и благоприятное влияние при анализе тех или иных предельных состояний. В тех случаях, когда нагрузки и воздействия оказывают благоприятное влияние, коэффициент надежности по нагрузке следует принимать меньшим единицы.

Примером может служить собственный вес конструкций или вес грунта обратной засыпки при расчете сооружения на всплытие.

8.5 При проектировании оснований и фундаментов следует учитывать длительность передаваемых на них нагрузок и воздействий.

Длительность нагрузок и воздействий на основание должна рассматриваться с учетом изменений свойств грунтов и порового давления во времени, особенно для глинистых грунтов, склонных к длительным деформациям.

Динамические и циклические воздействия на основание должны рассматриваться с учетом возможности длительных деформаций, разжижения, изменения прочностных и деформационных характеристик грунтов.

8.6 Расчет оснований по деформациям следует проводить на основное сочетание нагрузок; по несущей способности - на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий - на основное и особое сочетания.

9 Расчет опор

9.1 Общие указания

9.1.1 Расчет опор мостовых сооружений следует производить в соответствии с методикой предельных состояний в соответствии с ГОСТ 27751.

9.1.2 Опоры рассчитывают по I и II группам предельных состояний.

- по первой группе – по несущей способности оснований, устойчивости фундаментов против опрокидывания и сдвига, прочности и устойчивости конструкций опор и фундаментов;

- по второй группе – по деформациям оснований и фундаментов (осадкам, кренам, горизонтальным перемещениям, углам перелома пути в плане), положению равнодействующей для фундаментов мелкого заложения и трещиностойкости железобетонных конструкций фундаментов.

9.1.3 Опоры, имеющие постоянное сплошное или коробчатое

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

сечение по всей высоте, следует рассчитывать по прочности в одном сечении, а именно по обрезу фундамента. Если верх опоры снабжен ригелем (насадкой), следует выполнить проверку прочности в корне консоли ригеля. Если тело опоры по высоте меняет размер сечения, то проверку прочности следует проводить в местах изменения сечения.

9.1.4 Ригели (насадки) опор и подферменные площадки следует рассчитывать на смятие от вертикальных воздействий, передаваемых с пролетного строения.

9.1.5 Промежуточные опоры, имеющие массивную нижнюю часть и столбчатую верхнюю, а также многостолбчатые опоры проверяют по прочности в местах заделки столбов.

9.1.6 Горизонтальные нагрузки, учитываемые при расчете опор в зависимости от их вида, прикладываются по двум взаимно-перпендикулярным направлениям: вдоль и поперек моста.

9.1.7 Нагрузки, действующие на опоры, следует рассматривать в неблагоприятных сочетаниях для получения наибольших вертикального, продольного и поперечного горизонтальных воздействий.

9.1.8 При расчете массивных опор динамический коэффициент от подвижной нагрузки в соответствии с ГОСТ 33390 не учитывается.

9.1.9 При проектировании сквозных, тонкостенных и стоечных опор динамический коэффициент в соответствии с ГОСТ 33390 следует учитывать.

9.1.10 При расчете опор мостовых сооружений следует учитывать их пространственную работу.

9.1.11 Горизонтальное давление грунта на устои определяют в соответствии с методикой в приложении Б.

9.1.12 Горизонтальное давление от транспортных средств на устои определяют в соответствии с методикой в приложении В.

9.1.13 Расчет опор на сдвиг и против опрокидывания производят

в соответствии с разделом 10 и приложением Г.

9.1.14 Для промежуточных опор, расположенных на косогорах, и для устоев во всех случаях следует выполнять проверку устойчивости против глубинного сдвига согласно приложению Д.

9.1.15 Расчет фундаментов опор производят в соответствии с разделом 10.

9.1.16 Расчет сечений железобетонных опор следует производить по ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование железобетонных элементов».

9.1.17 Расчет сечений металлических опор следует производить по ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование металлических элементов».

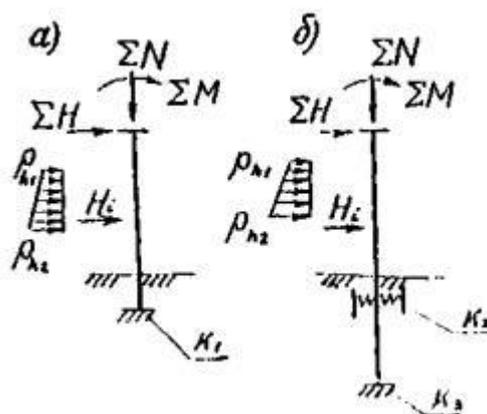
9.1.18 Расчет сечений опор из трубобетона следует производить по ГОСТ «Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Проектирование сталежелезобетонных элементов».

9.1.19 Расчет сечений опор из дерева следует производить по СП 35.13330.

9.2 Расчетные схемы опор

9.2.1 Опоры балочных мостов с пролетными строениями, устанавливаемыми на подвижные и неподвижные металлические или резинометаллические (стаканные) опорные части и на опорные части с антифрикционными прокладками (например, из фторопласта), рассчитываются:

- массивные, одностоечные и многостоечные однорядные (в направлении поперек ряда)- по консольным схемам, варьируемым по условиям заделки тела опоры в фундаменте, а фундамента в грунте (рис. 9.2.1);



а - опор массивных и однорядных стоечных; б - опор однорядных свайных и столбчатых

ΣN , ΣH , ΣM - сумма вертикальных, горизонтальных сил и нагибающих моментов относительно центра нижней грани (ригеля) опоры;

P_{h1} , P_{h2} - интенсивность горизонтальной нагрузки, приложенной к опоре ниже оголовка (ригеля);

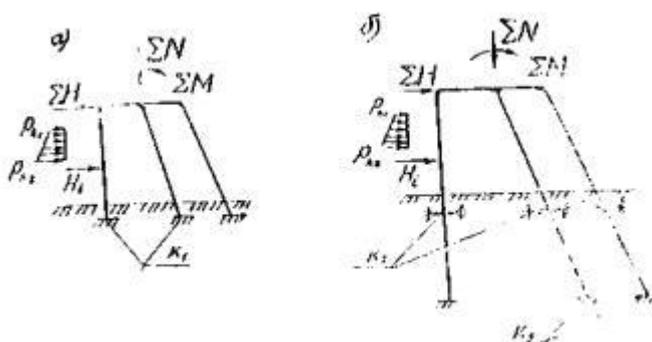
K_1 - обрез фундамента (уровень заделки);

K_2 - верх упругой заделки свай или столбов в грунте;

K_3 - низ (острие) свай или столбов.

Рис. 9.2.1. Расчетные схемы опор, консольные

- свайные и стоечные при числе стоек вдоль действия сил две и более
 - как отдельно стоящие рамы, стойки которых заделаны в фундаменте или в грунте (рис. 9.2.2);



а - опор стоечных; б - опор свайных и столбчатых

Рис. 9.2.2. Расчетные схемы опор рамные (на примере устоев)

- рамные опоры, включающие стойки, горизонтальные связи, раскосы и др. - как рамы, расчетные схемы которых должны соответствовать фактическим параметрам опор. Железобетонные опоры обычно

рассчитывают как рамы с жесткими узлами (рис. 9.2.3), металлические с шарнирными соединениями элементов.

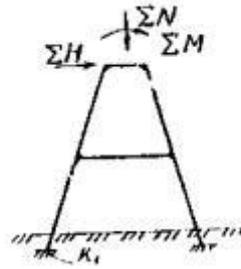
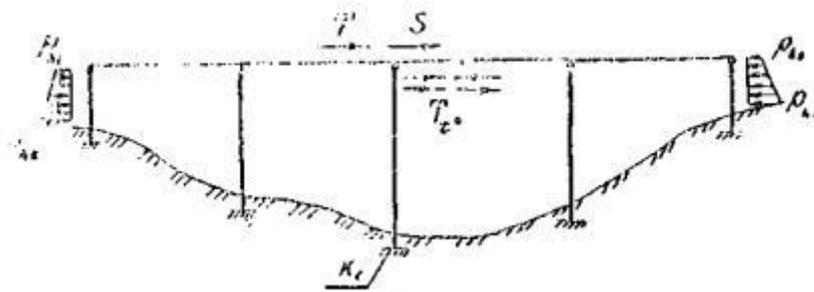


Рис. 9.2.3. Пример расчетной схемы рамной промежуточной опоры (обозначения см. рис. 9.2.1)

9.2.2 Опоры балочных мостов с пролетными строениями неразрезными или температурно-неразрезными, при наличии конструктивных мер, обеспечивающих работу моста как системы, на усилия, действующие вдоль оси моста, рассчитывают как стойки одноэтажной рамы (рис. 9.2.4).



T - нагрузка от сил торможения или тяги;

S - сейсмическая нагрузка;

T_c - температурные воздействия (остальные обозначения см. рис. 9.2.1).

Рис. 9.2.4. Пример расчетной схемы моста в виде одноэтажной рамы

9.2.3 Опоры рамных, арочных, вантовых и висячих мостов рассчитывают на усилия, определяемые на основе расчетных схем, составленных для моста в целом.

10 Расчет фундаментов

10.1 Общие указания

10.1.1 Основания и фундаменты мостов следует рассчитывать по двум группам предельных состояний:

по первой группе - по несущей способности оснований, устойчивости фундаментов против опрокидывания и сдвига, устойчивости фундаментов при воздействии сил морозного пучения грунтов, прочности и устойчивости конструкций фундаментов;

по второй группе - по деформациям оснований и фундаментов (осадкам, кренам, горизонтальным перемещениям) и трещиностойкости железобетонных конструкций фундаментов.

10.1.2 При расчете оснований и фундаментов сооружений должны быть рассмотрены все проектные ситуации и их сценарии как для стадии строительства сооружения, так и для стадии его эксплуатации.

Для каждой проектной ситуации и их сценария следует проверить, что невозможно достижение ни одного из предельных состояний в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 и настоящего документа.

10.1.3 Целью расчета или проверки оснований по предельным состояниям является выбор технического решения фундаментов, обеспечивающего невозможность достижения основанием предельных состояний, указанных в 10.1.1. При этом следует учитывать не только нагрузки от проектируемого сооружения, но также возможное неблагоприятное влияние внешней среды, приводящее к изменению физико-механических свойств грунтов (например, под влиянием поверхностных или подземных вод, климатических факторов, различного вида тепловых источников, техногенных воздействий и т.д.). К изменению влажности особенно чувствительны просадочные, набухающие и засоленные грунты, к изменению температурного режима - набухающие и пучинистые грунты.

10.1.4 Проектные решения оснований и фундаментов должны основываться на результатах инженерно-геологических и инженерно-геотехнических изысканий.

Результаты инженерно-геологических и инженерно-геотехнических изысканий должны содержать сведения:

- о местоположении территории предполагаемого строительства, ее рельефе, климатических и сейсмических условиях и ранее выполненных инженерных изысканиях;

- инженерно-геологическом строении площадки строительства с описанием в стратиграфической последовательности напластований грунтов, формы залегания грунтовых образований, их размеров в плане и по глубине, возраста, происхождения и классификационных наименований грунтов и с указанием выделенных инженерно-геологических элементов;

- гидрогеологических условиях площадки с указанием наличия, толщины и расположения водоносных горизонтов и режима подземных вод, отметок появившихся и установившихся уровней подземных вод, амплитуды их сезонных и многолетних колебаний, расходов воды, сведений о фильтрационных характеристиках грунтов, а также сведений о химическом составе подземных вод и их агрессивности по отношению к материалам подземных конструкций;

- наличия специфических грунтов (см. раздел 10.5);

- наблюдаемых неблагоприятных геологических и инженерно-геологических процессах (карст, оползни, подтопление, суффозия, горные подработки, температурные аномалии и др.);

- физико-механических характеристиках грунтов;

- возможном изменении гидрогеологических условий и физико-механических свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

10.1.5 При расчете фундаментов мостовых сооружений

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

динамический коэффициент к подвижным нагрузкам на пролетное строение по ГОСТ 33390 не учитывается.

10.1.6 Взвешивающее действие воды на грунты и части сооружения, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод, необходимо учитывать в расчетах по несущей способности оснований и по устойчивости положения фундаментов, если фундаменты заложены в песках, супесях, илах. При заложении фундаментов в суглинках, глинах и скальных грунтах взвешивающее действие воды требуется учитывать в случаях, когда оно создает более неблагоприятные расчетные условия. Уровень воды принимается невыгоднейший: наинизший или наивысший.

10.1.7 Для оснований из нескальных грунтов под фундаментами мелкого заложения, рассчитываемыми без учета заделки в грунт, положение равнодействующей расчетных нагрузок (по отношению к центру тяжести площади подошвы фундаментов), характеризующее относительным эксцентриситетом, должно быть ограничено значениями, указанными в таблице 10.1.1.

Таблица 10.1.1

Расположение мостов	Наибольший относительный эксцентриситет (e_0/r)* для			
	промежуточных опор при действии		устоев при действии	
	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании
На автомобильных дорогах, включая дороги промышленных предприятий и внутрихозяйственные, на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов: большие и средние малые	0,1	1,0	0,8	1,0 1,2
<p>* Эксцентриситет e_0 и радиус ядра сечения фундамента r (у его подошвы) определяют по формулам:</p> $e_0 = \frac{M}{N} \text{ и } r = \frac{W}{A} \quad (11.2)$ <p>где M - момент сил, действующих относительно главной центральной оси подошвы фундамента N - равнодействующая вертикальных сил; W - момент сопротивления подошвы фундамента для менее напряженного ребра; A - площадь подошвы фундамента.</p>				

Проверку положения равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундаментов устоев при высоте подходной насыпи свыше 12 м следует производить с учетом вертикального давления от веса примыкающей части насыпи (по приложению Е) для фундаментов мелкого заложения и от 10 м и свыше - для фундаментов глубокого заложения (сваи, буровые столбы). В этом случае относительный эксцентриситет в сторону пролета должен составлять не более чем 20% значений, указанных в таблице 10.1.1.

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

Если относительный эксцентриситет свыше единицы, максимальное давление подошвы фундамента на основание следует определять исходя из треугольной формы эпюры, построенной в пределах сжимаемой части основания.

При расчете устоев с фундаментами глубокого заложения (сваи, буровые столбы) следует учитывать дополнительное горизонтальное давление грунта основания на фундаменты от веса подходной насыпи, определяемые методами теории упругости для линейно-деформируемого полупространства.

10.1.8 Несущая способность основания под подошвой фундаментов мелкого заложения или фундаментов из опускных колодцев при раздельном расчете опор на временные нагрузки, действующие вдоль и поперек моста, должна удовлетворять условиям

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n} \text{ и } p_{max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}, \quad (10.1.1)$$

где p , p_{max} - соответственно среднее и максимальное давления подошвы фундамента на основание, кПа;

R - расчетное сопротивление основания из скальных или скальных грунтов осевому сжатию, кПа, определяемое согласно приложению Ж;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равным: 1,0 - при определении несущей способности скальных оснований в случаях действия временных нагрузок N 7-9; 1,2 - при определении несущей способности скальных оснований во всех случаях и скальных оснований в случаях действия (кроме временных нагрузок N 7-9) одной или нескольких временных нагрузок N 10-15 и N 17.

10.1.9 В расчетах по несущей способности оснований фундаментов мелкого заложения и фундаментов из опускных колодцев

возникающие в грунте под их подошвой напряжения от нагрузок N 10-14 (согласно ГОСТ 33390) следует определять отдельно вдоль и поперек оси моста, а наиболее неблагоприятные из них суммировать с напряжениями от постоянных и временных вертикальных нагрузок. В свайных фундаментах усилия, которые возникают в сваях от указанных выше нагрузок, действующих вдоль и поперек оси моста, необходимо суммировать.

10.1.10 При вычислении давлений грунта под подошвой фундамента устоев следует учитывать дополнительное давление от веса примыкающей насыпи согласно приложению Е. При этом учитывать снижение давления на уровне отметки подошвы фундамента согласно приложению И.

10.1.11 Если под несущим слоем грунта, воспринимающим давление подошвы фундамента или нижних концов свай, залегает слой менее прочного немерзлого или оттаивающего вечномерзлого грунта, необходимо проверить несущую способность этого слоя согласно приложению И.

10.1.12 Расчет по устойчивости фундаментов на немерзлых или оттаивающих вечномерзлых грунтах против глубокого сдвига (смещения совместно с грунтом по наиболее неблагоприятной поверхности скольжения) следует выполнять для промежуточных опор, расположенных на косогорах, и для устоев при насыпях высотой свыше 12 м - во всех случаях, при насыпях высотой от 6 до 12 м - в случаях расположения в основании фундаментов слоя немерзлого или оттаивающего глинистого грунта или прослойки водонасыщенного песка, подстилаемого глинистым грунтом согласно приложению В.

10.1.13 При определении осадок фундаментов в соответствии с за расчетную поверхность грунта допускается принимать его естественную поверхность (без учета срезки или возможности размыва).

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

Осадки фундаментов на немерзлых грунтах допускается не определять:

- при опирании фундаментов на скальные, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и твердые глины (при коэффициенте пористости $\varepsilon < 0,8$) - для всех мостов;

- при опирании фундаментов на прочие грунты - для мостов внешне статически определимых систем пролетом до 105 м на автомобильных дорогах.

10.1.14 Осадку фундамента из свай или из опускного колодца следует определять, рассматривая такой фундамент как условный в форме прямоугольного параллелепипеда размерами, принимаемыми согласно 10.4.3.6 - 10.4.3.9.

Осадку свайного фундамента допускается принимать равной осадке одиночной сваи по данным статических испытаний ее в тех же грунтах при соблюдении одного из следующих условий:

- а) сваи работают как стойки;
- б) число продольных рядов свай не более трех.

10.2 Расчетные модели

10.2.1 Проектирование оснований и фундаментов с использованием расчетов является основным способом обеспечения требований надежности и может выполняться для объектов любой геотехнической категории.

Расчетные модели (расчетные схемы) должны учитывать инженерно-геологические условия, конструктивные особенности и особенности технологии возведения подземной части сооружения, возможность изменения свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения, действующие нагрузки и воздействия, влияние на объект внешней среды, а также, при необходимости,

возможные геометрические и физические несовершенства.

Сооружение и его основание следует рассматривать в единстве, т.е. учитывать их взаимодействие. Для совместного расчета сооружения и основания могут быть использованы аналитические, численные и другие методы (в т.ч. метод конечных элементов, метод конечных разностей, метод граничных элементов и др.).

10.2.2 Расчетную схему системы "сооружение-основание" или "фундамент-основание" следует выбирать с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения. Следует учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропию, пластические и реологические свойства материалов и грунтов. При выполнении совместных расчетов следует учитывать полную пространственную работу конструкций, последовательность строительства, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропию, пластические и реологические свойства материалов и грунтов.

Допускается использовать вероятностные методы расчета, учитывающие статистическую неоднородность оснований, случайную природу нагрузок, воздействий и свойств материалов конструкций.

10.2.3 При выполнении расчетов фундаментов допускается применение методики коэффициентов жесткости с одним (вертикальным) коэффициентом постели. Применение других контактных моделей допускается при обосновании их работоспособности в данных условиях.

Применение моделей с увеличивающимся модулем деформации по глубине должно быть обосновано результатами инженерно-геологических изысканий.

10.2.4 Расчетные модели, используемые для проектирования оснований и фундаментов, должны быть верифицированы.

Основным критерием верификации расчетных моделей должно являться наличие сопоставимого геотехнического опыта. Аналитическая или полуэмпирическая расчетная модель может считаться верифицированной для определенных условий, если результаты расчета демонстрируют хорошее соответствие экспериментальным результатам в сходных условиях.

Аналитические и полуэмпирические модели и методы расчета, регламентированные нормативными документами, не требуют дополнительной верификации.

10.2.5 При использовании нелинейных геотехнических моделей и программных средств для расчетов оснований зданий и сооружений повышенного уровня ответственности (по ГОСТ 27751) рекомендуется проводить сопоставление результатов моделирования механического поведения модели грунта с результатами их испытаний. По результатам может быть проведена корректировка расчетных параметров модели грунта относительно исходного набора, полученного в ходе инженерно-геологических изысканий.

10.2.6 Для верификации численных моделей следует выполнять:

- верификацию программного обеспечения, с помощью которого создается модель;
- проверку самой численной модели.

Верификацию программного обеспечения следует выполнять с помощью расчетов тестовых моделей, для которых известны аналитические решения и/или имеются сопоставимые экспериментальные результаты.

Верификация расчетной модели должна включать:

- проверку исходных данных на формальное соответствие условиям задачи;
- проверку правильности граничных условий;
- проверку общего равновесия системы для всех сочетаний

нагрузок и воздействий;

- проверку локального равновесия для всех подсистем модели;
- проверку имеющихся условий симметрии;
- анализ соответствия характера полученных перемещений и деформаций граничным условиям и заданным связям;
- анализ соответствия характера распределения внутренних усилий в конструкциях сооружения характеру деформаций;
- оценку соответствия результатов расчета порядку ожидаемых величин в допустимом диапазоне.

Для верификации сложных численных моделей, используемых в расчетах уникальных сооружений и сооружений повышенного уровня ответственности, следует выполнять независимые сопоставительные расчеты с использованием различных программных средств.

10.2.7 Численные модели, применяемые для проверки оснований по несущей способности, допускается верифицировать путем сопоставления результатов расчета с верхней и нижней оценками несущей способности (прочности или устойчивости). Расчетная модель может считаться верифицированной в случае, если полученное решение находится в диапазоне между верхней и нижней оценками несущей способности. При этом разность значений верхней и нижней оценок должна быть не более 10% полученного расчетного значения несущей способности.

10.2.8 При проведении геотехнических расчетов по второму предельному состоянию допустимо применение моделей механического поведения грунта с двойным упрочнением.

10.2.9 В том случае, когда расчетные методы или модели отсутствуют, либо недостаточно достоверны при проектировании следует использовать результаты экспериментальных исследований - модельных или натуральных испытаний.

Выполнение испытаний следует проводить на основании

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

технического задания и программы работ. В программе работ должны быть установлены требования к количеству и порядку проведения испытаний, метрологическому обеспечению, оформлению результатов работ. Количество испытаний следует назначать в соответствии с требованиями нормативных документов, указанных в разделе 2.

Подготовку и проведение испытаний следует осуществлять таким образом, чтобы модель и проектируемая конструкция во взаимодействии с грунтовым основанием при заданном уровне нагрузок и прочих внешних условиях были подобны.

При проектировании на основании экспериментальных исследований следует выполнять оценку достоверности результатов испытаний, учитывая при этом следующие факторы:

- возможное различие грунтовых условий при испытаниях и на строительной площадке проектируемого объекта;
- временные эффекты, особенно в тех случаях, когда продолжительность испытаний намного меньше, чем продолжительность нагружения реальных конструкций;
- масштабные эффекты, особенно в случае использования малых моделей.

10.2.11 В состав физико-механических характеристик грунтов, которые следует учитывать при проектировании, входят:

- плотность грунта и его частиц, влажность (ГОСТ 5180 и ГОСТ 30416);
- коэффициент пористости;
- гранулометрический состав для дисперсных грунтов (ГОСТ 12536);
- содержание органических веществ (ГОСТ 23740);
- влажность на границах пластичности и текучести, число пластичности и показатель текучести для глинистых грунтов (ГОСТ 5180);

- коэффициент фильтрации (ГОСТ 23278; ГОСТ 25584);
- угол внутреннего трения, удельное сцепление, модуль деформации и коэффициент поперечной деформации грунтов (ГОСТ 12248, ГОСТ 20276, ГОСТ 30416 и ГОСТ 30672);
- временное сопротивление при одноосном сжатии (ГОСТ 12248), показатели размягчаемости, растворимости и выветрелости для скальных грунтов.

Для специфических грунтов, особенности проектирования оснований которых изложены в разделе 10.5, дополнительно должны быть определены характеристики, указанные в этих разделах. По специальному заданию дополнительно могут быть определены и другие характеристики грунтов, необходимые для расчетов.

В отчете об инженерно-геологических изысканиях необходимо указывать применяемые методы лабораторных и полевых определений характеристик грунтов и методы обработки результатов исследований.

10.2.12 К отчету об инженерно-геологических изысканиях следует прилагать: колонки грунтовых выработок и инженерно-геологические разрезы с указанием на них мест отбора проб грунтов и пунктов полевых испытаний, а также уровней подземных вод; таблицы и ведомости показателей физико-механических характеристик грунтов, их нормативных и расчетных значений; графики полевых и лабораторных испытаний грунтов; ведомости химических анализов подземных вод и их агрессивности к бетону и металлам.

11.2.13 В качестве параметров моделей нелинейного механического поведения грунта допускается использовать как стандартные параметры в соответствии с ГОСТ 12248, так и нестандартные параметры, описывающие механическое поведение грунта, которые должны определяться в процессе инженерных изысканий.

10.3 Расчет фундаментов на естественном основании

10.3.1 Расчет оснований по деформациям

10.3.1.1 Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок). При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций проверены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

При проектировании сооружений, расположенных вблизи окружающей застройки, необходимо учитывать дополнительные деформации оснований сооружений окружающей застройки от воздействия проектируемых или реконструируемых сооружений.

10.3.1.2 Деформации основания в зависимости от причин возникновения подразделяют на два вида:

первый - деформации от внешней нагрузки на основание (осадки, просадки, горизонтальные перемещения);

второй - деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунтов от собственного веса, подъемы и т.п.).

10.3.1.3 Расчет оснований по деформациям следует проводить исходя из условия совместной работы сооружения и основания.

10.3.1.4 Расчет фундаментов по деформациям проводят исходя из условия п.5.3.4.

10.3.1.5 Для определения совместной деформации основания и сооружения могут применяться методы, приведенные в 10.3.2.

10.3.1.6 В необходимых случаях для оценки напряженно-

деформированного состояния конструкций сооружений с учетом длительных процессов и прогноза времени консолидации основания следует проводить расчет осадок во времени с учетом первичной и вторичной консолидации.

10.3.1.7 Осадки основания фундаментов, происходящие в процессе строительства (например, осадки от веса насыпей до устройства фундаментов, осадки до омоноличивания стыков строительных конструкций), допускается не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную надежность сооружений.

10.3.1.8 При расчете оснований по деформациям необходимо учитывать возможность изменения как расчетных, так и предельных значений деформаций основания за счет применения мероприятий по уменьшению деформаций по СП 22.13330.

10.3.1.9 Расчетная схема основания, применяемая для определения совместной деформации основания и сооружения, должна выбираться в соответствии с 5.3.3 и 10.3.3.

Расчет деформаций основания фундамента при среднем давлении под подошвой фундамента p , не превышающем расчетное сопротивление грунта R (см. 10.3.1.13), следует выполнять, применяя расчетную схему в виде линейно деформируемого полупространства (см. 10.3.1.9) с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c (см. 10.3.1.36).

Для предварительных расчетов деформаций основания фундаментов сооружений геотехнической категории 2 и окончательных расчетов для сооружений геотехнической категории 1 при среднем давлении под подошвой фундамента p , не превышающем расчетное сопротивление грунта R (см. 10.3.1.13), допускается применять расчетную схему в виде линейно деформируемого слоя (приложение И), при соблюдении следующих условий:

- ширина (диаметр) фундамента $b \geq 10$ м;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- среднее давление под подошвой фундамента p изменяется в пределах от 150 до 350 кПа;

- глубина заложения фундамента от уровня планировки $d \leq 5$ м;

- в основании фундамента залегают грунты с модулем деформации $E \geq 10$ МПа.

10.3.1.10 Деформации основания следует определять с учетом изменения свойств грунтов в результате природных и техногенных воздействий на грунты в открытом котловане.

10.3.1.11 Осадку и крен фундаментов на естественном основании на вечномёрзлых грунтах следует рассчитывать согласно СП 25.13330 и СП 32-101.

10.3.1.12 В расчете осадки устоев при высоте насыпи свыше 12 м необходимо учитывать дополнительное вертикальное давление на основании от веса примыкающей части подходной насыпи, определяемое согласно приложению Е.

Определение расчетного сопротивления грунта основания

10.3.1.13 При расчете деформаций основания фундаментов с использованием расчетных схем, указанных в 10.3.1.9, среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , вычисляемого по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (10.3.1.1)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 10.3.1.1;

k - коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ_{II} и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, и $k=1,1$, если они приняты по таблицам приложения А СП 22.13330;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице 10.3.1.2;

k_z - коэффициент, принимаемый равным единице при $b < 10$ м; $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $z_0 = 8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м (при бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_n допускается увеличивать b на $2h_n$);

γ_{II} - осредненное (см. 10.3.1.16) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

γ'_{II} - то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента (см. 10.3.1.16), кПа;

d_1 - глубина заложения фундаментов, м.

При бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_n допускается увеличивать d_1 на h_n .

Примечания

1 Формулу (10.3.1.1) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , значение b принимают равным \sqrt{A} .

2 Расчетные значения удельного веса грунтов, входящие в формулу (11.3.1.1), допускается принимать равными их нормативным значениям.

Таблица 10.3.1.1

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные, насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
	То же, при $0,25 \leq I_L \leq 0,5$	1,2	1,1
	То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0
Примечания			
1 К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований.			
2 При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяют интерполяцией.			
3 Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} , принимают равными единице.			

Таблица 10.3.1.2

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14
1	0,01	1,06	3,23
2	0,03	1,12	3,32
3	0,04	1,18	3,41
4	0,06	1,25	3,51
5	0,08	1,32	3,61
6	0,10	1,39	3,71
7	0,12	1,47	3,82
8	0,14	1,55	3,93
9	0,16	1,64	4,05
10	0,18	1,73	4,17
11	0,21	1,83	4,29
12	0,23	1,94	4,42
13	0,26	2,05	4,55
14	0,29	2,17	4,69
15	0,32	2,30	4,84
16	0,36	2,43	4,99
17	0,39	2,57	5,15
18	0,43	2,73	5,31
19	0,47	2,89	5,48
20	0,51	3,06	5,66
21	0,56	3,24	5,84
22	0,61	3,44	6,04
23	0,66	3,65	6,24
24	0,72	3,87	6,45
25	0,78	4,11	6,67
26	0,84	4,37	6,90
27	0,91	4,64	7,14
28	0,98	4,93	7,40
29	1,06	5,25	7,67
30	1,15	5,59	7,95
31	1,24	5,95	8,24
32	1,34	6,34	8,55
33	1,44	6,76	8,88
34	1,55	7,22	9,22
35	1,68	7,71	9,58
36	1,81	8,24	9,97
37	1,95	8,81	10,37
38	2,11	9,44	10,80

Окончание таблицы 10.3.1.2

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c
39	2,28	10,11	11,25
40	2,46	10,85	11,73
41	2,66	11,64	12,24
42	2,88	12,51	12,79
43	3,12	13,46	13,37
44	3,38	14,50	13,98
45	3,66	15,64	14,64

10.3.1.14 Определение расчетного сопротивления оснований R , сложенных рыхлыми песками, следует выполнять на основе специальных исследований. Значение R , найденное для рыхлых песков по формуле (10.3.1.1) при $\gamma_{c1}=1$ и $\gamma_{c2}=1$ или по требованиям 10.3.1.17, следует уточнять по результатам испытаний штампа (не менее трех). Размеры и форма штампа должны быть близкими к форме и размерам проектируемого фундамента, но не менее $0,5 \text{ м}^2$.

10.3.1.15 Значение R вычисляют на глубине заложения фундамента, определяемой от уровня планировки срезкой или подсыпкой; в последнем случае в проекте должно быть оговорено требование об устройстве насыпи до приложения полной нагрузки на фундаменты.

10.3.1.16 Расчетные значения φ_{II} , c_{II} и γ_{II} определяют при доверительной вероятности α , принимаемой для расчетов по предельному состоянию II равной 0,85. Указанные характеристики находят для слоя грунта толщиной z ниже подошвы фундамента: $z=b/2$ при $b<10 \text{ м}$ и $z = z_1 + 0,1b$ при $b\geq 10 \text{ м}$ (здесь $z_1=4 \text{ м}$).

Если толща грунтов, расположенных ниже подошвы фундаментов или выше ее, неоднородна по глубине, то принимают средневзвешенные значения ее характеристик.

10.3.1.17 Предварительные размеры фундаментов назначают по конструктивным соображениям или исходя из значений расчетного сопротивления грунтов основания R_0 в соответствии с таблицами Б.1-Б.3 приложения Б СП 22.13330. Значения R_0 допускается также использовать для окончательного назначения размеров фундаментов сооружений геотехнической категории 1, если основание сложено горизонтальными (уклон не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунта, сжимаемость которых не изменяется в пределах глубины, равной двойной ширине наибольшего фундамента, считая от его подошвы.

10.3.1.18 Расчетное сопротивление R основания, сложенного крупнообломочными грунтами, вычисляют по формуле (10.3.1.1) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов.

Если содержание заполнителя превышает 40%, значение R для крупнообломочных грунтов допускается определять по характеристикам заполнителя.

10.3.1.19 Расчетное сопротивление грунтов основания R в случае их уплотнения или устройства грунтовых подушек следует определять исходя из задаваемых проектом расчетных значений физико-механических характеристик уплотненных грунтов.

10.3.1.20 При увеличении нагрузок на основание существующих сооружений (например, при реконструкции) расчетное сопротивление грунтов основания следует принимать в соответствии с данными об их физико-механических свойствах с учетом типа и состояния фундаментов и надфундаментных конструкций сооружения, продолжительностью его эксплуатации, ожидаемых дополнительных осадок при увеличении нагрузок на фундаменты и их влияния на примыкающие сооружения.

10.3.1.21 Расчетное сопротивление грунта основания R ,

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

вычисленное по формуле (10.3.1.1), может быть повышено в зависимости от соотношения расчетной осадки основания фундамента s , полученной при среднем давлении по подошве фундамента $p=R$ по формуле (10.3.1.9), и предельной осадки (5.3.3). При этом увеличенное значение давления по подошве фундамента не должно превышать рекомендуемых значений повышенного расчетного сопротивления R_{Π} при:

а) $s \leq 0,4s_u - R_{\Pi} = 1,2R$;

б) $s \geq 0,7s_u - R_{\Pi} = R$;

в) $0,7s_u > s > 0,4s_u - R_{\Pi}$ определяют интерполяцией.

При соответствующем обосновании допускается при $s \leq 0,4s_u$ принимать $R_{\Pi} = 1,3R$.

Увеличенное значение среднего давления по подошве фундамента, ограниченного величиной повышенного расчетного сопротивления R_{Π} , не должно вызывать деформации основания фундамента более 80% предельных значений и превышать величину давления из условия расчета основания по несущей способности в соответствии с требованиями раздела 10.3.2.

10.3.1.22 При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы для суммарного напряжения σ_z обеспечивалось условие

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (10.3.1.2)$$

где σ_{zp} , σ_{zy} и σ_{zg} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента (см. 10.3.1.26), кПа;

R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности, кПа, на глубине z , вычисленное по формуле (10.3.1.1) для условного фундамента шириной b_z , м, равной:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (10.3.1.3)$$

где $A_z = N/\sigma_{zp}$;

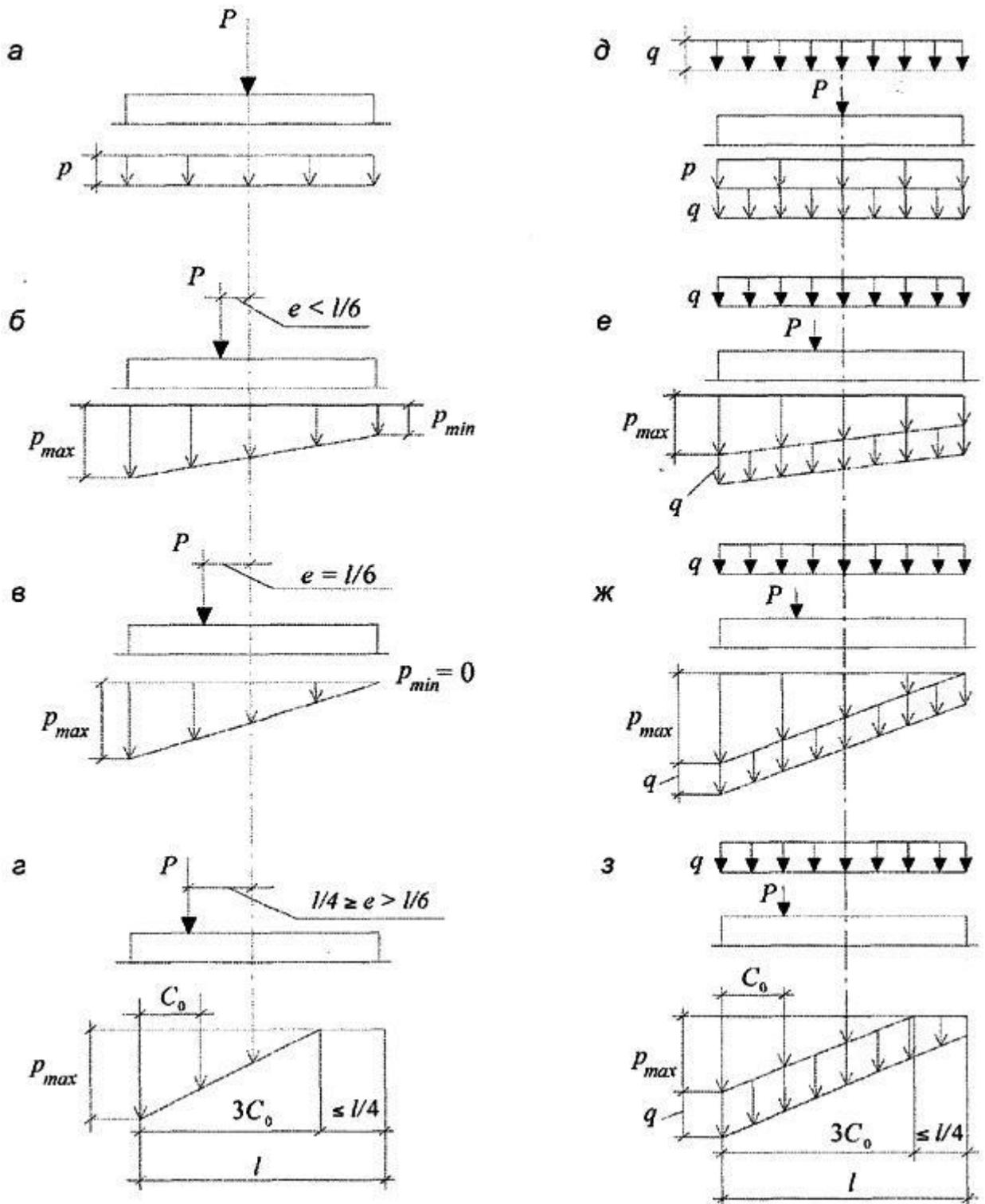
$$a = (l - b)/2,$$

здесь N - вертикальная нагрузка на основание от фундамента,

l и b - соответственно длина и ширина фундамента.

10.3.1.23 Давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента (вычисленное в предположении линейного распределения давления под подошвой фундамента при нагрузках, принимаемых для расчета оснований по деформациям) следует определять с учетом заглубления фундамента в грунт и жесткости надфундаментных конструкций. Краевое давление при действии изгибающего момента вдоль каждой оси фундамента не должно превышать $1,2R$ и в угловой точке - $1,5R$ (здесь R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с требованиями 10.3.1.13-10.3.1.22).

10.3.1.24 При расчете внецентренно нагруженных фундаментов эпюры давлений могут быть трапециевидные и треугольные, в том числе укороченной длины, обозначающие краевой отрыв подошвы фундамента от грунта при относительном эксцентриситете равнодействующей e более $l/6$ (рисунок 10.3.1.1).



а-г - при отсутствии нагрузок на полы; д-з - при сплошной равномерно распределенной нагрузке интенсивностью q ; а и д - при центральной нагрузке; б и е - при эксцентриситете нагрузки $e < l/6$; в и ж - при $e = l/6$; г и з - при $e > l/6$

(с частичным отрывом фундамента от грунта)

Рисунок 10.3.1.1 - Эпюры давлений по подошве фундаментов при центральной и внецентренной нагрузках

10.3.1.25 Краевые давления p , кПа, вычисляют по формулам:

- при относительном эксцентриситете $e/l \leq 1/6$

$$p = N/A + \gamma_{mt}d \pm M/W, \quad (10.3.1.4)$$

- при относительном эксцентриситете $e/l > 1/6$

$$p = 2(N + \gamma_{mt}dlb)/(3bC_0), \quad (10.3.1.5)$$

где N - сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН;

A - площадь подошвы фундамента, м²;

γ_{mt} - средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта, расположенных над подошвой фундамента; принимают равным 20 кН/м³;

d - толщина фундамента, м;

M - момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих по подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияния верхних конструкций или без этого учета, кН·м;

W - момент сопротивления площади подошвы фундамента, м³;

C_0 - расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента по его оси, м, вычисляемое по формуле

$$C_0 = l/2 - M/(N + \gamma_{mt}dlb); \quad (10.3.1.6)$$

e - эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, м, вычисляемый по формуле

$$e = M/(N + \gamma_{mt}dlb), \quad (10.3.1.7)$$

10.3.1.26 При наличии моментов M_x и M_y , действующих в двух направлениях, параллельных осям x и y прямоугольного фундамента, наибольшее давление в угловой точке P_{max} , кПа, вычисляют по формуле

$$P_{max} = N/A + \gamma_{mt}d + M_x/W_x + M_y/W_y, \quad (10.3.1.8)$$

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

где N , A , γ_{mt} , W - то же, что и в формуле (11.3.1.4).

Определение осадки основания фундаментов

10.3.1.26 Осадку основания фундамента s , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства (см. 10.3.1.9) вычисляют методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (10.3.1.9)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение вертикального нормального напряжения (далее - вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (см. 10.3.1.27), кПа;

h_i - толщина i -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

E_i - модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{zy,i}$ - среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта (см. 10.3.1.28), кПа;

$E_{e,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;

n - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При этом распределение вертикальных напряжений по глубине основания принимают в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 10.3.1.2.

Примечания

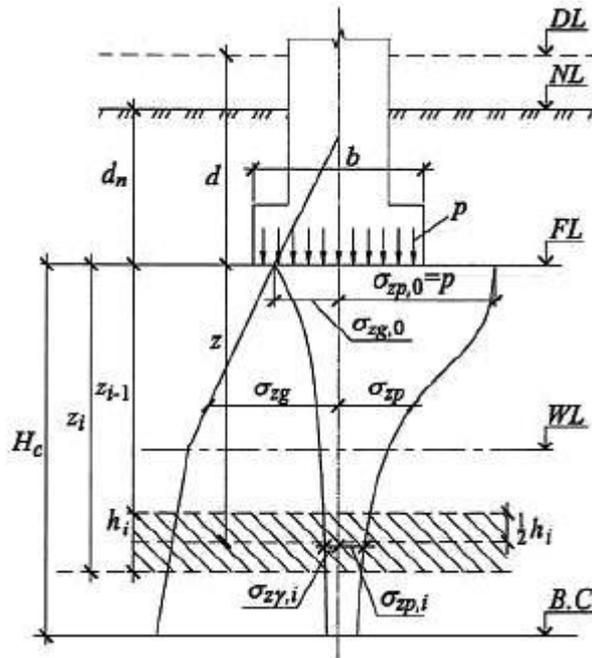
1 При отсутствии опытных определений модуля деформации $E_{e,i}$ для

сооружений геотехнических категорий 1 и 2 допускается принимать $E_{e,i} = 5E_i$.

2 Средние значения напряжений $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{zy,i}$, в i -м слое грунта допускается вычислять как полусумму соответствующих напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя.

3 При возведении сооружения в отрываемом котловане следует различать три следующих значения вертикальных напряжений: σ_{zg} - от собственного веса грунта до начала строительства; σ_{zu} - после отрывки котлована; σ_z - после возведения сооружения.

4 При определении средней осадки основания фундамента s все используемые в формуле (10.3.1.9) величины допускается определять для вертикали, проходящей не через центр фундамента, а через точку, лежащую посередине между центром и углом (для прямоугольных фундаментов) или на расстоянии $r_c = (r_1 + r_2)/2$ от центра, где r_1 - внутренний, а r_2 - внешний радиус круглого или кольцевого фундамента (для круглого фундамента $r_1=0$).



DL - отметка планировки; NL - отметка поверхности природного рельефа; FL - отметка подошвы фундамента; WL - уровень подземных вод; $B.C$ - нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n - глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b - ширина фундамента; p - среднее давление под подошвой фундамента; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; $\sigma_{zg,i}$ - вертикальное напряжение от собственного веса вынутаго в котловане грунта в середине i -го слоя на глубине z от подошвы фундамента; H - глубина сжимаемой толщи

Рисунок 10.3.1.2 - Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве

10.3.1.27 Вертикальные напряжения от внешней нагрузки $\sigma_{zp} = \sigma_z - \sigma_{zu}$ зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментам значения σ_{zg} , кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, вычисляют по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (10.3.1.10)$$

где α - коэффициент, принимаемый по таблице 10.3.1.3 в

зависимости от относительной глубины ξ , равной $2z/b$;

p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

10.3.1.28 Вертикальное напряжение от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована, на отметке подошвы фундамента $\sigma_{z\gamma} = \sigma_{zg} - \sigma_{zu}$, кПа, на глубине z от подошвы прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов определяют по формуле

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha \sigma_{zg,0}, \quad (10.3.1.11)$$

где α - то же, что и в 10.3.1.27;

$\sigma_{zg,0}$ - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа (при планировке срезкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$, где γ' - удельный вес грунта, кН/м³, расположенного выше подошвы; d и d_n , м - см. рисунок 10.3.1.2).

При этом в расчете $\sigma_{z\gamma}$ используются размеры в плане не фундамента, а котлована.

10.3.1.29 При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (10.3.1.9) не учитывать второе слагаемое.

10.3.1.30 Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, осадку основания фундамента s вычисляют по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (10.3.1.11)$$

где β , $\sigma_{zp,i}$, h_i , $E_{e,i}$ и n - то же, что и в формуле (10.3.1.9).

10.3.1.31 Вертикальные напряжения от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента $\sigma_{zp,c}$, кПа, по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, вычисляют по формуле

$$\sigma_{zp,c} = \alpha p/4, \quad (10.3.1.12)$$

где α - коэффициент, принимаемый по таблице 10.3.1.3 в зависимости от значения $\xi = z/b$;

p - то же, что и в формуле (10.3.1.1).

10.3.1.32 Вертикальные напряжения $\sigma_{zp,a}$, кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через произвольную точку А (в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с давлением по подошве, равным p), вычисляют алгебраическим суммированием напряжений $\sigma_{zp,cj}$, кПа, в угловых точках четырех фиктивных фундаментов (рисунок 10.3.1.3) по формуле

$$\sigma_{zp,a} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zp,cj}. \quad (10.3.1.13)$$

Таблица 10.3.1.3

ξ	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166

Окончание таблицы 10.3.1.3

ξ	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания

1 В таблице обозначено: b - ширина или диаметр фундамента, l - длина фундамента.

2 Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения принимают, как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3 Для промежуточных значений ξ и η коэффициенты α определяют интерполяцией.

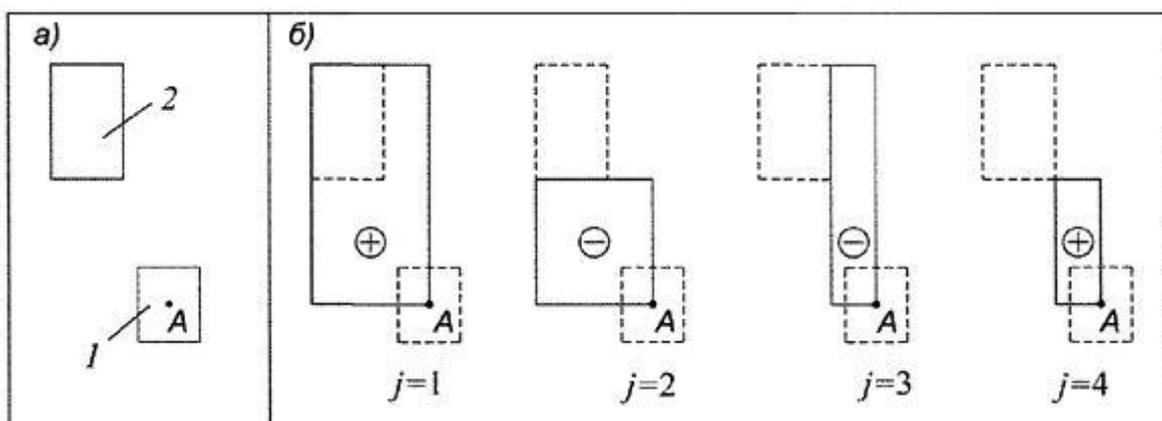
10.3.1.33 Вертикальные напряжения $\sigma_{zp,nf}$, кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади (включая вес обратной засыпки) вычисляют по формуле

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai}, \quad (10.3.1.14)$$

где σ_{zp} - то же, что и в формуле (10.3.1.1), кПа;

$\sigma_{zp,ai}$ - вертикальные напряжения от соседнего фундамента или нагрузок;

k - число влияющих фундаментов или нагрузок.



а - схема расположения рассчитываемого 1 и влияющего фундамента 2;
 б - схема расположения фиктивных фундаментов с указанием знака напряжений $\sigma_{zp,cj}$ в формуле (10.3.1.13) под углом j -го фундамента

Рисунок 10.3.1.3 - Схема к определению вертикальных напряжений в основании рассчитываемого фундамента с учетом влияния соседнего фундамента методом угловых точек

10.3.1.34 При сплошной равномерно распределенной нагрузке на поверхности земли интенсивностью q , кПа (например, от веса планировочной насыпи) значение $\sigma_{zp,nf}$ по формуле (10.3.1.13) для любой глубины z вычисляют по формуле $\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + q$.

10.3.1.35 Вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта до начала строительства σ_{zg} , кПа, в точке основания на глубине z от подошвы фундамента определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + \gamma_i (z - z_{i-1}) - u_z, \quad (10.3.1.15)$$

где γ' - средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³;

d_n - см. рисунок 10.3.1.2, м;

n - номер слоя грунта, в котором расположена рассматриваемая точка;

γ_i и h_i - соответственно удельный вес, кН/м³, и толщина i -го слоя

грунта, м, над рассматриваемой точкой;

z_{i-1} - глубина верхней границы i -го слоя грунта, отсчитываемая от подошвы фундамента (см. рисунок 10.3.1.2), м;

u_z - поровое давление в рассматриваемой точке до начала строительства на глубине z от подошвы предполагаемого фундамента, кН/м².

Примечание - При отсутствии данных о значениях порового давления в слабо фильтрующих слоях глинистых грунтов поровое давление внутри таких слоев допускается определять методом линейной интерполяции.

10.3.1.36 Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}$. При этом глубина сжимаемой толщи должна быть не меньше H_{min} , равной $b/2$ при $b \leq 10$ м, $(4 + 0,1b)$ при $10 < b < 60$ м и 10 м при $b > 60$ м.

Если в пределах глубины H_c , найденной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, сжимаемую толщину допускается принимать до кровли грунта при его толщине h в пределах габаритов здания или сооружения

$$h \geq H_c(1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}), \quad (10.3.1.16)$$

где E_2 - модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 .

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E \leq 7$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, то этот слой включают в сжимаемую толщину, а за H_c принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$.

10.3.1.37 При возведении нового объекта или реконструкции на

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

застроенной территории, дополнительные деформации оснований сооружений окружающей застройки от воздействия нового (реконструируемого) сооружения необходимо определять в соответствии с требованиями СП 22.13330.

Определение крена фундамента

10.3.1.38 Крен отдельных фундаментов или сооружений в целом следует вычислять с учетом момента в уровне подошвы фундамента, влияния соседних фундаментов, нагрузок на прилегающие площади и неравномерности сжимаемости основания.

При определении кренов фундаментов, кроме того необходимо учитывать заглубление фундамента, жесткость надфундаментной конструкции, а также возможность увеличения эксцентриситета нагрузки из-за наклона фундамента (сооружения).

10.3.1.39 Крен фундамента i при действии внецентренной нагрузки вычисляют по формуле

$$i = Dk_e \frac{N_e}{\left(\frac{a}{2}\right)^3}, \quad (10.3.1.17)$$

где

$$D = \frac{1-\nu^2}{E}, \quad (10.3.1.18)$$

k_e - коэффициент, принимаемый по таблице 10.3.1.4;

E и ν - соответственно модуль деформации, кПа, и коэффициент поперечной деформации грунта основания (значение ν принимают для сооружений геотехнической категории 3 по результатам трехосных испытаний, геотехнических категорий 1 и 2 - по таблице 10.3.1.5); в случае неоднородного основания значение D принимают средним в пределах сжимаемой толщи в соответствии с требованиями 10.3.1.40;

N - вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы, кН;

e - эксцентриситет, м;

a - диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, м, в направлении которой действует момент; для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью A принимают $a = 2\sqrt{A/\pi}$.

Примечание - Крен фундамента, возникающий в результате неравномерности сжимаемости основания, следует определять численными методами.

Таблица 10.3.1.4

Форма фундамента и направление действия момента	Коэффициент k_e при $\eta = l/b$, равном						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны	0,50	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,00
Прямоугольный с моментом вдоль меньшей стороны	0,50	0,43	0,36	0,28	0,20	0,12	0,07
Круглый	0,75						

Таблица 10.3.1.5

Грунты	Коэффициент поперечной деформации ν
Крупнообломочные грунты	0,27
Пески и супеси	0,30-0,35
Суглинки	0,35-0,37
Глины при показателе текучести I_L :	
$I_L \leq 0$:	0,20-0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30-0,38
$0,25 < I_L \leq 1$	0,38-0,45
Примечание - Меньшие значения ν применяют при большей плотности грунта.	

10.3.1.40 Средние (в пределах сжимаемой толщи H_c) значения D , кПа^{-1} , вычисляют по формуле

$$\bar{D} = \sum_{i=1}^n (A_i \frac{1-\nu^2}{E_i}) / \sum_{i=1}^n A_i, \quad (10.3.1.19)$$

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

где A_i - площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах i -го слоя грунта. Допускается принимать $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$ (см. 10.3.1.26);

E_i, ν_i, h_i - соответственно модуль деформации, кПа, коэффициент поперечной деформации и толщина i -го слоя грунта, м;

H_c - сжимаемая толща, определяемая по 10.3.1.36, м;

n - число слоев, отличающихся значениями E и ν в пределах сжимаемой толщи H_c .

10.3.2 Расчет оснований по несущей способности

10.3.2.1 Целью расчета оснований по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Принимаемая в расчете схема разрушения основания (при достижении им предельного состояния) должна быть статически и кинематически возможна для данного воздействия и конструкции фундамента или сооружения.

10.3.2.2 Расчет оснований по несущей способности проводят исходя из условия

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \quad (10.3.2.1)$$

где F - расчетная нагрузка на основание, кН, определяемая в соответствии с требованиями раздела 8;

F_u - сила предельного сопротивления основания, кН;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый:

для песков, кроме пылеватых	1,0
для песков пылеватых, а также глинистых грунтов в стабилизированном состоянии	0,9
для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии	0,85
для скальных грунтов:	
невыветрелых и слабовыветрелых	1,0
выветрелых	0,9
сильновыветрелых	0,8;

γ_n - коэффициент надежности по ответственности, принимаемый

равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений геотехнических категорий 3, 2 и 1.

Примечание - В случае неоднородных грунтов средневзвешенное значение γ_c принимают в пределах толщины $b_1+0,1b$ (но не более $0,5b$) под подошвой фундамента, где b - сторона фундамента, м, в направлении которой предполагается потеря устойчивости, а $b_1=4$ м.

10.3.2.3 Вертикальную составляющую силу предельного сопротивления основания N_u , кН, сложенного скальными грунтами, независимо от глубины заложения фундамента вычисляют по формуле

$$N_u = R_c b' l', \quad (10.3.2.2)$$

где R_c - расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта, кПа;

b' и l' - соответственно приведенные ширина и длина фундамента, м, вычисляемые по формулам:

$$b' = b - 2e_b, \quad l' = l - 2e_l, \quad (10.3.2.3)$$

здесь e_b и e_l - соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м.

10.3.2.4 Сила предельного сопротивления основания, сложенного дисперсными грунтами в стабилизированном состоянии, следует определять исходя из условия, что соотношение между нормальными σ и касательными τ напряжениями по всем поверхностям скольжения, соответствующее предельному состоянию основания, подчиняется зависимости

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (10.3.2.4)$$

где φ_I и c_I - соответственно расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта (по разделу 5.3 СП 22.13330).

10.3.2.5 Силу предельного сопротивления основания, сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми, органоминеральными и органическими грунтами (при коэффициенте

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

водонасыщения $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^7$ см²/год), следует определять с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов основания за счет избыточного давления в поровой воде u . При этом соотношение между нормальными σ и касательными τ напряжениями принимают по зависимости

$$\tau = (\sigma_t - u)tg\varphi_I + c_I, \quad (10.3.2.5)$$

где σ_t и u - значение полного нормального напряжения и порового давления соответственно;

φ_I и c_I - соответствуют стабилизированному состоянию грунтов основания и определяются по результатам консолидированного среза или трехосного сжатия.

Избыточное давление в поровой воде допускается определять методами фильтрационной консолидации грунтов с учетом скорости приложения нагрузки на основание.

10.3.2.6 При проверке несущей способности основания фундамента следует учитывать, что потеря устойчивости может происходить по следующим возможным вариантам (в зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной составляющих равнодействующей, а также значения эксцентриситета):

- плоский сдвиг по подошве;
- глубинный сдвиг;
- смешанный сдвиг (плоский сдвиг по части подошвы и глубинный сдвиг по поверхности, охватывающей оставшуюся часть подошвы).

Необходимо учитывать форму фундамента и характер его подошвы, наличие связей фундамента с другими элементами сооружения, напластование и свойства грунтов основания.

Проверку устойчивости основания отдельного фундамента следует проводить с учетом работы основания всего сооружения в целом.

10.3.2.7 Расчет оснований по несущей способности в общем случае следует выполнять методами теории предельного равновесия, основанными на поиске наиболее опасной поверхности скольжения и обеспечивающими равенство сдвигающих и удерживающих сил. Возможные поверхности скольжения, отделяющие сдвигаемый массив грунта от неподвижного, могут быть приняты круглоцилиндрическими, ломаными, в виде логарифмической спирали и другой формы.

10.3.2.8 Возможные поверхности скольжения могут полностью или частично совпадать с выраженными ослабленными поверхностями в грунтовом массиве или пересекать слои слабых грунтов; при их выборе необходимо учитывать ограничения на перемещения грунта, исходя из конструктивных особенностей сооружения. При расчете следует учитывать различные сочетания нагрузок, отвечающие как периоду строительства, так и периоду эксплуатации сооружения.

10.3.2.9 Для каждой возможной поверхности скольжения вычисляют предельную нагрузку. При этом используют соотношения между вертикальными, горизонтальными и моментными компонентами нагрузки, которые ожидаются в момент потери устойчивости, и описывают нагрузку одним параметром. Этот параметр определяется из условия равновесия сил (в проекции на заданную ось) или моментов (относительно заданной оси). В качестве предельной нагрузки принимают минимальное значение.

10.3.2.10 В число рассматриваемых при определении равновесия сил включают вертикальные, горизонтальные и моментные нагрузки от сооружения, вес грунта, фильтрационные силы, силы трения и сцепления по выбранной поверхности скольжения, активное и (или) пассивное давление грунта на сдвигаемую часть грунтового массива вне поверхности скольжения.

10.3.2.11 Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления N_u , кН, основания, сложенного дисперсными грунтами в

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

стабилизированном состоянии, допускается вычислять по формуле (5.32), если фундамент имеет плоскую подошву и грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента интенсивность большей из них не превышает $0,5R$ (R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с 11.3.1.13-11.3.1.22)

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I), \quad (10.3.2.6)$$

где b' и l' - то же, что и в формуле (10.3.2.3), при этом буквой b обозначена сторона фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания;

N_γ, N_q, N_c - безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по таблице 10.3.2.1 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_I и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента;

γ_I и γ'_I - расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м^3 , находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды для грунтов, находящихся выше водоупора);

c_I - расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа ;

d - глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимают значение d , соответствующее наименьшей пригрузке, например, со стороны подвала);

ξ_γ, ξ_q, ξ_c - коэффициенты формы фундамента, вычисляемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta, \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta, \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (10.3.2.7)$$

Здесь $\eta = l/b$, l и b - соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям l' и b' , определяемым по формуле (10.3.2.3).

Если $\eta = l/b < 1$, в формулах (10.3.2.7) следует принимать $\eta=1$.

Таблица 10.3.2.1

Угол внутреннего трения грунта φ , град	Обозначение коэффициентов	Коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град, равных									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_γ	0									
	N_q	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_c	5,14									
5	N_γ	0,20									
	N_q	1,57	{0,05 0,26 2,93}	$\delta' =$ 4,9	-	-	-	-	-	-	-
	N_c	6,49									
10	N_γ	0,60	0,42								
	N_q	2,47	2,16	{0,12 1,60 3,38}	$\delta' =$ 9,8	-	-	-	-	-	-
	N_c	8,34	6,57								
15	N_γ	1,35	1,02	0,61							
	N_q	3,94	3,45	2,84	{0,21 2,06 3,94}	$\delta' =$ 14,5	-	-	-	-	-
	N_c	10,98	9,13	6,88							
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82						
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	{0,36 2,69 4,65}	$\delta' =$ 18,9	-	-	-	-
	N_c	14,68	12,53	10,02	7,26						
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05					
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	{0,58 3,60 5,58}	$\delta' =$ 22,9	-	-	-
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68					
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29				
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	{0,95 4,95 6,85}	$\delta' =$ 26,5	-	-
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09				
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38				
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24	{1,60 7,04 8,63}	$\delta' =$ 26,5	-	-
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19				

Окончание таблицы 10.3.2.1

Угол внутреннего трения грунта φ_I , град	Обозна- чение коэф- фици- ентов	Коэффициенты несущей способности N_γ, N_q, N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ , град, равных									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
40	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	$\left\{ \begin{matrix} 2,79 \\ 10,46 \\ 11,27 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 32,7	-
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11			
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43			
45	N_γ	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	$\left\{ \begin{matrix} 5,22 \\ 16,42 \\ 15,82 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 35,2
	N_q	134,87	108,24	85,16	65,58	49,26	35,93	26,24	16,62		
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82		

Примечания

1 При промежуточных значениях φ_I и δ коэффициенты N_γ, N_q, N_c допускается определять интерполяцией.

2 В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки δ' , исходя из условия (10.3.2.9)

Угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяют из условия

$$tg\delta = F_h/F_v, \quad (10.3.2.8)$$

где F_h и F_v - соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки F на основание в уровне подошвы фундамента, кН.

Расчет по формуле (10.3.2.6) следует выполнять, если соблюдается условие

$$tg\delta < \sin\varphi_I \quad (10.3.2.9)$$

Примечания

1 При использовании формулы (10.3.2.6) в случае неодинаковой пригрузки с разных сторон фундамента в составе горизонтальных нагрузок следует учитывать активное давление грунта.

2 Если условие (10.3.2.9) не выполняется, следует проводить расчет фундамента на сдвиг по подошве (10.2.2.12).

3 При соотношении сторон фундамента $\eta > 5$ фундамент рассматривается как ленточный и коэффициенты ξ_γ, ξ_q, ξ_c принимают равными единице.

10.3.2.12 Расчет фундамента на сдвиг по подошве проводят

исходя из условия

$$\sum F_{s,a} \leq (\gamma_c \sum F_{s,r}) / \gamma_n, \quad (10.3.2.10)$$

где $\sum F_{s,a}$ и $\sum F_{s,r}$ - суммы проекций на плоскость скольжения соответственно расчетных сдвигающих и удерживающих сил, кН, определяемых с учетом активного и пассивного давлений грунта на боковые грани фундамента, коэффициента трения подошвы фундамента по грунту, а также силы гидростатического противодействия (при уровне подземных вод выше подошвы фундамента);

γ_c и γ_n - то же, что и в формуле (10.3.2.1).

10.3.2.13 Расчет на плоский сдвиг по подошве проводят при наличии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент в случаях:

- нарушения условия (10.3.2.9) применимости формулы (10.3.2.6);
- наличия слоя грунта с низкими значениями прочностных характеристик непосредственно под подошвой фундамента;
- в случаях, указанных в 10.3.2.14.

10.3.2.14 Предельное сопротивление основания (однородного ниже подошвы фундамента до глубины не менее $0,75b$), сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными грунтами (10.3.2.5), допускается вычислять следующим образом:

а) вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания ленточного фундамента n_u , кН/м, по формуле

$$n_u = b' [q + (1 + \pi + \cos\alpha)c_I], \quad (10.3.2.11)$$

где b' - то же, что и в формуле (10.3.2.1);

q - пригрузка с той стороны фундамента, в направлении которой действует горизонтальная составляющая нагрузки, кПа;

$c_I = c_u$ - то же, что и в 10.3.2.5;

$\pi = 3,14$;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

α - угол, рад, вычисляемый по формуле

$$\alpha = \arcsin(f_h/b'c_I), \quad (10.3.2.12)$$

здесь f_h - горизонтальная составляющая расчетной нагрузки на 1 м длины фундамента с учетом активного давления грунта, кН/м.

Формулу (10.3.2.11) допускается использовать, если выполняется условие

$$f_h \leq b'c_I; \quad (10.3.2.13)$$

б) силу предельного сопротивления основания прямоугольного ($l \leq 3b$) фундамента при действии на него вертикальной нагрузки допускается вычислять по формуле (10.3.2.6), полагая $\varphi_I = 0$, $\xi_c = 1 + 0,11/\eta$, $c_I = c_u$.

Во всех случаях, если на фундамент действуют горизонтальные нагрузки и основание сложено грунтами в нестабилизированном состоянии, следует проводить расчет фундамента на сдвиг по подошве (10.3.2.12).

10.4 Расчет фундаментов на искусственном основании

10.4.1 Основные указания по расчету

10.4.1.1 Расчет свайных фундаментов и их оснований должен быть выполнен в соответствии с ГОСТ 27751 по предельным состояниям *первой группы*:

а) по прочности материала свай и свайных ростверков;

б) по несущей способности (предельному сопротивлению) грунта основания свай;

в) по потере общей устойчивости оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.), в том числе сейсмические, если сооружение расположено на

откосе или вблизи него или если основание сложено крутопадающими слоями грунта. Этот расчет следует производить с учетом конструктивных мероприятий, предусмотренных для предотвращения смещения проектируемого фундамента;

второй группы:

а) по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок (см. подраздел 10.3.2);

б) по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов (см. приложение Л);

в) по образованию или чрезмерному раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

10.4.1.2 В расчетах оснований свайных фундаментов следует учитывать совместное действие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (например, влияние подземных вод и их режима на физико-механические свойства грунтов и др.) на весь период эксплуатации.

Сооружение и его основание должны рассматриваться совместно, т.е. должно учитываться взаимодействие сооружения со сжимаемым основанием.

Расчетная схема системы "сооружение-основание" или "фундамент-основание" должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, особенностей его возведения, характера грунтовых напластований, свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.). Рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

и грунтов, развитие областей пластических деформаций под фундаментом.

Расчет свайных фундаментов должен проводиться с построением математических моделей, описывающих механическое поведение свайных фундаментов для первого или второго предельного состояния. Расчетная модель может представляться в аналитическом или численном виде. При проведении расчетов несущей способности и осадок одиночных свай предпочтение следует отдавать табулированным или аналитическим решениям, приведенным в настоящем стандарте. Расчеты большеразмерных свайных кустов и комбинированных свайно-плитных фундаментов (КСП) следует, преимущественно, проводить численно.

При проектировании свайных фундаментов следует учитывать жесткость конструкций, объединяющих головы свай, что должно отражаться в расчетной модели. При этом при составлении расчетной модели должны также учитываться:

- грунтовые условия площадки строительства;
- гидрогеологический режим;
- особенности устройства свай;
- наличие шлама под нижним концом свай.

При проведении численных расчетов расчетная схема системы "ростверк - сваи - грунтовое основание" должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов, определяющих сопротивление указанной системы. Необходимо учитывать продолжительность и возможное изменение во времени нагружения свай и свайных фундаментов.

Расчетная модель свайных фундаментов должна строиться таким образом, чтобы содержать погрешность только в сторону запаса надежности проектируемых надземных конструкций. Если заранее

такая погрешность не может быть определена, необходимо проведение вариантных расчетов и определение наиболее неблагоприятных воздействий для надземных конструкций.

При проведении компьютерных расчетов свайных фундаментов следует учитывать возможные неопределенности, связанные с назначением расчетной модели и выбором деформационных и прочностных показателей грунтов основания. Для этого при проведении численных расчетов, определяющих возможное сопротивление одиночных свай, групп свай и свайно-плитных фундаментов, рекомендуется проводить сопоставление результатов расчета отдельных элементов расчетной схемы с аналитическими решениями, а также выполнять сопоставление альтернативных результатов расчета по различным геотехническим программам.

10.4.1.3 При проектировании свайных фундаментов допускается использовать как компьютерные программы, реализующие методики настоящего документа, так и численные решения с использованием апробированных геотехнических моделей. Программное обеспечение должно быть верифицировано (проверено).

10.4.1.4 Расчетные значения коэффициентов постели грунта c_r , окружающего сваю, следует принимать в соответствии с приложением Л.

10.4.1.5 Расчетные сопротивления грунта под нижним концом сваи R и на боковой поверхности сваи f_i следует определять по указаниям подраздела 11.4.2 или путем расчета с использованием численного моделирования.

При наличии результатов полевых исследований, проведенных в соответствии с требованиями подраздела 7.3 СП 24.13330, несущую способность грунта основания свай следует определять с учетом данных статического зондирования грунтов, испытаний грунтов

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

эталонными сваями или по данным динамических испытаний свай. В случае проведения испытаний свай статической нагрузкой несущую способность грунта основания сваи следует принимать по результатам этих испытаний, учитывая рекомендации подраздела 7.3. При применении комбинированных свай их несущая способность должна определяться только на основании статических испытаний.

Для объектов, по которым не проводились испытания натуральных свай статической нагрузкой, рекомендуется определять несущую способность грунта основания сваи несколькими из возможных способов, указанных в подразделах 10.4.2 настоящего стандарта и 7.3 СП 24.13330, учитывая при этом уровень ответственности сооружения.

10.4.1.6 При расчете свай всех видов по прочности материала сваю допускается рассматривать как стержень, жестко заземленный в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии l_1 , определяемом по формуле

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} \quad (10.4.1.1)$$

где l_0 - длина участка сваи от подошвы ростверка до уровня планировки грунта, м;

α_ε - коэффициент деформации, 1/м, определяемый по рекомендуемому приложению Л.

Если для буровых свай и свай-оболочек, заглубленных сквозь толщу нескального грунта и заделанных в скальный грунт, отношение $\frac{2}{\alpha_\varepsilon} > h$, следует принимать $l_1 > l_0 + h$ (где h - глубина погружения сваи или сваи-оболочки, отсчитываемая от ее нижнего конца до уровня планировки грунта при высоком ростверке, подошва которого расположена над грунтом, и до подошвы ростверка при

низком ростверке, подошва которого опирается или заглублена в нескальные грунты, за исключением сильносжимаемых, м).

При расчете по прочности материала буроинъекционных свай, прорезающих сильносжимаемые грунты с модулем деформации $E \leq 5$ МПа, расчетную длину свай на продольный изгиб l_d в зависимости от диаметра свай d следует принимать равной:

$$\text{при } E \leq 2 \text{ МПа } l_d = 25d$$

$$\text{при } 2 < E \leq 5 \text{ МПа } l_d = 15d .$$

В случае если l_d превышает толщину слоя сильносжимаемого грунта h_g , расчетную длину следует принимать равной $2h_g$.

10.4.1.7 При расчете набивных, буровых свай и баретт (кроме свай-столбов и буроопускных свай) по прочности материала расчетное сопротивление бетона следует принимать с понижающим коэффициентом условий работы $\gamma_{cb} = 0,85$, учитывающим бетонирование в узком пространстве скважин и обсадных труб, и дополнительного понижающего коэффициента γ'_{cb} , учитывающего влияние способа производства свайных работ:

а) в глинистых грунтах, если возможны бурение скважин и бетонирование их насухо без крепления стенок при положении уровня подземных вод в период строительства ниже пяты свай, $\gamma'_{cb} = 1,0$;

б) в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых производят насухо с применением извлекаемых обсадных труб или полых шнеков, $\gamma'_{cb} = 0,9$;

в) в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых осуществляют при наличии в них воды с применением извлекаемых обсадных труб или полых шнеков, $\gamma'_{cb} = 0,8$;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

г) в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых выполняют под глинистым раствором или под избыточным давлением воды (без обсадных труб), $\gamma_{cb} = 0,7$

Бетонирование свай под водой или под глинистым раствором следует производить только методом вертикально перемещаемой трубы (ВПТ) или с помощью бетононасосов.

10.4.1.8 Расчеты конструкций свай всех видов следует производить на воздействие нагрузок, передаваемых на них от сооружения, а предварительно изготовленных (забивных) свай, кроме того, на усилия, возникающие в них от собственного веса при изготовлении, складировании, транспортировании свай, а также при подъеме их на копер за одну точку, удаленную от головы свай на $0,3l$ (где l - длина свай).

При этом усилие в свае от воздействия собственного веса следует определять с учетом коэффициента динамичности, равного:

1,5 - при расчете по прочности;

1,25 - при расчете по образованию и раскрытию трещин.

В этих случаях коэффициент надежности по нагрузке к собственному весу сваи принимают равным единице.

10.4.1.9 Допускаемую нагрузку на сваю ($F_d/\gamma_{c,g}$) в составе фундамента или одиночную сваю следует определять исходя из условия:

$$\gamma_n \cdot N \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g}}, \quad (10.4.1.2)$$

где N - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю от наиболее невыгодного сочетания нагрузок, действующих на фундамент, определяемая в соответствии с 10.4.1.10;

F_d - предельное сопротивление грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи и

определяемая в соответствии с подразделами 10.4.2 настоящего стандарта и 7.3 СП 24.13330;

γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения, принимаемый по ГОСТ 27751, но не менее 1;

$\gamma_{c,g}$ - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным:

1,2 - если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой;

1,25 - если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта или по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей или сваей-зондом;

1,4 - если несущая способность сваи определена расчетом с использованием таблиц свода правил, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта;

1,4 (1,25) - для фундаментов опор мостов при низком ростверке, на висячих сваях (сваях трения) и сваях-стойках, а при высоком ростверке - только при сваях-стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку независимо от числа свай в фундаменте;

1,5 - если несущая способность сваи определена расчетом с использованием компьютерных программ на основании численного моделирования.

Для фундаментов при высоком или низком ростверке, подошва которого опирается на грунты с модулем деформации $E < 5$ МПа, и висячих сваях, воспринимающих сжимающую нагрузку, а также для сооружений при любом виде ростверка и висячих сваях и сваях-

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

стойках, воспринимающих выдергивающую нагрузку, $\gamma_{c,g}$ принимают в зависимости от числа свай в фундаменте:

При	21	свае	и	более	1,4 (1,25);
от	11	До	20	свай	1,55 (1,4);
"	6	"	10	"	1,65 (1,5);
"	1	"	5	"	1,75 (1,6).

Для фундаментов из одиночной сваи под колонну при нагрузке на забивную сваю квадратного сечения более 600 кН, набивную или буровую сваю - более 2500 кН, значение коэффициента $\gamma_{c,g}$ следует принимать равным 1,4, если несущая способность сваи определена по результатам испытаний статической нагрузкой, и 1,6, если несущая способность сваи определена другими способами.

Примечания:

1 В скобках даны значения $\gamma_{c,g}$ в случае, когда несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой или расчетом по результатам статического зондирования грунтов.

2 При расчете свай всех видов как на вдавливающие, так и на выдергивающие нагрузки продольное усилие, возникающее в свае от расчетной нагрузки N , следует определять с учетом собственного веса сваи, принимаемого с коэффициентом надежности по нагрузке, увеличивающим расчетное усилие.

3 Если расчет свайных фундаментов производится с учетом ветровых и крановых нагрузок, то воспринимаемую крайними сваями расчетную нагрузку допускается повышать на 20% (кроме фундаментов опор линий электропередачи).

4 Если сваи фундамента опоры моста в направлении действия внешних нагрузок образуют один или несколько рядов, то при учете (совместном или отдельном) нагрузок от торможения, давления ветра, льда и навала судов, воспринимаемых наиболее нагруженной сваем, расчетную нагрузку допускается повышать на 10% при четырех сваях в ряду и на 20% при восьми сваях и более.

При промежуточном числе свай процент повышения расчетной нагрузки определяют интерполяцией.

5 При расчете сваи в составе большеразмерных кустов и полей свай на основании численного моделирования допускается учитывать возможность увеличения предельного сопротивления грунта основания сваи по сравнению с предельным сопротивлением грунта основания одиночной сваи.

10.4.1.10 Расчетную нагрузку на сваю N , кН, следует определять, рассматривая фундамент как группу свай, объединенную жестким ростверком, воспринимающим вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю допускается определять по формуле

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (10.4.1.3)$$

где N_d - расчетная сжимающая сила, кН, передаваемая на свайный ростверк в уровне его подошвы;

M_x, M_y - передаваемые на свайный ростверк в плоскости подошвы расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей и плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n - число свай в фундаменте;

x_i, y_i - расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м;

x, y - расстояния от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляют расчетную нагрузку, м.

10.4.1.11 Горизонтальную нагрузку, действующую на фундамент с жестким ростверком с вертикальными сваями одинакового поперечного сечения, допускается принимать равномерно распределенной между всеми сваями.

10.4.1.12 Проверка устойчивости свайного фундамента и его основания должна производиться в соответствии с требованиями подраздела 10.3 с учетом действия дополнительных горизонтальных реакций от свай, приложенных к сдвигаемой части грунта.

10.4.1.13 Напряжение в бетоне ростверка от давления торца свай, как правило, не должно превышать расчетное сопротивление бетона ростверка по нормам для осевого сжатия в расчетах по прочности. Если напряжение превышает расчетное сопротивление бетона ростверка, следует применить бетон более высокого класса или предусмотреть укладку арматурных сеток из стержней диаметром 12 мм над каждой сваей (одной сетки, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона ростверка до 20%, или двух сеток, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона на 20-30%).

10.4.1.14 В расчетах (по грунту и материалу) конструкций свайных фундаментам и фундаментам из опускных колодцев (за исключением расчетов несущей способности оснований) за расчетную поверхность грунта следует принимать: для фундаментам устоев - естественную поверхность грунта; для фундаментам промежуточных опор - поверхность грунта у опор на уровне срезки (планировки) или местного размыва.

Для устоев и береговых промежуточных опор со свайными фундаментами, ростверки которых расположены над грунтом, а сваи погружены сквозь отсыпанную или намытую часть насыпи, расчетную поверхность грунта допускается принимать с учетом заделки свай в этой части насыпи.

10.4.1.15 Несущую способность одиночной сваи в мерзлых грунтах следует определять согласно СП 25.13330 и СП 32-101.

10.4.1.16 Несущую способность основания в уровне низа свай

требуется проверять как для условного фундамента согласно 10.4.3.6 - 10.4.3.9.

Указанная проверка не требуется для:

- однорядных фундаментов в любых грунтовых условиях;
- многорядных свайных фундаментов, сваи которых работают как стойки (при опирании их на скальные грунты, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, глинистые грунты твердой консистенции и мерзлые грунты, используемые по принципу 1).

10.4.1.17 Следует учитывать взаимное влияние осадок примыкающей части насыпи и осадки устоев и возможное «негативное» трение в сваях. При этом длину участка свай, на которых может реализоваться «негативное» трение, следует определять при полных конечных осадках.

10.4.2 Расчетные методы определения несущей способности свай

Свай-стойки

10.4.2.1 Расчетные методы следует использовать для оценки несущей способности свай-стоек при проектировании сооружений всех уровней ответственности.

Несущую способность F_d , кН, забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой сваи, опирающейся на скальный грунт, а также забивной сваи, опирающейся на слабдеформируемый грунт, принимается равной несущей способности основания под нижним концом сваи F_{db} :

$$F_d = F_{db} \quad (10.4.2.1)$$

Несущую способность основания под нижним концом сваи F_{db} следует определять, используя расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, по формуле

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (10.4.2.2)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа;

A - площадь опирания на грунт сваи, м^2 , принимаемая для свай сплошного сечения и полых свай с закрытым нижним концом равной площади поперечного сечения брутто, для свай полых круглого сечения с открытым нижним концом и свай-оболочек - равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров.

Расчетное сопротивление скального грунта R для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и слабодеформируемые грунты, следует принимать $R = 20000$ кПа.

Для набивных, буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном, опирающихся на невыветрелые скальные грунты (без слабых прослоек) при $l_d < 0,5$ м, R следует определять по формуле

$$R = R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g}, \quad (10.4.2.3)$$

где R_m - расчетное сопротивление массива скального грунта под нижним концом сваи-стойки, определяемое по $R_{c,m,n}$ - нормативному значению предела прочности на одноосное сжатие массива скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяемому, как правило, в полевых условиях;

γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Для предварительных расчетов оснований сооружений всех уровней ответственности значения характеристик R_m и $R_{c,m,n}$ допускается принимать равным

$$R_m = R_c K_s, R_{c,m,n} = R_{c,n} K_s,$$

где R_c и $R_{c,n}$ - соответственно расчетное и нормативное значения предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяются по результатам испытаний образцов отдельностей (монолитов) в лабораторных условиях;

K_s - коэффициент, учитывающий снижение прочности ввиду трещиноватости скальных грунтов, принимаемый по таблице 10.4.2.1.

Таблица 10.4.2.1

Степень трещиноватости	Показатель качества породы RQD , %	Коэффициент снижения прочности K_s
Очень слаботрещиноватые	90-100	1
Слаботрещиноватые	75-90	От 0,60 до 1
Среднетрещиноватые	50-75	Св. 0,32 " 0,60
Сильнотрещиноватые	25-50	" 0,22 " 0,32
Очень сильнотрещиноватые	0-25	0,22
Примечания		
1 Большим значениям RQD соответствуют большие значения K_s .		
2 Для промежуточных значений RQD коэффициент K_s определяется интерполяцией.		

В любом случае значение R следует принимать не более 20000 кПа и не менее величины расчетного сопротивления под нижним концом сваи для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и с углом внутреннего трения $\varphi_I=32^\circ$ согласно 10.4.2.10.

Расчетное сопротивление скального грунта для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в

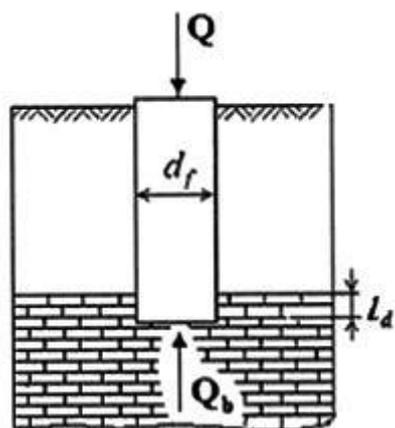
ГОСТ Р (проект, первая редакция)

невыветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, определяется по формуле

$$R = R_m \left(1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f} \right), \quad (10.4.2.4)$$

где R_m - определяется по формуле (10.4.2.3);

l_d - расчетная глубина заделки набивной и буровой сваи и сваи-оболочки в скальный грунт, м (рисунок 10.4.2.1);



Q - вертикальная нагрузка на сваю; Q_b - вертикальная нагрузка, воспринимаемая пятой сваи, $Q = Q_b$

Рисунок 10.4.2.1 - Опираение сваи на скальный грунт

d_f - наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой сваи и сваи-оболочки, м.

Значение фактора заглубления $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$ принимается не более 3.

Для окончательных расчетов оснований сооружений I и II уровней ответственности, а также оснований, сложенных выветрелыми, размягчаемыми, со слабыми прослойками скальными грунтами, несущую способность сваи-стойки F_d следует принимать по результатам испытаний свай статической нагрузкой.

Для сваи-оболочек, равномерно опираемых на поверхность невыветрелого скального грунта, прикрытого слоем нескальных неразмываемых грунтов толщиной не менее трех диаметров сваи-

оболочки, - по формуле (10.4.2.4), принимая фактор заглубления $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$ равным единице.

При наличии в основании набивных, буровых свай и свай-оболочек выветрелых, а также размягчаемых скальных грунтов их предел прочности на одноосное сжатие следует принимать по результатам испытаний штампами или по результатам испытаний свай и свай-оболочек статической нагрузкой.

10.4.2.2 Для предварительной оценки несущей способности F_d сваи, прорезающей толщу скальных грунтов, ее величину допускается определять с учетом расчетного сопротивления грунтов основания на боковой поверхности сваи согласно приложению М.

10.4.2.3 Для расчетов оснований сооружений классов КС-3 и КС-2, а также оснований, сложенных выветрелыми, размягчаемыми, со слабыми прослойками скальными грунтами, несущую способность сваи-стойки следует принимать по результатам испытаний свай статической нагрузкой.

Висячие забивные, вдавливаемые всех видов и железобетонные сваи-оболочки, погружаемые без выемки грунта (забивные сваи трения)

10.4.2.4 Несущую способность F_d , кН, висячей забивной и вдавливаемой свай и железобетонной сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающей на вдавливающую нагрузку, следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (10.4.2.5)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 10.4.2.2;

A - площадь опирания на грунт сваи, м², принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади сваи-оболочки нетто;

u - наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 7.3;

h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

$\gamma_{R,R}$, $\gamma_{R,f}$ - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по таблице 10.4.2.4.

Таблица 10.4.2.2

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа						
	песков средней плотности						
	гравелист ых	крупных	-	средней крупнос ти	мелких	пылеват ых	-
	глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800

Продолжение таблицы 10.4.2.2

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа						
	песков средней плотности						
	гравелист ых	крупных	-	средней крупнос ти	мелких	пылеват ых	-
	глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400
40	15800	10500	8600	6400	4400	2400	1500
Примечания							
1 Над чертой даны значения R для песков, под чертой - для глинистых грунтов.							
2 В таблицах 10.4.2.2 и 10.4.2.3 глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 м - от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.							
Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах - от уровня дна болота.							
При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубину погружения в грунт нижнего конца сваи в таблице 10.4.2.2 следует принимать от							

уровня природного рельефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубину погружения свай следует принимать как для выемок глубиной 6 м.

3 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести L_f глинистых грунтов значения R и f_i в таблицах 10.4.2.2 и 10.4.2.3 определяют интерполяцией.

4 Для плотных песков, плотность которых определена по данным статического зондирования, значения R по таблице 10.4.2.2 для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100% - для песков крупных и средней крупности и на 130% - для песков мелких и пылеватых. При определении плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения R по таблице 10.4.2.2 следует увеличить на 60% - для песков крупных и средней крупности и на 75% - для песков мелких и пылеватых, но не более чем до 20000 кПа.

5 Значения расчетных сопротивлений R по таблице 10.4.2.2 допускается использовать при условии, если заглубление свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляет не менее, м:

4,0 - для мостов и гидротехнических сооружений;

3,0 - для зданий и прочих сооружений.

6 Значения расчетного сопротивления R под нижним концом забивных свай сечением 0,15x0,15 м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20%.

7 Для супесей при числе пластичности $I_p \leq 44$ и коэффициенте пористости $e < 0.8$ расчетные сопротивления R и f_i следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

8 При расчетах показатель текучести грунтов следует принимать применительно к прогнозируемому их состоянию в период эксплуатации проектируемых зданий и сооружений.

Таблица 10.4.2.3

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек f_i , кПа								
	песков средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7
40	107	74	53	38	23	14	9	8	7

Примечания

- 1 При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай f_i следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 2, 3 и 8 к таблице 10.4.2.2.
- 2 При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.
- 3 Значения расчетного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице.
- 4 Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,5$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в таблице 10.4.2.3, при любых значениях показателя текучести.

Таблица 10.4.2.4

Способы погружения забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом $\gamma_{R,R}$	на боковой поверхности $\gamma_{R,f}$
1 Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) пески средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,0	1,0
пылеватые	1,0	1,0

Продолжение таблицы 10.4.2.4

Способы погружения забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом $\gamma_{R,R}$	на боковой поверхности $\gamma_{R,f}$
б) глинистые с показателем текучести $I_L = 0.5$:		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0.0$	1,0	1,0
5 Погружение молотами полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи менее 0,4 м	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6 Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
7 Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8

Способы погружения забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом $\gamma_{R,R}$	на боковой поверхности $\gamma_{R,f}$
в) в глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) то же, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0
Примечание - Коэффициенты $\gamma_{R,R}$ и $\gamma_{R,f}$ по поз.4 для глинистых грунтов с показателем текучести $0,5 > I_L > 0$ определяют интерполяцией.		

В формуле (10.4.2.5) суммировать сопротивления грунта следует по всем слоям грунта, пройденным свайей, за исключением случаев, когда проектом предусматривается планировка территории срезкой или возможен размыв грунта. В этих случаях следует суммировать сопротивления всех слоев грунта, расположенных соответственно ниже уровня планировки (срезки) и дна водоема после его местного размыва при расчетном паводке.

Примечания

1 Несущую способность забивных булавовидных свай следует определять по формуле (10.4.2.5), при этом за периметр u на участке ствола следует принимать периметр поперечного сечения ствола сваи, на участке уширения - периметр поперечного сечения уширения. Расчетное сопротивление f_i грунта на боковой поверхности таких свай на участке уширения, а в песках и на участке ствола следует принимать таким же, как для свай без уширения; в глинистых грунтах сопротивление f_i на участке ствола, расположенного выше уширения, следует принимать равным нулю.

2 Расчетные сопротивления грунтов R и f_i в формуле (10.4.2.5) для лессовых грунтов при глубине погружения свай более 5 м следует принимать по значениям, указанным в таблицах 10.4.2.2 и 10.4.2.3 для глубины 5 м. Кроме того,

для этих грунтов в случае возможности их замачивания расчетные сопротивления R и f_i , указанные в таблицах 10.4.2.2 и 10.4.2.3, следует принимать при показателе текучести, соответствующем полному их водонасыщению.

10.4.2.5 Для забивных и вдавливаемых свай, опирающихся нижним концом на рыхлые пески или на глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$, несущую способность F_d , кН, следует определять по результатам статических испытаний свай.

10.4.2.6 Несущую способность пирамидальной, трапецеидальной и ромбовидной свай, прорезающих песчаные и глинистые грунты, F_d , кН, с наклоном боковых граней $i_p \leq 0,025$ следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c [\gamma_{R,R} R A + \sum h_i (\gamma_{R,f} u_i f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r)], \quad (10.4.2.6)$$

где γ_c , R , A , h_i , f_i , $\gamma_{R,R}$, $\gamma_{R,f}$ - то же, что и в формуле (10.4.2.5);

u_i - наружный периметр i -го сечения сваи, м;

$u_{0,i}$ - сумма размеров сторон i -го поперечного сечения сваи, м, которые имеют наклон к оси сваи;

i_p - наклон боковых граней сваи, доли единицы;

E_i - модуль деформации слоя грунта, окружающего боковую поверхность сваи, кПа, определяемый по результатам компрессионных испытаний;

k_i - коэффициент, зависящий от вида грунта и принимаемый по таблице 10.4.2.5;

ζ_r - реологический коэффициент, принимаемый равным 0,8.

Примечания

1 При ромбовидных сваях суммирование сопротивлений грунта на боковой поверхности участков с обратным наклоном в формуле (10.4.2.6) не производится.

2 Расчет пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i_p > 0,025$ допускается производить в соответствии с требованиями приложения Н.

Таблица 10.4.2.5

Грунты	Коэффициент k_i
Пески и супеси	0,5
Суглинки	0,6
Глины:	
при $I_p = 18$	0,7
при $I_p = 25$	0,9
Примечание - Для глин с числом пластичности $18 < I_p < 25$ значения коэффициента k_i определяют интерполяцией.	

10.4.2.7 Несущую способность F_{du} , кН, висячей забивной и вдавливаемой сваи и сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на выдергивающую нагрузку, следует определять по формуле

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i, \quad (10.4.2.7)$$

где u , $\gamma_{R,f}$, f , h_i - то же, что и в формуле (10.4.2.5);

γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте (для свай, погружаемых в грунт на глубину менее 4 м, $\gamma_c = 0,6$, на глубину 4 м и более $\gamma_c = 0,8$ - для всех сооружений).

Не допускается работа свай на выдергивание при основном сочетании нагрузок, включающем только постоянные нагрузки и воздействия.

10.4.2.8 Несущую способность свай и баретт глубиной свыше 40 м следует определять на основании численных расчетов с учетом 10.4.2.14. При этом начальное напряженное состояние массива грунта рекомендуется задавать с учетом OCR и СП 22.13330.

Висячие набивные, буровые и сваи-оболочки, погружаемые с выемкой грунта и заполняемые бетоном (сваи трения)

10.4.2.9 Несущую способность F_d , кН, набивной и буровой свай с уширением и без уширения, а также сваи-оболочки, погружаемой с выемкой грунта и заполняемой бетоном, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять по формуле

$$F_{du} = \gamma_c (\gamma_{R,R} RA + \gamma_{R,fu} \sum f_i h_i), \quad (10.4.2.8)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай; в случае опирания ее на глинистые грунты со степенью влажности $S_r < 0,85$ и на лессовые грунты – $\gamma_c = 0,8$, в остальных случаях - $\gamma_c = 1$;

$\gamma_{R,R}$ - коэффициент надежности по сопротивлению грунта под нижним концом свай; $\gamma_{R,R} = 1$ во всех случаях, за исключением свай с камуфлетными уширениями и буроинъекционных свай по 5.2.2.7,е, для которых этот коэффициент следует принимать равным 1,3, и свай с уширением, устраиваемых путем механического разбуривания грунта, бетонируемых насухо $\gamma_{R,R}=0,5$ и бетонируемых подводным способом, для которых $\gamma_{R,R}=0,3$;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа, принимаемое по 10.4.2.10; а для набивной свай, изготавливаемой по технологии, указанной в 5.2.2.6а, б - по таблице 10.4.2.2;

A - площадь опирания свай, м², принимаемая равной:

для набивных и буровых свай без уширения - площади поперечного сечения свай;

для набивных и буровых свай с уширением - площади поперечного сечения уширения в месте наибольшего его диаметра;

для сваи-оболочек, заполняемых бетоном, - площади поперечного сечения оболочки брутто;

u - периметр поперечного сечения ствола свай, м;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

$\gamma_{R,f}$ - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, зависящий от способа образования скважины и условий бетонирования и принимаемый по таблице 10.4.2.6;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи, кПа, принимаемое по таблице 10.4.2.3;

h_i - то же, что и в формуле (10.4.2.5).

Примечания

1 Сопротивление песков на боковой поверхности сваи следует учитывать на участке, расположенном на $1,5d_0$ выше уширения, как это показано на рисунке 10.4.2.2. Сопротивление глинистых грунтов допускается учитывать по всей длине ствола.

2 Периметр поперечного сечения ствола u для буроинъекционных свай следует принимать равным периметру скважины, пробуриваемой при их изготовлении.

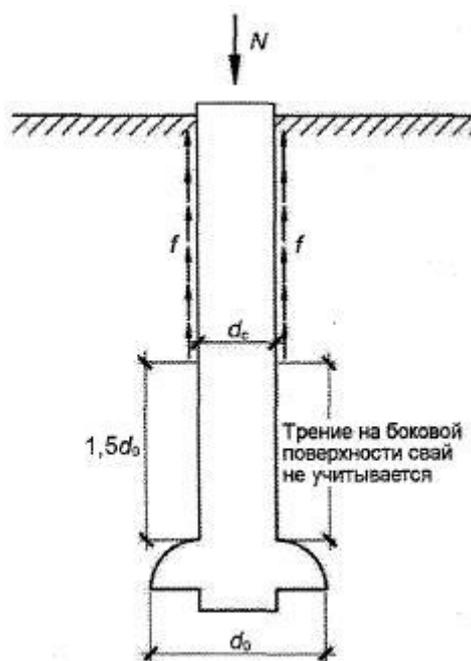


Рисунок 10.4.2.2 - Схема к расчету сопротивления на боковой поверхности ствола сваи с уширением в песчаном грунте

Таблица 10.4.2.6

Сваи и способы их устройства	Коэффициент условий работы сваи $\gamma_{R, f}$			
	в песках	в супесях	в суглинках	в глинах
1 Набивные, а также сваи, устраиваемые с вытеснением грунта по 5.2.2.6, а при погружении инвентарной трубы с теряемым наконечником или бетонной пробкой	1	1	1	0,9
2 Набивные виброштампованные	0,9	0,9	0,9	0,9
3 Буровые, в том числе с уширением, бетонируемые:				
а) при отсутствии воды в скважине (сухим способом) и при использовании обсадных инвентарных труб, а также при выполнении их методом непрерывно перемещающегося шнека (НПШ)	0,7	0,7	0,7	0,6
б) под водой или под глинистым раствором	0,6	0,6	0,6	0,6
в) жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
4 Баретты по 5.2.2.7, в	0,6	0,6	0,6	0,6
5 Сваи-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6
6 Сваи-столбы	0,7	0,7	0,7	0,6

Окончание таблицы 10.4.2.6

Сваи и способы их устройства	Коэффициент условий работы сваи $\gamma_{R,f}$			
	в песках	в супесях	в суглинках	в глинах
7 Буроинъекционные, изготавливаемые под защитой обсадных труб или бентонитового раствора с опрессовкой давлением 200-400 кПа (2-4 атм), а также при выполнении их с инъекцией бетонной смеси через колонну проходных полых шнеков	0,9	0,8	0,8	0,8
8 Буроинъекционные сваи, устраиваемые с использованием разрядно-импульсной технологии (РИТ) по 5.2.2.7е	1,3	1,3	1,1	1,1

Площадь опирания буроинъекционной сваи по 5.2.2.7е следует принимать по площади поперечного сечения уширения, а периметр поперечного сечения ствола - исходя из среднего значения диаметров d_{ij} сваи, которые следует определять по объему бетонной смеси, израсходованной на заполнение j -го разрядно-импульсного уширения в i -м слое грунта. Заданные в проекте уширения сваи уточняют при изготовлении опытных свай в конкретных грунтовых условиях.

Для свай с уширением, устраиваемых путем механического разбуривания грунта, при наличии данных видеообследования скважин или результатов обследования скважин с применением геофизических методов, указывающих на отсутствие бурового шлама на уровнях подошвы уширения скважин и дна приямка ниже уширения,

допускается принимать: $\gamma_{R,R} = 1$ - при бетонировании скважин насухо и $\gamma_{R,R} = 0,9$ - при бетонировании скважин подводным способом.

10.4.2.10 Расчетное сопротивление R , кПа, грунта под нижним концом сваи следует принимать:

а) для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и песков в основании набивной и буровой свай с уширением и без уширения, сваи-оболочки, погружаемой с полным удалением грунтового ядра, - по формуле (10.4.2.9), а сваи-оболочки, погружаемой с сохранением грунтового ядра из указанных грунтов на высоту 0,5 м, - по формуле (10.4.2.10):

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h); \quad (10.4.2.9)$$

$$R = \alpha_4(\alpha_1\gamma'_1d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h), \quad (10.4.2.10)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 10.4.2.7 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта основания;

γ'_1 - расчетное значение удельного веса грунта, кН/м³, в основании сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

γ_1 - осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м³, расположенных выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

d - диаметр, м, набивной и буровой свай, диаметр уширения (для сваи с уширением), сваи-оболочки или диаметр скважины для сваи-столба, омоноличенного в грунте цементно-песчаным раствором;

h - глубина заложения, м, нижнего конца сваи или ее уширения, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки (при планировке срезкой), для опор мостов - от дна водоема после его общего размыва при расчетном паводке;

б) для глинистых грунтов в основании - по таблице 10.4.2.8.

Примечания

1 Указания 10.4.2.10 относятся к случаям, когда обеспечивается заглубление свай в грунт, принятый за основание их нижних концов, не менее чем на диаметр сваи (или уширения для сваи с уширением), но не менее чем на 2 м.

2 Значения R , рассчитанные по формулам (10.4.2.9) и (10.4.2.10), не следует принимать выше значений, приведенных в таблице 10.4.2.2 для забивных свай той же длины и в тех же грунтовых условиях.

Таблица 10.4.2.7

Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта φ , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 при h/d , равном:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 и более	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77

Окончание таблицы 10.4.2.7

Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта φ , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_4 при d , равном, м:									
0,8 и менее	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17
Примечания									
1 Расчетные значения угла внутреннего трения φ следует принимать $\varphi = \varphi_I$.									
2 Для промежуточных значений φ_I , h/d и d значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 , и α_4 определяют интерполяцией.									

Таблица 10.4.2.8

Глубина заложения нижнего конца свай h , м	Расчетное сопротивление R , кПа, под нижним концом набивных и буровых свай и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, при глинистых грунтах, за исключением просадочных, с показателем текучести I_L , равным						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
≥ 40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Примечания

1 В таблице 10.4.2.8 глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 м - от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах - от уровня дна болота.

2 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L глинистых грунтов значения R в таблице определяют интерполяцией.

3 При расчетах показатель текучести грунтов следует принимать применительно к прогнозируемому их состоянию в период эксплуатации проектируемых зданий и сооружений.

4 Приведенные значения следует понижать при коэффициенте пористости грунта $e > 0,6$, при этом коэффициент понижения m следует определять интерполяцией между значениями $m = 1,0$ при $e = 0,6$ и $m = 0,6$ при $e = 1,1$.

5 Расчетное сопротивление R для крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем определяется по результатам отдельных испытаний по боковой поверхности натурной сваи и под ее нижним концом.

10.4.2.11 Расчетное сопротивление R , кПа, грунта под нижним концом сваи-оболочки, погружаемой с частичной выемкой грунта, но с сохранением грунтового ядра высотой не менее трех диаметров оболочки на последнем этапе ее погружения (при условии, что грунтовое ядро образовано из грунта, имеющего те же характеристики, что и грунт под нижним концом сваи-оболочки), следует принимать по таблице 7.2 с коэффициентом условий работы грунта, учитывающим способ погружения свай-оболочек в соответствии с позицией 4

таблицы 10.4.2.4, при этом расчетное сопротивление в указанном случае относится к площади поперечного сечения сваи-оболочки нетто.

10.4.2.12 Несущую способность F_{du} , кН, набивной и буровой свай и сваи-оболочки, работающих на выдергивающие нагрузки, следует определять по формуле

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{R,f} f_i h_i, \quad (10.4.2.11)$$

где γ_c - то же, что и в формуле (10.4.2.7);

$u, \gamma_{R,f}, f_i, h_i$ - то же, что и в формуле (10.4.2.8).

10.4.2.13 Для набивных и буровых свай и сваи-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, опирающихся нижним концом на глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$, несущую способность следует определять по результатам статических испытаний свай.

10.4.2.14 Несущую способность свай длиной более 40 м следует определять компьютерными расчетами на основании построения графика "осадка-нагрузка". При этом за величину несущей способности свай следует принимать нагрузку на сваю при расчетной величине осадки, равной 4 см.

Винтовые сваи

10.4.2.15 Несущую способность F_d , кН, винтовой однолопастной сваи диаметром лопасти $d \leq 1,2$ м и длиной $l \leq 10$ м, работающей на вдавливающую или выдергивающую нагрузку, следует определять по формуле (10.4.2.12) (при других параметрах, в частности при двух и более лопастях, диаметре лопасти $d > 1,2$ м и длине сваи $l > 10$ м, действии горизонтальной силы или момента, - только по данным испытаний сваи статической нагрузкой и результатам численных

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

расчетов в нелинейной постановке с использованием апробированных моделей грунта):

$$F_d = \gamma_c [F_{d0} + F_{df}], \quad (10.4.2.12)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи, зависящий от вида нагрузки, действующей на сваю, и грунтовых условий и определяемый по таблице 10.4.2..9;

F_{d0} - несущая способность лопасти, кН;

F_{df} - несущая способность ствола, кН.

Таблица 10.4.2.9

Грунт	Коэффициент условий работы винтовых свай γ_c при нагрузках		
	сжимающих	выдергивающих	знакопеременных
1 Глины и суглинки:			
а) твердые, полутвердые и тугопластичные	0,8	0,7	0,7
б) мягкопластичные	0,8	0,7	0,6
в) текучепластичные	0,7	0,6	0,4
2 Пески и супеси:			
а) пески маловлажные и супеси твердые	0,8	0,7	0,5
б) пески влажные и супеси пластичные	0,7	0,6	0,4
в) пески водонасыщенные и супеси текучие	0,6	0,5	0,3

Несущая способность лопасти винтовой сваи определяется по формуле

$$F_{d0} = (\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1) A, \quad (10.4.2.13)$$

где α_1, α_2 - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 10.4.2.10 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ_I (под рабочей зоной понимается прилегающий к лопасти слой грунта толщиной, равной d);

c_1 - расчетное значение удельного сцепления грунта в рабочей зоне, кПа;

γ_1 - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше лопасти сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³ ;

h_1 - глубина залегания лопасти сваи от природного рельефа, а при планировке территории срезкой - от уровня планировки, м;

A - проекция площади лопасти, м² , считая по наружному диаметру, при работе винтовой сваи на сжимающую нагрузку, и проекция рабочей площади лопасти, т.е. за вычетом площади сечения ствола, при работе винтовой сваи на выдергивающую нагрузку.

Таблица 10.4.2.10

Расчетное значение угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ_I , град.	Коэффициенты	
	α_1	α_2
13	7,8	2,8
15	8,4	3,3
16	9,4	3,8
18	10,1	4,5
20	12,1	5,5
22	15,0	7,0
24	18,0	9,2
26	23,1	12,3
28	29,5	16,5
30	38,0	22,5
32	48,4	31,0
34	64,9	44,4

Несущая способность ствола винтовой сваи определяется по формуле

$$F_{df} = u f_i (h - d), \quad (10.4.2.14)$$

где u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола винтовой сваи, кПа, принимаемое по таблице 10.4.2.3 (осредненное значение для всех слоев в пределах глубины погружения сваи);

h - длина ствола сваи, погруженной в грунт, м;

d - диаметр лопасти сваи, м.

Примечания

1 При определении несущей способности винтовых свай при действии вдавливающих нагрузок характеристики грунтов в таблице 10.4.2.10 относятся к грунтам, залегающим под лопастью, а при работе на выдергивающие нагрузки - над лопастью сваи.

2 Глубина заложения лопасти от уровня планировки должна быть не менее $5d$ при глинистых грунтах и не менее $6d$ - при песках (где d - диаметр лопасти).

10.4.2.16 Расчетную несущую способность винтовых свай СВКС рекомендуется рассчитывать по формуле 10.4.2.5.

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, определяемое по формуле 10.4.2.15;

A - площадь поперечного сечения ствола сваи, брутто, m^2 (для конусного ствола сваи принимается по полному сечению без учета конусности; для сваи с переменным сечением: при расчете по боковой поверхности принимается по сечению без учета конусности для полного сечения; при расчете по острию принимается полное сечение без учета конусности в районе острия сваи);

h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

$\gamma_{R,R}$ - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемый равным 0,8;

$\gamma_{R,f}$ - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, принимаемый равным 1,1 при погружении сваи с поверхности грунта в ненарушенный грунтовый массив; равным 0,8 - при погружении сваи в разрыхленный предварительным бурением грунтовый массив и равным 0,6 - при погружении сваи в лидерную скважину.

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом винтовой сваи следует определять по формуле:

$$R = \alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_{св}, \quad (10.4.2.15)$$

где α_1 , α_2 - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 3 в зависимости от расчетного угла внутреннего трения грунта φ основания сваи;

c_1 - расчетное значение удельного сцепления грунта основания сваи, кПа;

γ_1 - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м³, залегающих выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

$h_{св}$ - глубина погружения сваи, м.

10.4.2.17 Несущая способность свай из стальных труб, погружаемых с открытым нижним концом, работающих на вдавливающую нагрузку, должна определяться в соответствии с п.10.4.2.18.

Забивные полые сваи-оболочки

10.4.2.18 Несущая способность полых свай, погружаемых с открытым нижним концом, работающих на вдавливающую нагрузку, должна определяться по результатам статических испытаний. Для назначения нагрузки при проведении статических полых свай, погружаемых с открытым концом, следует рассматривать два варианта работы сваи в предельном состоянии:

а) с учетом сформированной грунтовой пробки, обусловленной сопротивлением грунта под нижним концом торца трубы (площадь нетто), площади грунтовой пробки (площадь брутто минус площадь нетто) и сопротивления грунта по внешней боковой поверхности сваи;

б) с учетом сопротивления грунта под нижним торцом трубы сваи, без учета грунтовой пробки (площадь сечения нижнего конца сваи нетто) и сопротивления грунта по внешней и внутренней боковым поверхностям сваи.

Искомая величина должна приниматься наименьшей из рассмотренных вариантов.

10.4.2.19 Полые сваи с закрытым нижним концом следует рассчитывать как забивные сваи в соответствии с п. 10.4.2.4.

Учет отрицательного (негативного) трения грунта на боковой поверхности свай

10.4.2.20 Основание, в котором расположены сваи, может испытывать деформации из-за консолидации, набухания, пригрузки смежных областей и т.д. Отрицательное (негативное) трение, возникающее на боковой поверхности свай при осадке околосвайного грунта и направленное вертикально вниз, следует учитывать в случаях:

- планировки территории подсыпкой толщиной более 1,0 м;
- загрузки пола складов полезной нагрузкой более 20 кН/м²;
- загрузки пола около фундаментов полезной нагрузкой от оборудования более 100 кН/м²;
- увеличения эффективных напряжений в грунте за счет снятия взвешивающего действия воды при понижении уровня подземных вод; незавершенной консолидации грунтов современных и техногенных отложений;
- уплотнения несвязных грунтов при динамических воздействиях;
- просадки грунтов при замачивании;
- при строительстве нового здания вблизи существующих.

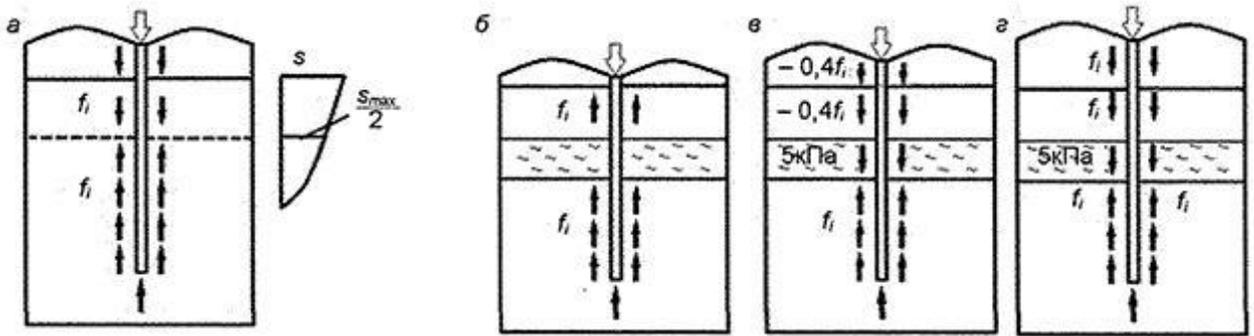
Примечание - Учет отрицательных сил трения, возникающих в просадочных грунтах, следует производить в соответствии с требованиями подраздела 10.5.1.

10.4.2.21 Отрицательное трение учитывают до глубины, на которой значение осадки околовсвайного грунта после возведения и загрузки свайного фундамента превышает половину предельного значения осадки для проектируемого здания или сооружения. Расчетные сопротивления грунта f_i принимают по таблице 10.4.2.3 со знаком "минус", а для торфа, ила, сапропеля - минус 5 кПа (рисунок 10.4.2.3, а). Если в пределах длины погруженной части сваи залегают напластования торфа толщиной более 30 см и возможна планировка территории подсыпкой или иная ее загрузка, эквивалентная подсыпке, то расчетное сопротивление грунта f_i , расположенного выше подошвы наинизшего (в пределах длины погруженной части сваи) слоя торфа, следует принимать:

а) при подсыпках высотой менее 2 м для грунтовой подсыпки и слоев торфа - равным нулю, для минеральных ненасыпных грунтов природного сложения - положительным значениям по таблице 10.4.2.3 (рисунок 10.4.2.3, б);

б) при подсыпках высотой от 2 до 5 м для грунтов, включая подсыпку, - равным 0,4 значений, указанных в таблице 10.4.2.3, но со знаком "минус", а для торфа - минус 5 кПа (отрицательные силы трения) (рисунок 10.4.2.3, в);

в) при подсыпках высотой более 5 м для грунтов, включая подсыпку, - равным значениям, указанным в таблице 10.4.2.3, но со знаком "минус", а для торфа - минус 5 кПа (рисунок 10.4.2.3, г).



а - общий случай; б - наличие слабых прослоек и подсыпки высотой менее 2 м; в - наличие слабых прослоек и подсыпки высотой 2-5 м; г - наличие слабых прослоек и подсыпки высотой более 5 м

Рисунок 10.4.2.3 - Схема развития сил негативного трения

10.4.2.22 В случае когда консолидация грунта от подсыпки или пригрузки территории к моменту начала возведения надземной части зданий или сооружений (включая свайный ростверк) завершилась или возможное значение осадки грунта, окружающего сваи, после указанного момента в результате остаточной консолидации не будет превышать половины предельного значения осадки для проектируемого здания или сооружения, сопротивление грунта на боковой поверхности сваи допускается принимать положительным вне зависимости от наличия или отсутствия прослоек торфа. Для прослоек торфа значение f_i следует принимать равным 5 кПа.

Если известны значения коэффициентов консолидации и модуля деформации торфов, залегающих в пределах длины погруженной части сваи, и возможно определение значения осадки основания от воздействия пригрузки территории для каждого слоя грунта, то при определении несущей способности сваи допускается учитывать силы сопротивления грунта с отрицательным знаком (отрицательные силы трения) не от уровня подошвы нижнего слоя торфа, а начиная от верхнего уровня слоя грунта, значение дополнительной осадки которого от пригрузки территории (определенной начиная с момента передачи на сваю расчетной нагрузки) составляет половину

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

предельного значения осадки для проектируемого здания или сооружения.

10.4.3 Расчет свай, свайных и комбинированных свайно-плитных фундаментов по деформациям

10.4.3.1 Расчет осадок свайных фундаментов (расчет по второй группе предельных состояний) допускается выполнять с использованием расчетных схем, основанных на модели грунта как линейно-деформируемой среды, при обязательном выполнении условия (10.4.2).

Осадка одиночной висячей сваи рассчитывается в соответствии с 10.4.3.2 и 10.4.3.3.

Осадка малой группы ($n \leq 25$) висячих свай (свайного куста) рассчитывается в соответствии с 10.4.3.4 и 10.4.3.5 по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте.

Осадка большой группы висячих свай (свайного поля) может быть определена с использованием модели условного фундамента на естественном основании в соответствии с 10.4.3.6 -10.4.3.9.

Осадку комбинированных свайно-плитных фундаментов рекомендуется рассчитывать по 10.4.3.10-10.4.3.14.

Полученные расчетом значения осадок свайного фундамента не должны превышать предельных значений по условию (5.3.3).

Расчет свай по деформациям на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента следует выполнять в соответствии с приложением Л.

При надлежащем обосновании допускается производить расчеты деформаций свайных фундаментов в нелинейной постановке

с использованием апробированных моделей грунта и численных методов расчета.

Расчет осадки одиночной сваи

10.4.3.2 Расчет осадки одиночных свай, прорезающих слой грунта с модулем сдвига G_1 , МПа, коэффициентом Пуассона ν_1 и опирающихся на грунт, рассматриваемый как линейно-деформируемое полупространство, характеризуемое модулем сдвига G_2 и коэффициентом Пуассона ν_2 , допускается производить при выполнении требований подраздела 10.4.2 и при условии $l/d > 5$; $G_1 l / G_2 d > 1$ (где l - длина сваи, м, d - наружный диаметр поперечного сечения ствола сваи, м) по формулам:

а) для одиночной висячей сваи без уширения пяты

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad (10.4.3.1)$$

где N - вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, МН;

β - коэффициент, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \frac{1 - (\beta' / \alpha')}{\chi}, \quad (10.4.3.2)$$

здесь $\beta' = 0,17 \ln(k_v G_1 l / G_2 d)$ - коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае ($EA = \infty$);

$\alpha' = 0,17 \ln(k_{\nu_1} l / d)$ - тот же коэффициент для случая однородного основания с характеристиками G_1 и ν_1 ;

$\chi = EA / G_1 l^2$ - относительная жесткость сваи;

EA - жесткость ствола сваи на сжатие, МН;

λ_1 - параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола и определяемый по формуле

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}}; \quad (10.4.3.3)$$

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

k_ν, k_{ν_1} - коэффициенты, определяемые по формуле

$$k_\nu = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2 \quad (10.4.3.4)$$

соответственно при $\nu = (\nu_1 + \nu_2)/2$ и при $\nu = \nu_1$;

б) для одиночной сваи с уширением пяты или сваи-стойки

$$s = \frac{1-\nu_2}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA}, \quad (10.4.3.5)$$

где d_b - диаметр уширения сваи.

Расчет осадки одиночной буронабивной сваи в билинейной постановке для расчета односвайных фундаментов см. в приложении П.

10.4.3.3 Характеристики G_1 и ν_1 принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а G_2 и ν_2 - в пределах $0,5l$, т.е. на глубинах от l до $1,5l$ от верха свай, при условии, что под нижними концами свай отсутствуют глинистые грунты текучей консистенции, органоминеральные и органические грунты.

Модуль сдвига грунта $G = E_0/2(1 + \nu)$ допускается принимать равным $0,4E_0$, а коэффициент k_ν равным 2,0 (где E_0 - модуль общей деформации).

Расчетный диаметр d для свай некруглого сечения, в частности стандартных забивных свай заводского изготовления, вычисляется по формуле

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}, \quad (10.4.3.6)$$

где A - площадь поперечного сечения сваи.

Расчет осадки свайного куста

10.4.3.4 При расчете осадок группы свай необходимо учитывать их взаимное влияние. Дополнительная осадка сваи, находящейся на расстоянии a (расстояние измеряется между осями свай) от сваи, к которой приложена нагрузка N , равна

$$s_{ad} = \delta \frac{N}{G_1 l}, \quad (10.4.3.7)$$

где

$$\delta = \begin{cases} 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a} & \text{если } \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a} > 1; \\ 0 & \text{если } \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a} \leq 1. \end{cases} \quad (10.4.3.8)$$

10.4.3.5 Расчет осадки i -й сваи в группе из n свай при известном распределении нагрузок между сваями производится по формуле

$$s_i = s(N_i) + \sum_{j \neq i} \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l}, \quad (10.4.3.9)$$

где $s(N)$ - осадка одиночной сваи, определяемая по формуле (7.32);

δ_{ij} - коэффициенты, рассчитываемые по формуле (10.4.3.8) в зависимости от расстояния между i -й и j -й сваями;

N_j - нагрузка на j -ю сваю.

В случае когда распределение нагрузки между сваями неизвестно, формула (10.4.3.9) может использоваться для расчета взаимодействия свайного фундамента с надфундаментной конструкцией. При этом удобно использовать метод сил строительной механики.

Взаимное влияние осадок кустов свай следует учитывать методом угловых точек.

Расчет осадки свайного фундамента как условного фундамента

10.4.3.6 Осадка большеразмерного свайного фундамента (свайного поля) следует определять по формуле

$$s = s_{ef} + \Delta s_p + \Delta s_c, \quad (10.4.3.10)$$

где s_{ef} - осадка условного фундамента;

Δs_p - дополнительная осадка за счет продавливания свай на уровне подошвы условного фундамента;

Δs_c - дополнительная осадка за счет сжатия ствола свай.

10.4.3.7 Границы условного фундамента (см. рисунок 10.4.3.1) определяют следующим образом:

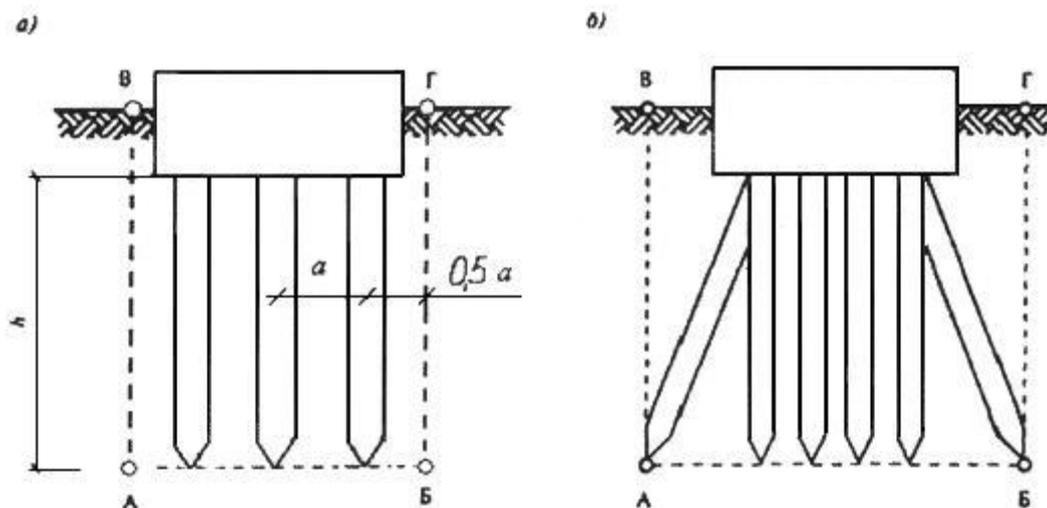


Рисунок 10.4.3.1 - Определение границ условного фундамента при расчете осадки свайных фундамента

снизу - плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай;

с боков - вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от осей крайних рядов вертикальных свай на расстоянии 0,5 шага свай (рисунок 10.4.3.1, а), но не более $1,5d$ (d - диаметр или сторона

поперечного сечения сваи), а при наличии наклонных свай - проходящими через нижние концы этих свай (рисунок 10.4.3.1, б);

сверху - поверхностью планировки грунта ВГ.

Расчет осадки условного фундамента производят методом послойного суммирования деформаций линейно-деформируемого основания с условным ограничением сжимаемой толщи в соответствии с подразделом 10.3.1. Вертикальное нормальное напряжение σ_{zp} , определяющее деформации и глубину сжимаемой толщи, подсчитывается только от действия нагрузки, приложенной к свайному фундаменту, т.е. вес грунта в пределах условного фундамента не учитывается. Начальные напряжения σ_{zu} определяются с учетом экскавации котлована.

Возможен также трехмерный численный расчет осадки условного фундамента как анизотропного массива с учетом его конечной жесткости на сдвиг по вертикальным плоскостям.

Условный фундамент допускается принимать ограниченным с боков вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $h(tg\varphi_{II,n}/4)$.

10.4.3.8 Значение осадки продавливания сваи Δs_p определяется методом ячейки в упруго-пластической постановке (рисунок 10.4.3.2) или по формулам:

$$\Delta s_p = \frac{\Delta s_{p1}}{\frac{\Delta s_{p1}}{\Delta s_{p0}} \left(1 - \frac{E_1}{E_2}\right) + \frac{E_1}{E_2}}; \quad (10.4.3.11)$$

$$\Delta s_{p1} = \frac{\pi(1-\nu_2^2)p}{4E_2} (a - 1,5d); \quad (10.4.3.12)$$

$$\Delta s_{p0} \approx \frac{(1-\nu_2^2)(1-k)P}{dE_2}, \quad (10.4.3.13)$$

где E_1 , ν_1 - осредненные значения модуля общей деформации и коэффициента Пуассона в пределах длины сваи;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

E_2 , ν_2 - осредненные значения модуля общей деформации и коэффициента Пуассона в пределах активной зоны сжатия массива под подошвой условного фундамента;

p - среднее давление по подошве условного фундамента, кПа;

a - осевое расстояние между сваями фундамента при одинаковом шаге их расстановки и осевое расстояние между сваями в окрестности данной сваи при неодинаковом шаге их расстановки;

d - диаметр сваи;

$P = pa^2$ для свай квадратного сечения и $P \approx 0,79pa^2$ для свай круглого сечения;

$k = b/a$ для свай квадратного сечения, где b - сторона сечения сваи и $k = d/a$ для свай круглого сечения.

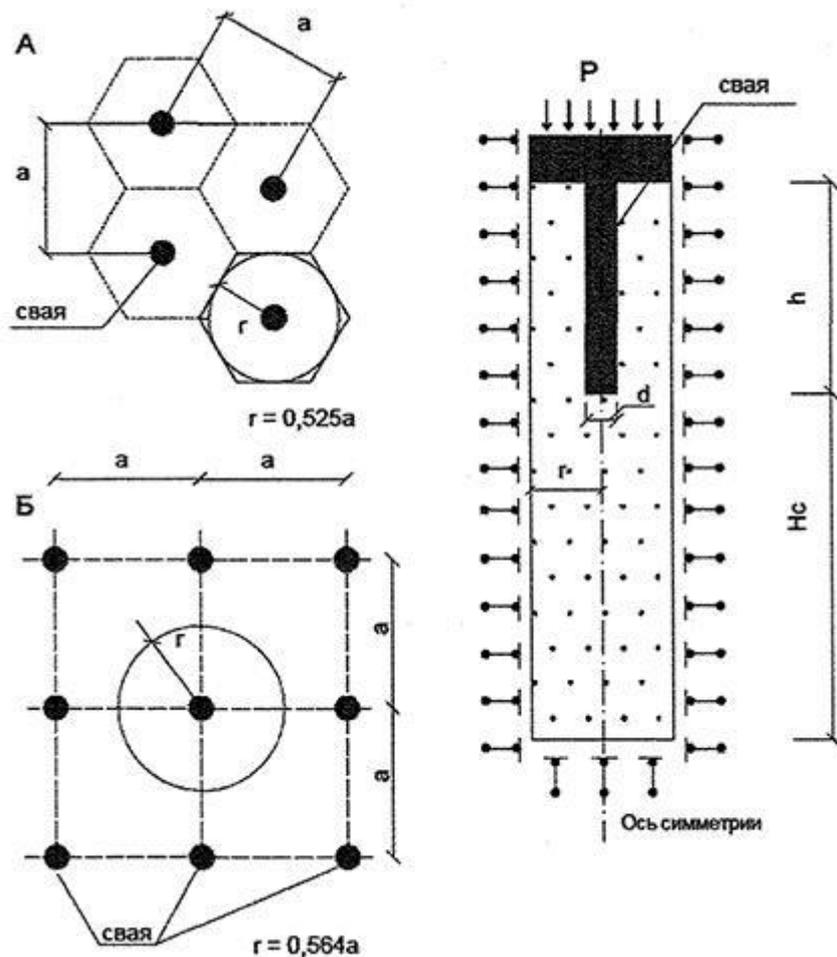


Рисунок 10.4.3.2 - Расчетная схема метода ячейки

10.4.3.9 Осадку за счет сжатия ствола допускается определять по формуле

$$\Delta s_c = \frac{P(l-a)}{EA}. \quad (10.4.3.14)$$

Расчет комбинированного свайно-плитного фундамента

10.4.3.10 Комбинированный свайно-плитный (КСП) фундамент, сочетающий сопротивление свай и плиты, должен применяться для уменьшения общей и неравномерной осадки сооружений. Допустимы проектные решения как с переменным в плане шагом свай, так и с постоянным шагом. КСП может включать в себя любые типы свай и баретт.

10.4.3.11 Большеразмерные свайные кусты и поля свай в случае, если их основание сложено песком средней плотности и плотными, а также глинистыми грунтами с показателем текучести ниже $I_L < 0,5$ и модулем деформации $E > 8$ МПа, могут быть запроектированы комбинированными свайно-плитными, в иных случаях фундамент следует рассматривать как свайный с плитным ростверком. При опирании фундаментов из свай, объединенных ростверком, на скальные и полускальные грунты их следует рассчитывать как свайные фундаменты, без учета передачи нагрузки на основание фундаментной плиты.

10.4.3.12 При расчете КСП фундамента нужно учитывать следующие виды взаимодействий:

- свай с грунтом;
- плиты (ростверка) с грунтом;
- взаимное влияние свай через грунт;
- взаимное влияние свай и плиты ростверка.

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

Указанные виды взаимодействий могут быть учтены путем расчетов с использованием численных моделей.

10.4.3.13 Расчет КСП фундамента должен включать:

- определение деформаций конструктивной системы в целом и ее отдельных элементов;

- определение усилий в элементах конструктивной системы (в рядовых и крайних сваях, а также в плите ростверка); определение долей нагрузки, воспринимаемых сваями и объединяющей их плитой.

Для сооружений геотехнических категорий 1 и 2 при расчете по пространственным расчетным схемам допускается определение суммарных жесткостных характеристик свайно-плитных фундаментов в соответствии с 10.4.3.6.

10.4.3.14 Выбор длины свай и их шаг в составе КСП производится на основании расчета по деформациям с обеспечением допустимой величины осадок, кренов и относительной разности осадок возводимого сооружения в соответствии с п. 5.3.3.

10.4.3.15 Расчет свайно-плитного фундамента может осуществляться как плиты на упругом основании с использованием переменного в плане коэффициента упругого отпора грунта. При этом средняя величина упругого отпора грунта может быть назначена как непосредственно из пространственного нелинейного расчета, так и путем решения осесимметричной задачи для ячейки, включающей сваю и окружающий ее массив грунта (рисунок 10.4.3.2). При назначении величины коэффициента упругого отпора в краевых зонах и других местах концентрации напряжений следует учитывать пространственную работу фундаментов. Плановое распределение жесткостных характеристик в этом случае определяется на основании численного моделирования с использованием геотехнических программ или иных решений.

10.5 Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на специфических грунтах и в особых условиях

10.5.1 Просадочные грунты

10.5.1.1 Основания, сложенные просадочными грунтами, следует проектировать с учетом их особенности, заключающейся в том, что при повышении влажности выше определенного уровня происходит потеря прочности грунта и они дают дополнительные деформации - просадки - от внешней нагрузки и (или) собственного веса грунта с учетом:

специфических характеристик просадочных грунтов;

грунтовых условий; возможных источников повышения влажности (замачивания) грунтов;

видов просадочных деформаций;

дополнительных нагрузок от сил нагружающего (отрицательного) трения на заглубленные части сооружений;

дополнительных деформаций подстилающих непросадочных грунтов.

10.5.1.2 При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, следует учитывать возможность повышения их влажности за счет:

а) замачивания грунтов - сверху из внешних источников и (или) снизу при подъеме уровня подземных вод;

б) накопления влаги в грунте вследствие инфильтрации поверхностных вод и экранирования поверхности.

10.5.1.3 При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, следует учитывать (рисунок 10.5.1.1):

а) просадки от внешней нагрузки $s_{sl,p}$, происходящие в пределах верхней зоны $h_{sl,p}$, измеряемой от подошвы фундамента до глубины, где суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению или сумма указанных напряжений минимальна;

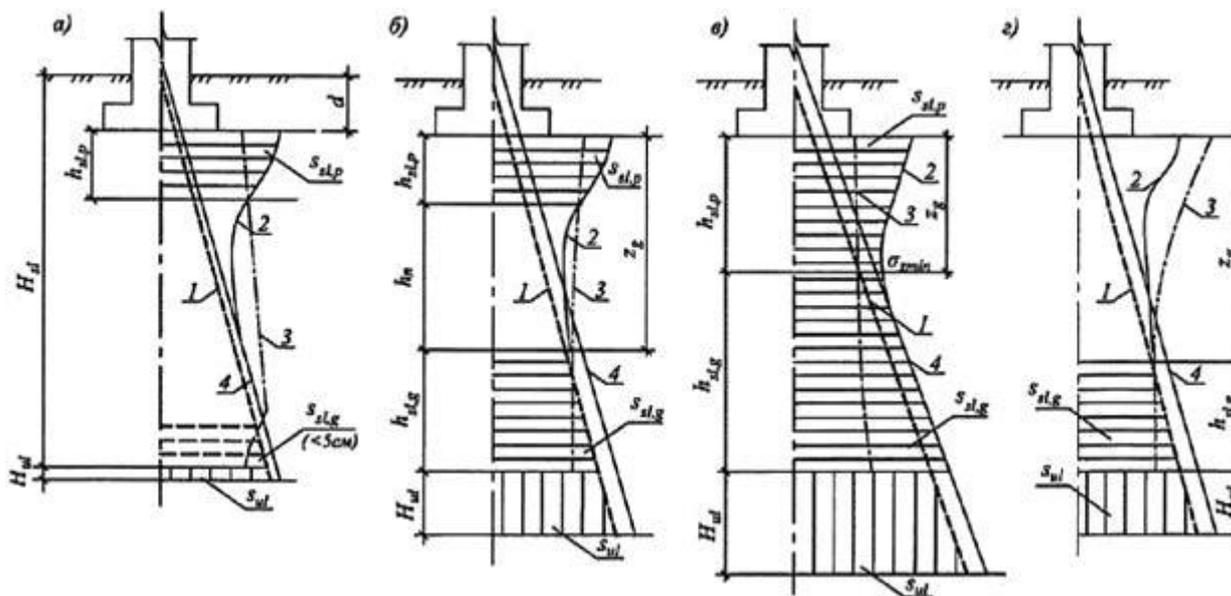
б) просадки от собственного веса грунта $s_{sl,g}$, происходящие в нижней зоне $h_{sl,g}$, начиная с глубины, где суммарные вертикальные напряжения превышают начальное просадочное давление p_{sl} или сумма вертикальных напряжений от собственного веса грунта и внешней нагрузки минимальна, и до нижней границы просадочной толщи;

в) неравномерность просадки грунтов Δs_{sl} ;

г) горизонтальные перемещения основания u_{sl} в пределах криволинейной части просадочной воронки при просадке грунтов от собственного веса;

д) дополнительные осадки подстилающего просадочную толщу грунтов, происходящие за счет повышения напряженного состояния грунтового массива, снижения модуля деформации грунтов при повышении их влажности (10.5.1.10).

Просадку грунтов учитывают при относительной просадочности $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.



а - просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ отсутствует (не превышает 5 см), возможна только просадка от внешней нагрузки $s_{sl,g}$ в верхней зоне просадки $h_{sl,p}$ (I тип грунтовых условий); б, в, г - возможна просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ в нижней зоне просадки $h_{sl,p}$, начиная с глубины z_g (тип грунтовых условий II); б - верхняя и нижняя зоны не сливаются, имеется нейтральная зона h_n ; в - верхняя и нижняя зоны просадки сливаются; г - просадка от внешней нагрузки отсутствует

Рисунок 10.5.1.1 - Схемы к расчету просадок грунта в основании фундамента

10.5.1.4 Просадки грунтов оснований от собственного веса характеризуются (рисунок 10.5.1.2):

- максимальной, средней просадкой (см. 10.5.1.10);
- относительной разностью просадок $\Delta s_{sl}/L$ (L - расстояние между точками по длине участка или между фундаментами);
- наклоном поверхности основания или креном фундаментов (сооружения) i ;
- кривизной изгибаемого участка основания и сооружения или выгибом основания f/L (f - прогиб, L - длина однозначного изгибаемого участка основания или сооружения).

10.5.1.5 Горизонтальные перемещения проявляются в пределах верхней части просадочной толщи на глубину $0,5H_{sl}$ и характеризуются

развитием двух зон:

I - зона горизонтального разуплотнения (растяжения) грунта с возникновением в нем клинообразных просадочных трещин, располагающейся на периферийных частях участков неравномерной просадки грунтов от собственного веса, в пределах которой горизонтальные перемещения направлены в стороны от источников залегания;

II - зона горизонтального уплотнения (сжатия) грунта возникает (вблизи и под источником замачивания), в которой горизонтальные перемещения направлены в сторону источника замачивания.

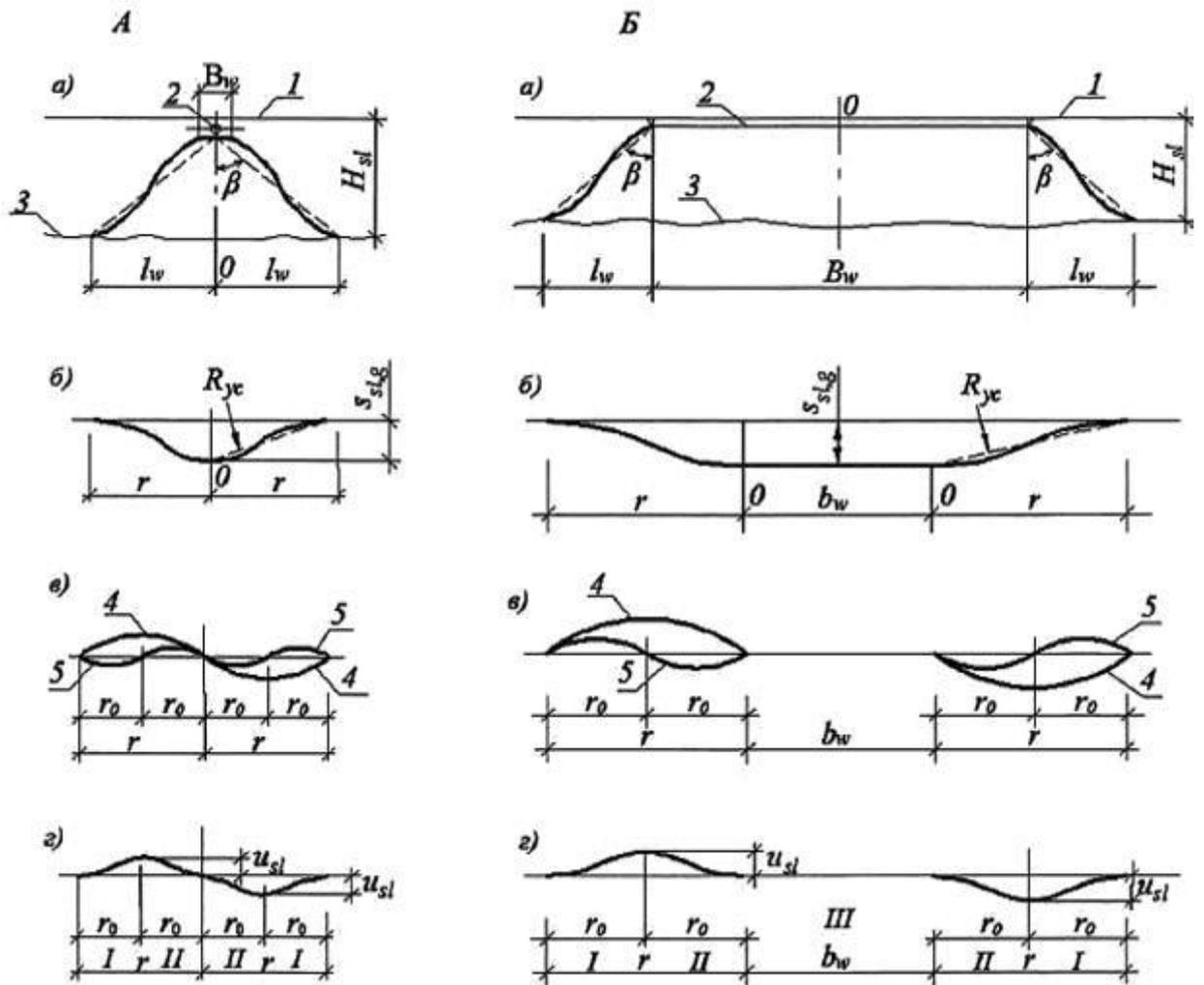
10.5.1.6 При определении просадок грунтов $s_{sl,g}$ и $s_{sl,p}$ и их неравномерности следует учитывать:

- характер планировки территории (наличие выемок и срезки или насыпей и подсыпок, которые оказывают влияние на напряженное состояние грунтов основания, величину просадочной толщи h_{sl} , а также на характер и величину просадок);

- возможные виды, размеры и места расположения источников замачивания грунтов; конструктивные особенности сооружения, в частности наличие тоннелей, подвалов под частью сооружения и т.п.;

- дополнительные нагрузки на глубокие фундаменты, уплотненные и закрепленные массивы от сил негативного трения, возникающих при просадках грунтов от собственного веса.

При замачивании сверху больших площадей (ширина замачиваемой площади B_w равна или превышает просадочную толщину H_{sl}) и замачивании снизу за счет подъема уровня подземных вод полностью проявляется просадка от собственного веса $s_{sl,g}$ (10.5.1.12), а при замачивании сверху малых площадей ($B_w < H_{sl}$) проявляется только ее часть $s'_{sl,g}$ (10.5.1.16).



А - линейный источник замачивания; Б - площадной источник замачивания; а - поперечный разрез зоны увлажнения; б - кривая просадки поверхности грунта; в - кривые наклонов (4) и кривизны (5) поверхности; г - кривые горизонтальных перемещений поверхности грунта; 1 - положение земной поверхности; 2 - площадь-источник замачивания; 3 - нижняя граница растекания воды; B_w - ширина замачиваемой площади; b_w - ширина горизонтального участка просадки; β - угол растекания воды в стороны; H_{sl} - просадочная толща; r - расчетная длина криволинейного участка просадки от собственного веса грунта; l_w - ширина зоны растекания воды; u_{sl} - горизонтальные перемещения земной поверхности; I и II - зоны соответственно разуплотнения и уплотнения грунта; r_0 - ширина зон соответственно уплотнения и разуплотнения грунта

Рисунок 10.5.1.2 - Общий характер развития просадочных деформаций на поверхности от собственного веса грунта

При определении неравномерности просадок грунтов следует учитывать возможные наиболее неблагоприятные виды и места

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

расположения источников замачивания по отношению к рассчитываемому фундаменту или сооружению в целом.

10.5.1.7 Грунтовые условия площадок, сложенных просадочными грунтами, в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса подразделяют на два типа:

тип I - грунтовые условия, в которых возможна в основном просадка грунтов от внешней нагрузки, а просадка грунтов от собственного веса отсутствует или не превышает 5 см;

тип II - грунтовые условия, в которых помимо просадки грунтов от внешней нагрузки возможна их просадка от собственного веса и ее величина превышает 5 см.

10.5.1.8 При проектировании оснований и сооружений на просадочных грунтах с типом II грунтовых условий необходимо учитывать дополнительные нагрузки P_n от сил нагружающего (негативного) трения f_n , возникающие при просадках грунтов от собственного веса по боковым поверхностям подземных (заглубленных) частей сооружений и отдельных фундаментов, а также глубоких фундаментов.

10.5.1.9 Дополнительные нагрузки P_n от сил нагружающего трения f_n по боковой поверхности следует определять:

а) для подземных частей сооружений и отдельных фундаментов мелкого заложения по формуле

$$P_n = \gamma_c \cdot h \cdot u \cdot f_n, \quad (10.5.1.1)$$

где γ_c - коэффициент условий работы боковых поверхностей с грунтом, принимаемый равным 0,6;

h и u - соответственно высота и периметр заглубленной подземной части сооружения или фундамента, м;

f_n - расчетное сопротивление грунта по площади боковой поверхности сооружения или фундамента, принимаемое по подразделу 10.4.2.

10.5.1.10 Расчет деформаций оснований, сложенных просадочными грунтами, проводят в соответствии с требованиями подраздела 10.3.2.

Деформации основания определяют суммированием по формулам:

$$s = s_p + s_{sl,p} + s_{sl,g} + s_{ul}, \quad (10.5.1.2)$$

$$\Delta s = \Delta s_p + \Delta s_{sl,p} + \Delta s_{sl,g} + \Delta s_{ul}, \quad (10.5.1.3)$$

где s_p и Δs_p - осадки и разность осадок основания от нагрузки фундамента, определяемые без учета просадочных свойств грунтов исходя из деформационных характеристик грунтов при установившейся влажности w , принимаемой равной природной влажности, если $w > w_p$, и влажности на границе раскатывания (пластичности) w_p , если $w < w_p$;

$s_{sl,p}$ и $\Delta s_{sl,p}$ - просадка и разность просадок основания фундаментов от его нагрузки в верхней зоне $h_{sl,p}$ (см. рисунок 10.5.1.1), определяемые по формуле (10.5.1.4)

$s_{sl,g}$ и $\Delta s_{sl,g}$ - просадка и разность просадок основания от собственного веса грунта в нижней зоне просадки $h_{sl,g}$ (см. рисунок 10.5.1.1), вычисляемые по формуле (10.5.1.4);

s_{ul} и Δs_{ul} - дополнительная осадка и разность осадок подстилающих просадочную толщу грунтов в зоне дополнительного их сжатия H_{ul} (см. рисунок 10.5.1.1).

Крен, наклон, прогиб, кривизна и радиус кривизны основания допускается определять по формулам, аналогичным формуле (10.5.1.2).

10.5.1.11 При устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением для сооружений геотехнических категорий 2 и 3 необходимо обеспечить, чтобы полное давление на кровлю подстилающего неуплотненного или незакрепленного слоя не превышало начальное просадочное давление p_{sl} .

10.5.1.12 Просадку грунтов основания $s_{sl,p}$ и $s_{sl,g}$, см, при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей, а также замачивания снизу при подъеме уровня подземных вод вычисляют по формуле

$$s_{sl,p}(q) = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (10.5.1.4)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ - относительная просадочность i -го слоя грунта, определяемая в соответствии с 10.5.1.4;

h_i - толщина i -го слоя, см;

$k_{sl,i}$ - коэффициент, определяемый в соответствии с 10.5.1.13;

n - число слоев, на которое разбита зона просадки h_{sl} , принимаемое в соответствии с 10.5.1.14.

10.5.1.13 Коэффициент $k_{sl,i}$, входящий в формулу (10.5.1.4), при ширине фундамента $b \geq 12$ м принимают равным единице для всех слоев грунта в пределах зоны просадки; при $b \leq 3$ м $h_{sl,p}$ вычисляют по формуле

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i})/p_0, \quad (10.5.1.5)$$

где p - среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$p_{sl,i}$ - начальное просадочное давление грунта i -го слоя, кПа;

p_0 - давление, равное 100 кПа.

При $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ $k_{sl,i}$ определяют интерполяцией.

При определении просадки грунта от собственного веса следует принимать $k_{sl}=1$ при $H_{sl} \leq 15$ м и $k_{sl}=1,25$ при $H_{sl} \geq 20$ м, при промежуточных значениях H_{sl} коэффициент k_{sl} определяют интерполяцией.

10.5.1.14 Толщину зоны просадки грунта принимают равной (рисунок 10.5.1.1):

- толщине верхней зоны просадочной толщи $h_{sl,p}$ при определении просадки грунта от внешней нагрузки $s_{sl,p}$ (10.5.1.3), при этом нижняя граница указанной зоны соответствует глубине, где

$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}$ (рисунок 10.5.1.1, б) или глубине, где значение $\sigma_{z,min}$ минимально, если $\sigma_{z,min} > p_{sl}$ (рисунок 10.5.1.1, в);

- толщине нижней зоны просадочной толщи $h_{sl,g}$ при определении просадки грунта от собственного веса $s_{sl,g}$, (10.5.1.3), т.е. начиная с глубины z_g , где $\sigma_z = p_{sl}$, или значение σ_z минимально, если $\sigma_{z,min} > p_{sl}$, и до нижней границы просадочной толщи.

10.5.1.15 При отсутствии опытных определений начального просадочного давления суммирование по формуле (10.5.1.4) проводят до глубины, на которой относительная просадочность ε_{sl} от давления p_i равна 0,01.

10.5.1.16 Для расчета просадок грунта от нагрузки фундамента $s_{sl,p}$ и в нижней зоне от собственного веса грунта $s_{sl,q}$ просадочную толщу разбивают на отдельные слои толщиной h_i в соответствии с литологическим разрезом и горизонтами определения $\varepsilon_{sl,i}$. При этом толщина слоев должна быть не более 2 м, а изменение суммарного напряжения в пределах каждого слоя не должно превышать 200 кПа.

При расчете просадок $s_{sl,p}$ и $s_{sl,q}$ по формуле (10.5.1.3) учитывают только слои грунта, относительная просадочность которых при фактическом напряжении от $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ или только от σ_{zq} (см. рисунок 10.5.1.1) $\varepsilon_{sl,i} \geq 0,01$. Слои, в которых $\varepsilon_{sl,i} < 0,01$, исключают из рассмотрения.

Возможную просадку грунта от собственного веса $s'_{sl,g}$, см, при замачивании из точечных или линейных источников (см. 10.5.1.6) сверху малых площадей (ширина замачиваемой площади B_w меньше размера просадочной толщи H_{sl}) вычисляют по формуле

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 - B_w/H_{sl}) B_w/H_{sl}}, \quad (10.5.1.6)$$

где $s_{sl,g}$ - максимальное значение просадки грунта от

собственного веса, см, определяемое в соответствии с 10.5.1.11.

10.5.1.17 Дополнительная осадка s_{ul} подстилающих просадочную толщу в пределах зоны дополнительного сжатия H_{ul} вычисляют по формуле

$$s_{ul} = \beta \left(\sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_{ul,i}}{E_{\omega,i}} - \sum_{i=1}^n \frac{\sigma'_{zy,i} \cdot h_{ul,i}}{E_{o,i}} \right) + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{ul,zy,i} \cdot h_{ul,i}}{E_{\omega,i}}, \quad (10.5.1.7)$$

где $\sigma_{zy,i}$ и $\sigma'_{zy,i}$ - средние значения вертикальных напряжений в i -м слое грунта от его собственного веса соответственно при природной влажности и полном водонасыщении, зона дополнительного сжатия H_{ul} подстилающих грунтов;

$h_{ul,i}$ - толщина i -го слоя грунта, на которые разделена зона H_{ul} ;

$\sigma'_{ul,zy,i}$ - среднее значение дополнительного вертикального напряжения в i -м слое подстилающего грунта при полном водонасыщении при суммарных давлениях от собственного веса грунта, веса планировочной насыпи; веса сооружения с учетом нагрузок на полы по грунту; технологического оборудования и т.п., а также увеличение собственного веса просадочного грунта при уплотнении, закреплении, повышении его влажности до полного водонасыщения и влияния других факторов;

$E_{o,i}$ и $E_{\omega,i}$ - модули деформаций i -го слоя подстилающего грунта при полном водонасыщении и природной влажности.

10.5.1.18 Нижнюю границу зоны дополнительного сжатия H_{ul} подстилающих просадочную толщу грунтов принимают на глубине $z = H_{ul}$, где выполняется одно из следующих условий:

- модуль деформации подстилающих водонасыщенных грунтов $E \geq 30$ МПа, или влажных $E \geq 25$ МПа при условии снижения его при полном водонасыщении не менее $E_w = 20$ МПа;

- дополнительные вертикальные напряжения $\sigma_{zy,i} = 0,1\sigma_{zq}$, где σ_{zq} вычисляют по формуле (5.23).

10.5.1.19 При проектировании оснований, сложенных

просадочными грунтами, в случае их возможного замачивания (10.5.1.2, а) следует предусматривать мероприятия, исключаящие или снижающие до допустимых пределов просадки оснований и (или) уменьшающие их влияние на эксплуатационную надежность сооружений в соответствии с 10.5.1.20 и 10.5.1.21.

10.5.1.20 При возможности замачивания грунтов основания (10.5.1.2) следует предусматривать одно из следующих мероприятий:

а) устранение просадочных свойств грунтов в пределах всей просадочной толщи или только в ее верхней части (10.5.1.21);

б) прорезку просадочной толщи фундаментами, в том числе свайными и массивами из закрепленного грунта (10.5.1.21);

в) комплекс мероприятий, включающий частичное устранение просадочных свойств грунтов, водозащитные и конструктивные мероприятия (подраздел 5.9 СП 22.13330).

В грунтовых условиях типа II наряду с устранением просадочных свойств грунтов или прорезкой просадочной толщи фундаментами глубокого заложения следует предусматривать водозащитные мероприятия, а также соответствующие компоновку генплана и вертикальную планировку застраиваемого участка.

Выбор мероприятий следует проводить с учетом типа грунтовых условий, вида возможного замачивания, расчетной просадки, взаимосвязи проектируемых сооружений с сооружениями окружающей застройки.

10.5.1.21 Устранение просадочных свойств грунтов достигается:

а) в пределах верхней зоны просадки или ее части - уплотнением тяжелыми трамбовками, устройством грунтовых подушек, вытрамбовыванием котлованов, в том числе с устройством уширения из жесткого материала (бетона, щебня, песчано-гравийной смеси), уплотнением ступенчато возрастающей нагрузкой сваевдавляющими установками СВУ, химическим или термическим

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

закреплением;

б) в пределах всей просадочной толщи - глубинным уплотнением, пробивкой скважин с заполнением их уплотненным глинистым грунтом с предварительным замачиванием грунтов основания, в том числе с глубинными взрывами, уплотнением ступенчато возрастающей нагрузкой сваевдавляющими установками после предварительного замачивания грунтов основания, химическим или термическим закреплением, а также разгрузкой грунтового массива путем частичной срезки грунта при выполнении вертикальной планировки или устройства под сооружения глубоких подвалов, подземных этажей.

10.5.1.22 При проектировании заглубленных фундаментов следует учитывать:

- в грунтовых условиях типа I - сопротивление грунта по боковой поверхности фундаментов при выполнении их в вытрамбованных котлованах из забивных блоков, в глубоких щелях, буровых скважинах, а также для фундаментов в опалубке, в случаях выполнения обратной засыпки котлованов по требованиям СП 45.13330.

- грунтовых условиях типа II - нагружающее (негативное) трение грунта по боковой поверхности фундаментов, возникающее при просадке грунтов от собственного веса.

Снижение нагружающего (негативного) трения по боковой поверхности фундаментов достигается путем устройства швов скольжения из эластичных материалов, совмещая их с гидроизоляцией, либо глубоких прорезей, заполненных глинистым грунтом (типа пасты) с числом пластичности $I_p > 0,17$.

10.5.1.23 Проектирование конструкций сооружений необходимо выполнять с учетом совместного расчета их с основанием по СП 21.13330.

10.5.1.24 При проектировании свайных фундаментов в грунтовых условиях II типа по просадочности с возможной просадкой грунтов от

собственного веса свыше 30 см следует предусматривать мероприятия по переводу грунтовых условий II типа в I тип путем срезки грунта или уплотнения предварительным замачиванием, замачиванием со взрывом, пробивкой скважин с заполнением их уплотненным глинистым грунтом и другими методами. Указанные способы должны обеспечивать устранение просадки грунтовой толщи от ее собственного веса в пределах площади, занимаемой зданием или сооружением, и на расстоянии, равном половине просадочной толщи вокруг него.

10.5.1.25 Свайные фундаменты на территориях с просадочными грунтами при возможности замачивания грунтов следует применять в случаях, когда возможна прорезка сваями всех слоев просадочных грунтов, прочностные и деформационные характеристики которых снижаются при замачивании.

Нижние концы свай должны быть заглублены в скальные грунты, пески плотные и средней плотности и глинистые грунты с показателем текучести в водонасыщенном состоянии:

$I_L < 0,6$ для всех видов свай в грунтовых условиях I типа;

$I_L < 0,4$ для забивных свай и $I_L < 0,2$ для буронабивных свай при $s_{sl,g} \leq s_u$ в грунтовых условиях II типа;

$I_L < 0,2$ для забивных свай и $I_L \leq 0$ для буронабивных свай при $s_{sl,g} \leq s_u$ в грунтовых условиях II типа (где $s_{sl,g}$ - просадка от собственного веса грунта с учетом подсыпки или другой пригрузки его поверхности).

Заглубление свай в указанные грунты должно назначаться по расчету путем проверки условия, что осадка сваи не превысит предельную осадку s_u , и условия обеспечения требуемой несущей способности сваи. При этом принимают наибольшее из полученных значений заглубления сваи.

10.5.1.26 В случае если по результатам инженерных изысканий установлено, что погружение забивных свай в просадочные грунты затруднено, в проекте должно быть предусмотрено устройство лидерных скважин, диаметр которых в грунтовых условиях I типа следует назначать менее диаметра сечения сваи (до 50 мм), а в грунтовых условиях II типа - равным ему или менее (до 50 мм). В последнем случае глубина лидерных скважин не должна превышать толщину просадочного от замачивания слоя грунта.

10.5.1.27 Помимо свай, указанных в подразделе 5.2.2, следует также применять набивные железобетонные сваи, устраиваемые в пробуренных скважинах с забоем, уплотненным втрамбовыванием щебня на глубину не менее $3d$ (где d - диаметр скважины), либо устройством забивной пяты конической формы.

10.5.1.28 Сваи по несущей способности грунтов основания в грунтовых условиях II типа следует рассчитывать с учетом сил отрицательного трения исходя из условия

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_n \gamma_{c,g}} - \gamma_c P_n, \quad (10.5.1.8)$$

где N - расчетная нагрузка, кН, на одну сваю;

F_d - несущая способность сваи, кН, определяемая в соответствии с 9.11;

$\gamma_{c,g}$, γ_n - коэффициенты, принимаемые по 10.4.1.9;

γ_c - коэффициент условий работы сваи, значение которого принимают в зависимости от возможного значения просадки грунта s_{sl} : при $s_{sl} = 5$ $\gamma_c = 0$; при $s_{sl} \geq 2s_u$, $\gamma_c = 0,8$; для промежуточных значений s_{sl} и γ_c определяют интерполяцией;

P_n - отрицательная сила трения, определяемая в соответствии с 10.5.1.29.

Примечания

1 Значение P_n следует определять, как правило, для полностью водонасыщенного грунта (при возможном замачивании грунтов сверху).

2 По прочности материала сваи должны быть рассчитаны на нагрузку $N + P_n$.

10.5.1.29 Отрицательную силу трения P_n в водонасыщенных грунтах и P'_n в грунтах природной влажности, действующую на боковой поверхности сваи, кН, принимают равной наибольшему предельному сопротивлению сваи длиной h_{sl} по испытаниям выдергивающей нагрузкой соответственно в водонасыщенных грунтах и грунтах природной влажности.

До проведения испытаний на выдергивание значение P_n допускается определять:

а) по формуле

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (10.5.1.9)$$

где u - периметр ствола сваи, м;

h_{sl} - расчетная глубина, м, до которой производится суммирование сил бокового трения проседающих слоев грунта, принимаемая равной глубине, где значение просадки грунта от действия собственного веса, определенное в соответствии с п.5.3.3, равно наименьшему значению допустимой деформации основания сооружения;

τ_i - расчетное сопротивление, кПа, определяемое по формуле

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_I + c_I; \quad \zeta = \left(\frac{n_{\max}}{n_i} \right) \left(1 + \frac{H_i}{H_0} \right)^{-0,5}, \quad (10.5.1.10)$$

здесь ζ - экспериментальный параметр, характеризующий боковое давление на контакте сваи с грунтом;

n_{\max} - наибольшее значение пористости просадочных грунтов, принимаемое равным 0,55;

n_i - пористость i -го слоя грунта в долях единицы;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

H_i - глубина расположения середины расчетного i -го слоя грунта, м;

$$H_0 = 1 \text{ м};$$

σ_{zg} - вертикальное напряжение от собственного веса водонасыщенного грунта, кПа;

φ_i и c_i - расчетные значения угла внутреннего трения, град., и удельного сцепления, i -го слоя грунта, определяемые по методу консолидированного дренированного среза;

h_i - толщина, м, i -го слоя просадочного грунта, оседающего при замачивании и соприкасающегося с боковой поверхностью сваи;

б) по результатам статического зондирования водонасыщенных грунтов и грунтов природной влажности на расчетную глубину h_{sl} в соответствии с подразделом 7.3 СП 24.13330.

10.5.1.30 Несущую способность F_d , кН, свай в грунтовых условиях II типа по просадочности, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять:

а) по результатам статических испытаний свай с локальным замачиванием - как разность между несущей способностью свай длиной l на вдавливающую нагрузку и несущей способностью свай длиной h_{sl} на выдергивающую нагрузку; в необходимых случаях следует предусматривать проведение испытаний тензометрических свай (с определением усилий и деформаций в сечениях сваи);

б) расчетом в условиях полного водонасыщения грунтов в пределах слоев грунта ниже глубины h_{sl} .

10.5.1.31 Если на боковой поверхности свай возможно появление отрицательных сил трения, то осадку свайного фундамента из висячих свай следует определять как для условного фундамента (подраздел 7.4), но при подсчете нагрузок должны быть добавлены

отрицательные силы трения, определенные по формуле (10.5.1.9) при периметре u , м, равном периметру ростверка в пределах его высоты и по периметру куста по наружным граням свай.

10.5.1.32 Применение свайных фундаментов не исключает необходимости выполнения водозащитных мероприятий.

10.5.1.33 При просадках грунта от собственного веса более 30 см следует учитывать возможность горизонтальных перемещений свайных фундаментов, попадающих в пределы криволинейной части просадочной воронки.

10.5.1.34 В грунтовых условиях II типа при определении нагрузок, действующих на свайный фундамент, следует учитывать отрицательные силы трения, которые могут появляться на расположенных выше подошвы свайного ростверка боковых поверхностях заглубленных в грунт частей сооружения.

10.5.1.35 При применении свайных фундаментов планировочные подсыпки грунтов более 1 м на территориях, сложенных просадочными грунтами, допускаются только при специальном обосновании.

10.5.2 Набухающие грунты

10.5.2.1 Основания, сложенные набухающими грунтами, следует проектировать с учетом способности таких грунтов при повышении влажности увеличиваться в объеме - набухать. При последующем понижении влажности у набухающих грунтов происходит обратный процесс - усадка.

Необходимо учитывать, что способностью набухать при увеличении влажности обладают некоторые виды шлаков (например, шлаки электроплавильных производств), а также обычные глинистые

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

грунты (не набухающие при увеличении влажности), если они замачиваются химическими отходами производств (например, растворами серной кислоты).

Возможность набухания шлаков при их увлажнении и глинистых грунтов при замачивании химическими отходами производств устанавливают опытным путем в лабораторных или полевых условиях.

10.5.2.2 Набухающие грунты характеризуются относительным набуханием при заданном давлении ε_{sw} , давлением набухания p_{sw} , влажностью набухания w_{sw} , и относительной усадкой при высыхании ε_{sh} .

10.5.2.3 При проектировании оснований, сложенных набухающими грунтами, следует учитывать возможность:

- набухания грунтов за счет подъема уровня подземных вод или инфильтрации - увлажнения грунтов производственными или поверхностными водами;

- набухания грунтов за счет накопления влаги под сооружениями в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушения природных условий испарения при застройке и асфальтировании территории (экранирование поверхности);

- набухания и усадки грунта в верхней части зоны аэрации - за счет изменения водно-теплового режима (сезонных климатических факторов);

- усадки за счет высыхания от воздействия тепловых источников.

При проектировании заглубленных частей сооружений необходимо учитывать горизонтальное давление, возникающее при набухании и усадке грунтов.

10.5.2.3 Горизонтальное давление p_h , кПа, вычисляют по формуле

$$p_h = \gamma_c k_{sw} p_{max,h}, \quad (10.5.2.1)$$

где γ_c - коэффициент условий работы, равный 0,85;

k_{sw} - коэффициент, зависящий от интенсивности набухания и принимаемый по таблице 10.5.2.1;

$p_{max,h}$ - максимальное горизонтальное давление, определяемое в лабораторных условиях, кПа.

Таблица 10.5.2.1

Интенсивность набухания за 1 сут, %	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
k_{sw}	1,40	1,25	1,12	1,05	1,02	1,01	1,00

10.5.2.4 Основания, сложенные набухающими грунтами, следует рассчитывать в соответствии с требованиями раздела 10.3.

Деформации основания в результате набухания или усадки грунта следует определять путем суммирования деформаций отдельных слоев основания согласно 10.5.2.5 и 10.5.2.10.

При определении деформаций основания осадка его от внешней нагрузки и возможная осадка от уменьшения влажности набухающего грунта должны суммироваться. Подъем основания в результате набухания грунта определяют в предположении, что осадки основания от внешней нагрузки стабилизировались.

10.5.2.5 Подъем основания при набухании грунта h_{sw} , см, вычисляют по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (10.5.2.2)$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ - относительное набухание грунта i -го слоя, определяемое в соответствии с 10.5.2.6;

h_i - толщина i -го слоя грунта, см;

$k_{sw,i}$ - коэффициент, определяемый в соответствии с 10.5.2.7;

n - число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

10.5.2.6 Относительное набухание грунта при инфильтрации влаги вычисляют по формуле

$$\varepsilon_{sw,i} = (h_{sat} - h_n)/h_n, \quad (10.5.2.3)$$

где h_n - высота образца, см, природной влажности и плотности, обжатого без возможности бокового расширения давлением p , равным суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине (значение определяют в соответствии с 10.5.2.8);

h_{sat} - высота того же образца, см, после замачивания до полного водонасыщения и обжатого в тех же условиях.

При экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима относительное набухание вычисляют по формуле

$$\varepsilon_{sw} = k(w_{eq} - w_0)/(1 + e_0), \quad (10.5.2.4)$$

где k - коэффициент, определяемый опытным путем (при отсутствии опытных данных принимают равным 2);

w_{eq} - конечная (установившаяся) влажность грунта, доли единицы;

w_0 и e_0 - соответственно начальные значения влажности и коэффициента пористости грунта, доли единицы.

10.5.2.7 Коэффициент k_{sw} , входящий в формулу (10.5.2.1), в зависимости от суммарного вертикального напряжения $\sigma_{z,tot}$ на рассматриваемой глубине принимают равным 0,8 при $\sigma_{z,tot}=50$ кПа и $k_{sw}=0,6$ при $\sigma_{z,tot}=300$ кПа, а при промежуточных значениях определяют интерполяцией.

10.5.2.8 Суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$, кПа, на глубине z от подошвы фундамента (см. рисунок 10.5.2.1) вычисляют по формуле

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (10.5.2.5)$$

где σ_{zp} , σ_{zg} - вертикальные напряжения соответственно от нагрузки фундамента и от собственного веса грунта, кПа;

$\sigma_{z,ad}$ - дополнительное вертикальное давление, кПа, вызванное влиянием веса неувлажненной части массива грунта за пределами

площади замачивания, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (10.5.2.6)$$

здесь k_g - коэффициент, принимаемый по таблице 10.5.2.2;

γ - удельный вес грунта, кН/м³;

$(d + z)$ - см. рисунок 10.5.2.1.

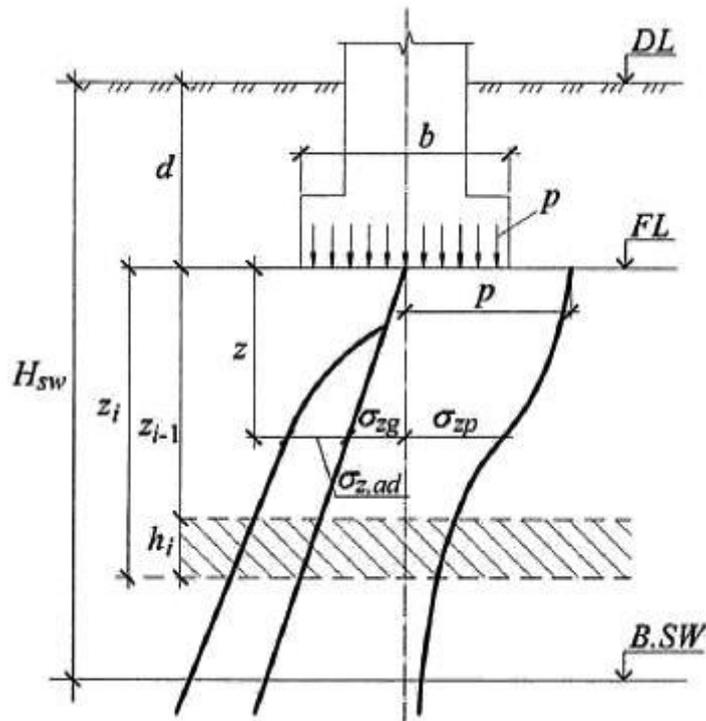


Рисунок 10.5.2.1 - Схема к расчету подъема основания при набухании грунта

Таблица 10.5.2.2

$(d + z)/B_w$	Коэффициент при отношении длины к ширине замачиваемой площади L_w/B_w , равном				
	1	2	3	4	5
0,5	0	0	0	0	0
1	0,58	0,50	0,43	0,36	0,29
2	0,81	0,70	0,61	0,50	0,40
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,77

10.5.2.9 Нижнюю границу зоны набухания H_{sw} , см (рисунок 10.5.2.1):

а) при инфильтрации влаги принимают на глубине, где суммарное вертикальное напряжение $\sigma_{z,tot}$ (10.5.2.8) равно давлению набухания p_{sw} .

б) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима определяют опытным путем (при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м).

При наличии подземных вод нижнюю границу зоны набухания принимают на 3 м выше начального уровня подземных вод, но не ниже установленного в перечислении а).

10.5.2.10 Осадку основания в результате высыхания набухшего грунта s_{sh} , см, вычисляют по формуле

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh}, \quad (10.5.2.7)$$

где $\varepsilon_{sh,i}$ - относительная линейная усадка грунта i -го слоя;

h_i - толщина i -го слоя грунта, см;

k_{sh} - коэффициент, принимаемый равным 1,3;

n - число слоев, на которое разбита зона усадки грунта, принимаемая в соответствии с 10.5.2.11.

Допускается принимать $\varepsilon_{sh,i}$, определяемую без нагрузки, при этом $k_{sh}=1,2$.

10.5.2.11 Нижнюю границу зоны усадки H_{sh} определяют экспериментальным путем, а при отсутствии опытных данных принимают равной 5 м.

При высыхании грунта в результате теплового воздействия технологических установок нижнюю границу зоны усадки H_{sh} определяют опытным путем или соответствующим расчетом.

10.5.2.12 При расчетных деформациях основания, сложенного

набухающими грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания следует предусматривать следующие мероприятия:

- водозащитные мероприятия;
- предварительное замачивание основания в пределах всей или части толщи набухающих грунтов;
- применение компенсирующих песчаных подушек;
- полная или частичная замена слоя набухающего грунта ненабухающим;
- полная или частичная прорезка фундаментами слоя набухающего грунта.

10.5.2.13 Глубину предварительного замачивания, толщину частично заменяемого слоя набухающего грунта или частичной его прорезки назначают в зависимости от требуемого снижения деформаций от набухания.

10.5.2.14 При возведении фундаментов на предварительно замоченном основании из набухающих грунтов следует предусматривать устройство подушек из песка, щебня или гравия либо упрочнение верхнего слоя грунта связующими материалами.

10.5.2.15 Компенсирующие песчаные подушки устраивают на кровле или в пределах слоя набухающих грунтов при давлении, передаваемом на основание, не менее 0,1 МПа.

Для устройства подушек применяют пески любой крупности, за исключением пылеватых, уплотняемые до плотности в сухом состоянии не менее 1,6 т/м³.

Компенсирующие песчаные подушки устраивают только под ленточные фундаменты, когда их ширина не превышает 1,2 м. Размеры подушки назначают по таблице 10.5.2.3.

Таблица 10.5.2.3

Ширина фундамента b , м	Ширина подушки B , м	Высота подушки h , м
$0,5 < b \leq 0,7$	$2,4b$	$1,2b$
$0,7 < b \leq 1,0$	$2b$	$1,15b$
$1,0 < b \leq 1,2$	$1,8b$	$1,1b$

10.5.2.16 Уменьшение подъема фундамента на естественном основании из набухающих грунтов может обеспечиваться путем анкерования фундамента с помощью свай, частично или полностью прорезающих набухающий слой. При этом нагрузка, передаваемая сооружением, воспринимается совместно фундаментом и сваями, а предельные деформации (осадки, подъемы) этой конструкции не должны превышать предельных значений.

10.5.2.17 К числу конструктивных мероприятий относят увеличение жесткости и прочности сооружения путем разбивки его на отдельные отсеки осадочными швами. Отсек должен иметь правильную геометрическую форму в плане и одинаковую высоту. Увеличение жесткости и прочности достигается также введением железобетонных непрерывных поясов толщиной не менее 15 см, устраиваемых по высоте в нескольких уровнях. Пояса следует армировать каркасами, располагаемыми на уровне перекрытий или верха проема и полностью перекрывающими наружные стены. Пояса предусматривают при частичной прорезке набухающих грунтов; частичной замене набухающего грунта ненабухающим; устройстве компенсирующих подушек; предварительном замачивании набухающих грунтов.

10.5.2.18 Замену набухающего грунта производят местным ненабухающим грунтом, уплотняемым до заданной плотности. Проектирование оснований сооружений в этом случае следует выполнять как на обычных ненабухающих грунтах.

10.5.2.19 Допускается использовать набухающие грунты для обратной засыпки пазух и траншей при условии, что горизонтальное давление, вызванное их увлажнением, окажется допустимым для данного сооружения, а возможный подъем грунта засыпки не приведет к ухудшению условий эксплуатации. Уплотнение грунтов производят в соответствии с требованиями, принятыми для устройства грунтовых подушек и обратных засыпок из обычных грунтов.

10.5.2.20 При проектировании свайных фундаментов в набухающих грунтах допускается предусматривать как полную прорезку сваями всей толщи набухающих грунтов (с опиранием нижних концов на ненабухающие грунты), так и частичную прорезку (с опиранием нижних концов непосредственно в толще набухающих грунтов).

10.5.2.21 При расчете несущей способности свай в набухающих грунтах значения расчетных сопротивлений набухающих грунтов под нижним концом R и на боковой поверхности f_i свай или свай-оболочки рекомендуется принимать на основании результатов статических испытаний свай и свай-штампов в набухающих грунтах с их замачиванием на строительной площадке или прилегающих к ней территориях, имеющих аналогичные грунты. При отсутствии результатов указанных статических испытаний расчетное сопротивление набухающих грунтов под нижним концом R и на боковой поверхности f_i свай и свай-оболочек диаметром менее 1 м допускается принимать по таблицам 10.4.2.2, 10.4.2.3 и 10.4.2.8 с введением дополнительного коэффициента условий работы свай в грунте $\gamma_c = 0,5$, учитываемого независимо от других коэффициентов условий работы, приведенных в таблицах 10.4.2.4 и 10.4.2.6.

10.5.2.22 При расчете свайных фундаментов в набухающих грунтах по деформациям (подраздел 10.4.3) должен выполняться

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

дополнительный расчет по определению подъема свай при набухании грунта в соответствии с требованиями 10.5.2.23 -10.5.2.25.

10.5.2.23 Подъем $h_{sw,p}$, м, забивных свай, погруженных в предварительно пробуренные лидерные скважины, набивных свай без уширения, а также свай-оболочек, не прорезающих набухающую зону грунтов, следует определять по формуле

$$h_{sw,p} = (h_{sw} - h'_{sw,p})\Omega + h'_{sw,p} - 0,0001\omega/uN, \quad (10.5.2.8)$$

где h_{sw} - подъем поверхности набухающего грунта, м;

$h'_{sw,p}$ - подъем слоя грунта в уровне заложения нижнего конца свай (в случае прорезки набухающей зоны грунта $h'_{sw,p} = 0$;

Ω , ω - коэффициенты, определяемые по таблице 10.5.2.4, при этом Ω зависит от показателя α , который характеризует уменьшение деформации по глубине массива при набухании грунта и принимается для набухающих глин: сарматских - $0,31 \text{ м}^{-1}$, аральских - $0,36 \text{ м}^{-1}$ и хвалынских - $0,42 \text{ м}^{-1}$;

u - периметр сваи, м;

N - расчетная нагрузка на сваю, кН, определенная с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Таблица 10.5.2.4

Глубина погружения сваи, м	Коэффициент Ω , м ⁻¹ , при значениях α					Коэффициент ω , м ² /кН
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	0,72	0,62	0,53	0,46	0,40	-
4	0,64	0,53	0,44	0,36	0,31	1,5
5	0,59	0,46	0,36	0,29	0,24	1,1
6	0,53	0,40	0,31	0,24	0,19	0,7
7	0,48	0,35	0,26	0,20	0,15	0,5
8	0,44	0,31	0,22	0,17	0,13	0,4
9	0,40	0,27	0,19	0,14	0,11	0,3
10	0,37	0,24	0,17	0,12	0,09	0,2
11	0,34	0,21	0,15	0,10	0,08	0,2
12	0,31	0,19	0,13	0,09	0,07	0,1

Предельные значения подъема сооружений, а также значение подъема поверхности набухающего грунта h_{sw} и подъема слоя грунта в уровне расположения нижних концов свай $h_{sw,p}$ следует определять в соответствии с п.5.3.3.

10.5.2.24 При прорезке сваями набухающих слоев грунта и заглублении их в ненабухающие грунты подъем свайного фундамента будет практически исключен при соблюдении условия

$$N \geq F_{sw} - N \leq \frac{F_{du}}{\gamma_n \gamma_{c,g}}, \quad (10.5.2.9)$$

где N - то же, что и в формуле (10.5.2.8);

F_{sw} - равнодействующая расчетных сил подъема, кН, действующих на боковой поверхности сваи, определяемая по результатам их полевых испытаний в набухающих грунтах или определяемая с использованием данных таблицы 10.4.2.3 с учетом коэффициента надежности по нагрузке для сил набухания грунта $\gamma_f = 1,2$;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

F_{d_u} - несущая способность участка сваи, кН, расположенного в ненабухающем грунте, при действии выдергивающих нагрузок, определенная с учетом требований 10.5.2.21;

$\gamma_n, \gamma_{c,g}$ - то же, что и в формуле (10.4.1.9).

10.5.2.25 Подъем свай диаметром более 1 м, не прорезающих набухающие слои грунта, должен определяться как для фундамента на естественном основании в соответствии с требованиями п. При этом подъем сваи с уширением должен определяться при действии нагрузки F_u , равной

$$F_u = N + \gamma_{II} V_g - F_{sw}, \quad (10.5.2.10)$$

где N, F_{sw} - то же, что и в формуле (10.5.2.);

γ_{II} - расчетное значение удельного веса грунта, кН/м³ ;

V_g - объем грунта, препятствующий подъему сваи, м³, и принимаемый равным объему грунта в пределах расширяющегося усеченного конуса высотой h с нижним (меньшим) диаметром, равным диаметру уширения d , а верхним диаметром $d' = h + d$ (здесь h - расстояние от природной поверхности грунта до середины уширения сваи).

10.5.2.26 При проектировании свайных фундаментов в набухающих грунтах между поверхностью грунта и нижней плоскостью ростверка должен быть предусмотрен зазор размером, равным или более максимального значения подъема грунта при его набухании.

При толщине слоя набухающего грунта менее 12 м допускается устраивать ростверк, опирающийся непосредственно на грунт, при соблюдении условия (10.5.2.21).

При расположении свай в виде куста или свайного поля подъем свайных фундаментов следует рассчитывать с учетом взаимного влияния свай.

10.5.3 Засоленные грунты

10.5.3.1 Основания, сложенные засоленными грунтами, следует проектировать с учетом их особенностей, связанных:

- с образованием при длительной фильтрации воды и выщелачивании солей суффозионной осадки s_{sf} ;
- изменением в процессе выщелачивания солей физико-механических свойств грунта, сопровождающееся снижением его прочностных характеристик;
- повышенной агрессивностью подземных вод к материалам подземных конструкций за счет растворения солей, содержащихся в грунте.

Следует также иметь в виду, что в засоленных грунтах при их замачивании может проявляться просадка или набухание.

10.5.3.2 Засоленные грунты характеризуют относительным суффозионным сжатием ε_{sf} и начальным давлением суффозионного сжатия p_{sf} .

Значения ε_{sf} и p_{sf} определяют лабораторными методами (компрессионно-фильтрационные испытания), а для детального изучения отдельных участков строительной площадки - полевыми испытаниями статической нагрузкой с длительным замачиванием основания. При наличии результатов полевых испытаний и опыта строительства в аналогичных инженерно-геологических условиях указанные характеристики допускается определять только лабораторными методами.

10.5.3.3 Расчет оснований, сложенных засоленными грунтами, следует проводить в соответствии с требованиями раздела 10.3. Если засоленные грунты являются просадочными или набухающими, следует учитывать соответственно требования 10.5.1 и 10.5.2.

10.5.3.4 Расчетное сопротивление R основания, сложенного

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

засоленными грунтами, при возможности длительного замачивания грунтов и выщелачивания солей вычисляют по формуле (10.3.1.1) с использованием расчетных значений прочностных характеристик (φ_{II} и c_{II}), полученных для грунтов в водонасыщенном состоянии после выщелачивания солей.

При невозможности длительного замачивания грунтов и выщелачивания солей значение R следует вычислять по формуле (10.3.1.1) с использованием прочностных характеристик, полученных для засоленных грунтов в водонасыщенном состоянии.

При вычислении R для частично или полностью выщелоченных грунтов коэффициент условий работы грунтового основания γ_{c1} в формуле (10.3.1.1) для загипсованных суглинков с начальным содержанием гипса $d_0 \leq 20\%$ принимают равным 1,1, а для суглинков с $d_0 > 20\%$ и для всех загипсованных супесей $\gamma_{c1} = 1$.

Коэффициент условий работы сооружения γ_{c2} во взаимодействии с основанием в формуле (10.3.1.1) для всех засоленных грунтов принимают равным единице.

Коэффициент k в формуле (10.3.1.1) принимают равным единице при определении прочностных характеристик засоленных грунтов в лабораторных условиях в приборах трехосного сжатия и в полевых условиях методом сдвига целика и $k=1,1$ при определении этих характеристик в лабораторных условиях в приборах одноплоскостного среза и по таблицам приложения Б.

10.5.3.5 Деформации основания фундаментов определяют суммированием осадки основания при природной влажности от внешней нагрузки (см. 10.3.2) и суффозионной осадки, а также просадки, набухания или усадки, если засоленные грунты являются просадочными или набухающими.

При невозможности длительного замачивания грунтов и выщелачивания солей деформации основания фундаментов

определяют в соответствии с 10.3.2 исходя из деформационных характеристик засоленных грунтов при полном водонасыщении.

10.5.3.6 Максимальные и средние суффозионные осадки, разность осадок и крены отдельных фундаментов и сооружения в целом необходимо рассчитывать с учетом неравномерности замачивания основания, схемы фильтрационного потока в пределах отдельного фундамента или контура сооружения, неоднородности распределения солей в грунте по площади и по глубине основания.

10.5.3.7 Расчет суффозионной осадки основания, сложенного глинистыми грунтами с легкорастворимыми солями и загипсованными песками, следует выполнять в пределах зоны, условно ограниченной глубиной сжимаемой толщи H_c , определяемой согласно 10.3.1.36. При этом принимают, что в пределах сжимаемой толщи грунты подвергаются полному рассолению, т.е. степень выщелачивания β равна единице.

10.5.3.8 При расчете суффозионных осадок оснований, сложенных загипсованными глинистыми грунтами, принимают, что:

- длина зоны, в пределах которой возможно выщелачивание гипса (выщелачиваемая зона H_l), ограничена условием предельного насыщения гипсом фильтрующей жидкости;

- в процессе фильтрации происходит развитие выщелачиваемой зоны, т.е. увеличивается ее длина и уменьшается содержание гипса в грунте в направлении движения фильтрационного потока;

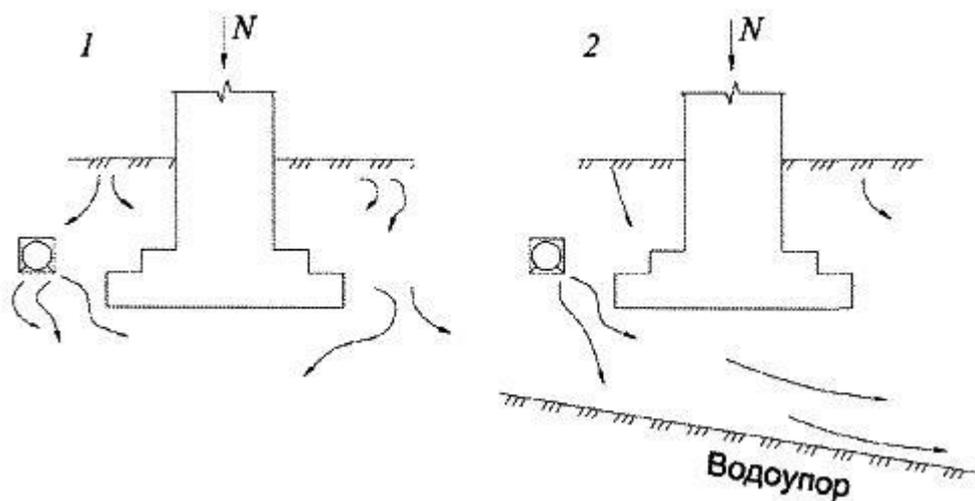
- суффозионные осадки основания происходят только в пределах выщелачиваемой зоны.

10.5.3.9 При расчете суффозионных осадок основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, следует различать две схемы фильтрационного потока в основании фундамента (рисунок 10.5.3.1).

При расчете суффозионных осадок основания по схеме 1 сначала

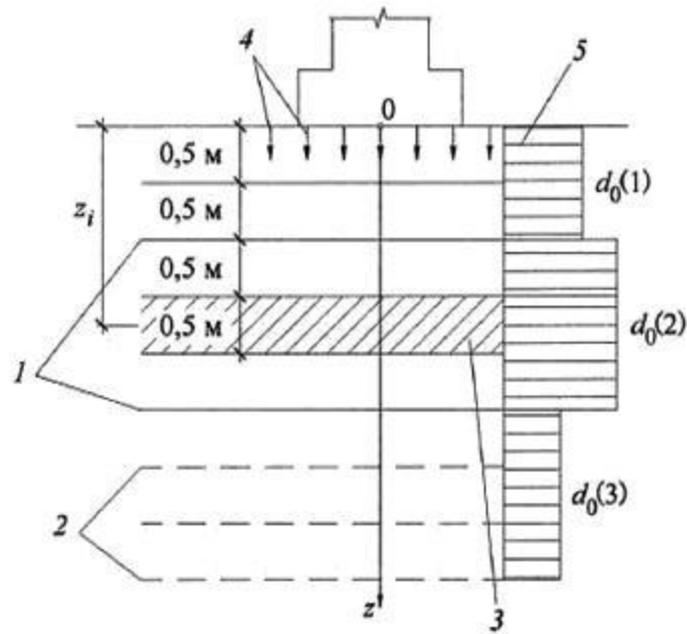
ГОСТ Р (проект, первая редакция)

следует определить состояние выщелачиваемой зоны H_l , т.е. ее длину и распределение в ней гипса в расчетный момент времени (например, через 5, 10 лет и так далее после начала эксплуатации сооружения). Для этого необходимо выделить слои с различным содержанием гипса (рисунок 10.5.3.2). При этом начальное распределение гипса в грунте представляется в виде ступенчатой эпюры $d_0(z)$. Выделенные слои разбивают на более мелкие, толщиной 0,5 м, для которых проводят расчет процесса рассоления.



1 - вертикальная фильтрация; 2 - горизонтальная фильтрация в слое ограниченной толщины

Рисунок 10.5.3.1 - Схемы замачивания фундаментов



1 - границы слоев с различным содержанием гипса; 2 - границы расчетных слоев; 3 - расчетный слой; 4 - направление фильтрации; 5 - начальная эпюра относительного содержания гипса $d_0(z)$

Рисунок 10.5.3.2 - Схема для расчета рассоления основания при вертикальной фильтрации

Если основание сложено однородным грунтом, то начальное содержание гипса принимают постоянным в пределах выщелачиваемой зоны $d_0(z) = const$, а вся зона разбивается на слои по 0,5 м.

После разбивки основания на слои следует последовательно в каждом слое, начиная с верхнего, определить количество оставшегося в твердой фазе гипса в расчетный момент времени. При этом слой, в котором содержание гипса будет равно начальному, является нижней границей выщелачиваемой зоны H_l . Для нижележащих слоев расчет растворения гипса проводить не следует.

10.5.3.10 При расчете суффозионных деформаций основания, сложенного загипсованными глинистыми грунтами, при фильтрации по схеме 1 (см. рисунок 10.5.3.1) зона суффозионной осадки в основании фундамента ограничивается глубиной H_c , где суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного

веса грунта равны начальному давлению суффозионного сжатия p_{sf} .

Если на расчетный момент времени $H_l \leq H_c$, расчет суффозионной осадки следует проводить только в пределах выщелачиваемой зоны H_l . При $H_l > H_c$ расчет осадки необходимо выполнять в пределах сжимаемой толщи H_c . Глубину H_c принимают за границу сжимаемой толщи (рисунок 10.5.3.3).

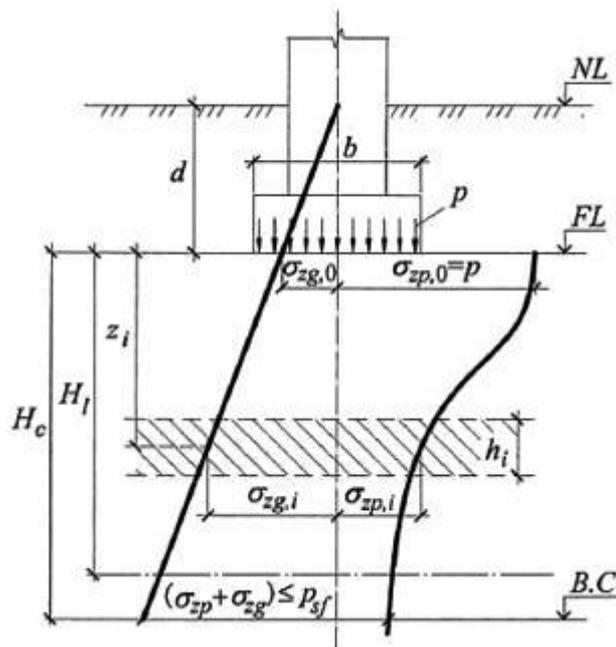


Рисунок 10.5.3.3 - Схема для расчета суффозионной осадки засоленного грунта при вертикальной фильтрации

10.5.3.11 Суффозионную осадку основания s_{sf} , см, сложенного засоленными грунтами, при вертикальной фильтрации (см. рисунок 10.5.3.3) вычисляют по формуле

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} h_i, \quad (10.5.3.1)$$

где $\varepsilon_{sf,i}$ - относительное суффозионное сжатие грунта i -го слоя при давлении p , равном суммарному вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки σ_{zp} и собственного веса грунта σ_{zg} ;

h_i - толщина i -го слоя засоленного грунта, см;

n - число слоев, на которое разбита зона суффозионной осадки засоленных грунтов.

Значение s_{sf} определяют в пределах зон, устанавливаемых по 10.5.3.7 и 10.5.3.10.

10.5.3.12 Деформации оснований при фильтрации по схеме 2 (см. рисунок 10.5.3.1) следует рассчитывать с учетом развития во времени выщелачиваемой зоны в горизонтальном направлении и неоднородности деформационных свойств грунтов основания в пределах площади фундамента или контура сооружения.

Как и при фильтрации по схеме 1 (рисунок 10.5.3.1) необходимо установить состояние выщелачиваемой зоны в основании фундамента на расчетный момент времени (ее длину и распределение в ней гипса). Для установленного состояния выщелачиваемой зоны следует определить осадку сторон фундамента и его крен.

Начальное содержание гипса в грунте принимают постоянным ($d_0 = \text{const}$) как по глубине загипсованной толщи, так и по площади фундамента и в его окрестности (рисунок 10.5.3.3), и равным среднему значению загипсованности толщи.

Разбивку основания на вертикальные слои шириной по 0,5 м следует проводить (см. рисунок 10.5.3.4) в пределах от $z=0$ (источник замачивания) до $z = l + 2L + 1$, где l - расстояние до фундамента, а $2L$ - ширина фундамента. Направление формирования и перемещения выщелачиваемой зоны принимают горизонтальным.

10.5.3.13 Для расчета осадок сторон фундамента при фильтрации по схеме 2 (см. рисунок 10.5.3.1) следует применять метод расчета конструкций на основании, характеризующемся переменным коэффициентом постели. Расчетная схема предусматривает наличие двух участков в основании фундамента (рисунок 10.5.3.5), где участок 1 равен длине выщелачиваемой зоны. Коэффициент постели

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

на этом участке изменяется от c_{min} под одной стороной фундамента, ближайшей к источнику замачивания, до c_{max} на границе выщелачиваемой зоны. Участок 2 равен длине невыщелоченной зоны.

Коэффициент постели на этом участке постоянен и равен c_{max} .

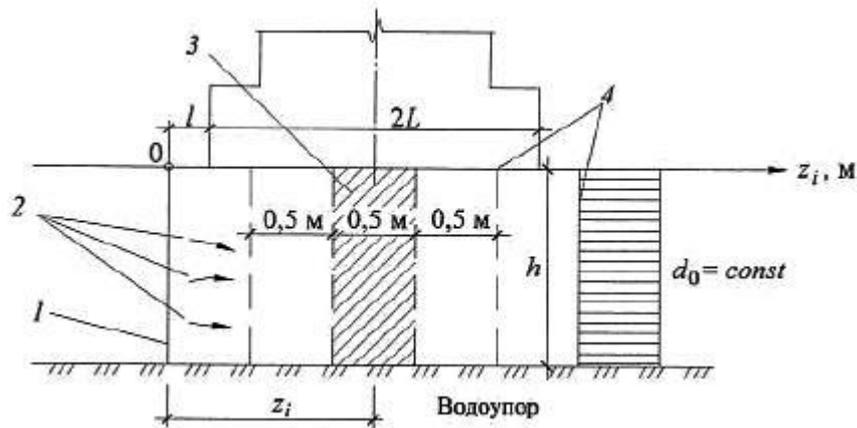


Рисунок 10.5.3.4 - Схема для расчета рассоления основания при горизонтальной фильтрации

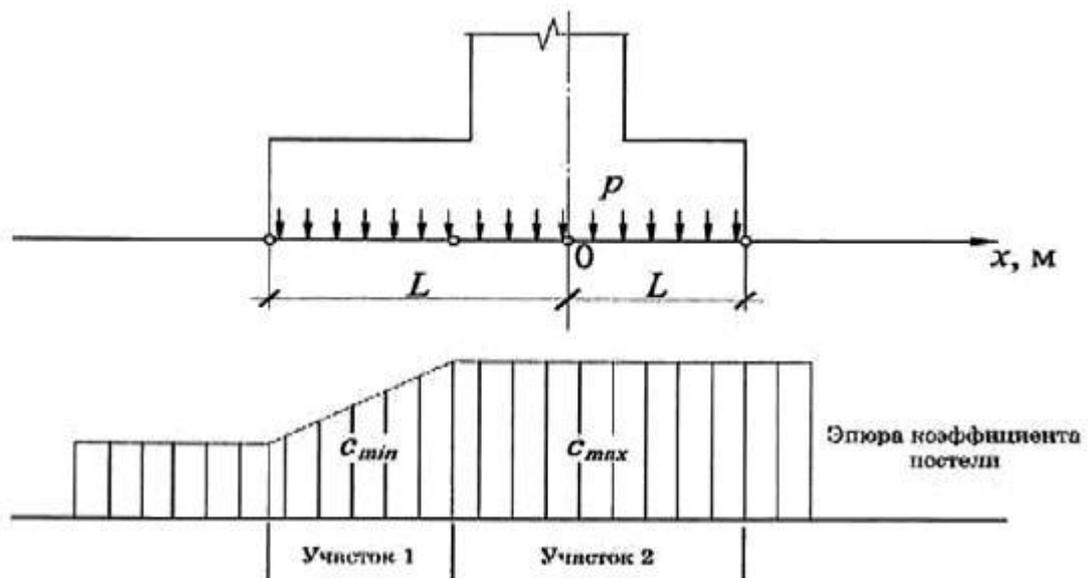


Рисунок 10.5.3.5 - Схема для расчета деформаций засоленного грунта при горизонтальной фильтрации

10.5.3.14 При расчетных деформациях основания, сложенного засоленными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания следует предусматривать следующие мероприятия:

- водозащитные;
- конструктивные;
- частичная или полная срезка засоленных грунтов с устройством подушки из глинистых грунтов;
- прорезка толщи засоленных грунтов фундаментами, в том числе свайными;
- закрепление, уплотнение или нейтрализация (насыщение грунтов растворами, исключаящими растворение солей) грунтов;
- предварительное рассоление грунтов;
- комплекс мероприятий, включающий водозащитные и конструктивные мероприятия, а также устройство грунтовой подушки.

При устройстве подушки из глинистых грунтов в основании сооружений предельное содержание солей и степень уплотнения грунта устанавливаются по данным специальных исследований и зависят от передаваемых на основание нагрузок, свойств грунта, уровня ответственности и конструктивных особенностей сооружения, возможных условий замачивания основания.

При проектировании фундаментов в засоленных грунтах необходимо применять антикоррозионные мероприятия для защиты тела фундамента от агрессивного воздействия вод и грунтов.

Для сильно- и избыточно засоленных грунтов необходимо применять:

- прекращение или замедление движения фильтрационного потока (устройство водонепроницаемых завес: глинистых, силикатных, битумных, цементных);

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- снижение растворяющей способности подземных вод (искусственное водонасыщение фильтрационного потока солями).

10.5.4 Органоминеральные и органические грунты

10.5.4.1 Основания, сложенные водонасыщенными органоминеральными (илы, сапропели, заторфованные грунты) и органическими грунтами (торфы и сапропели) или включающие эти грунты, следует проектировать с учетом их особенностей: большой сжимаемости, изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик и изменений их в процессе консолидации основания, длительного развития осадок во времени и возможности возникновения нестабилизированного состояния.

Для илов следует учитывать тиксотропию и газовыделение (метан, углекислый газ).

Также следует учитывать, что подземные воды в органоминеральных и органических грунтах агрессивны к материалам подземных конструкций.

10.5.4.2 Расчет оснований, сложенных органоминеральными и органическими грунтами, следует проводить в соответствии с требованиями раздела 5 с учетом скорости передачи нагрузки на основание, изменения эффективных напряжений в грунте в процессе консолидации основания, анизотропии свойств грунтов, вторичной консолидации. При этом допускается использовать методы теории как линейной, так и нелинейной консолидации грунтов.

Анизотропию свойств органоминеральных и органических грунтов допускается не учитывать, если значения характеристик для вертикального и горизонтального направлений отличаются не более чем на 40%.

10.5.4.3 При наличии в основании дренирующих слоев необходимо учитывать фильтрацию поровой воды в их сторону, а при наличии песчаной подушки под фундаментом - также в сторону этой подушки. Действие дренирующего слоя допускается учитывать только в том случае, если он не представляет собой замкнутую линзу, а песчаной подушки под фундаментом - если обратная засыпка пазух произведена также дренирующим грунтом.

10.5.4.4 Основания, сложенные водонасыщенными органоминеральными и органическими грунтами следует рассчитывать по несущей способности.

В этих расчетах силу предельного сопротивления основания N_u , кН/м, при действии вертикальной нагрузки для ленточного фундамента допускается вычислять по формуле

$$N_u = b'(q + 5,14c_I), \quad (10.5.4.1)$$

где b' - то же, что и в формуле (10.3.2.1);

q - пригрузка, кПа;

c_I - расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа, равное c_u .

10.5.4.5 При расчете по деформациям оснований, включающих водонасыщенные органоминеральные и органические грунты, расчетное сопротивление грунта основания R вычисляют по формуле (5.7). При этом коэффициент условий работы грунтового основания γ_{c1} принимают по таблице 10.5.4.1.

Таблица 10.5.4.1

Наименование грунтов и относительное содержание органического вещества,	Коэффициент условий работы грунтового основания,
Пески мелкие водонасыщенные:	
$0,03 < I_r \leq 0,25$	0,85
$0,25 < I_r \leq 0,4$	0,80
Пески пылеватые водонасыщенные:	
$0,03 < I_r \leq 0,25$	0,75
$0,25 < I_r \leq 0,4$	0,70
Глинистые грунты водонасыщенные	
$0,05 < I_r \leq 0,25$ при показателе текучести:	
0,5	1,05
0,5	1,00
Глинистые грунты водонасыщенные	
$0,25 < I_r < 0,40$ при показателе текучести:	
0,5	0,90
0,5	0,80

10.5.4.6 Расчетную схему для определения конечных осадков фундаментов на основании, включающем водонасыщенные органоминеральные и органические грунты, принимают по разделу 10.3.

Дополнительную осадку основания фундаментов за счет разложения (минерализации) органических включений допускается не учитывать, если в период срока службы сооружения уровень подземных вод не будет понижаться.

10.5.4.7 В расчете по деформациям основания, содержащего органоминеральные и органические грунты, нижнюю границу сжимаемой толщи принимают в соответствии с рекомендациями 10.3.1.36.

10.5.4.8 Опираение фундаментов непосредственно на поверхность органоминеральных и органических грунтов не допускается, если они представлены сильнозоторфованными грунтами и торфами, сапропелями и илами.

Если непосредственно под подошвой фундамента залегает слой грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа толщиной более ширины фундамента, то осадку основания фундаментов следует вычислять по формуле (10.3.1.9) при $\sigma_{z\gamma, i} = 0$.

10.5.4.9 При расчетных деформациях основания, сложенного органоминеральными и органическими грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания следует предусматривать специальные мероприятия. В зависимости от типа основания, относительного содержания органического вещества I_r , глубины залегания и толщины органоминеральных и органических грунтов, а также конструктивных особенностей проектируемого сооружения и предъявляемых к нему эксплуатационных требований рекомендуются следующие варианты специальных мероприятий:

- уплотнение основания временной или постоянной нагрузкой, в том числе с устройством вертикальных дрен и дренажных прорезей;
- полная или частичная прорезка слоя органоминеральных и органических грунтов фундаментами, в том числе свайными
- выторфовка линз или слоев органоминерального и органического грунта с заменой его минеральным грунтом;
- устройство фундаментов (столбчатых, ленточных и т.п.) на песчаной, гравийной, щебеночной подушке или на предварительно уплотненной подсыпке из местного материала.

10.5.5 Элювиальные грунты

10.5.5.1 Основания, сложенные элювиальными грунтами -

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

продуктами выветривания скальных и полускальных грунтов, оставшимися на месте своего образования и сохранившими структуру и текстуру исходных пород, следует проектировать с учетом:

- неоднородности состава и свойств по глубине и в плане из-за наличия грунтов разной степени выветрелости с различием прочностных и деформационных характеристик, возрастающих с глубиной;

- снижения прочностных и деформационных характеристик во время их длительного пребывания в открытых котлованах;

- возможности перехода в плавунное состояние элювиальных супесей и пылеватых песков в случае их водонасыщения в период устройства котлованов и фундаментов;

- возможного наличия просадочных свойств у элювиальных пылеватых песков с коэффициентом пористости $e > 0,6$ и коэффициентом водонасыщения $S_r < 0,7$ и возможности набухания элювиальных глинистых грунтов при замачивании отходами технологических производств.

10.5.5.2 Расчет оснований фундаментов, сложенных элювиальными грунтами, следует проводить в соответствии с требованиями раздела 5. Если элювиальные грунты являются просадочными или набухающими, следует учитывать требования 10.5.1 и 10.5.2.

10.5.5.3 При расчетных деформациях основания фундаментов, сложенного элювиальными грунтами, больше предельных или недостаточной несущей способности основания следует предусматривать следующие мероприятия:

- устройство уплотненных грунтовых распределительных подушек из песка, гравия, щебня или крупнообломочных грунтов с обломками исходных горных пород, в частности при неровной поверхности скальных грунтов;

- удаление из верхней зоны основания включений скальных грунтов, полная или частичная замена рыхлого заполнения "карманов" и "гнезд" выветривания в скальных грунтах щебнем, гравием или песком с уплотнением.

В случае недостаточности этих мероприятий следует предусматривать конструктивные мероприятия в соответствии с требованиями подраздела 5.9 СП 22.13330, свайные фундаменты или метод выравнивания осадок основания фундаментов.

10.5.5.4 В проекте оснований и фундаментов должна предусматриваться защита элювиальных грунтов от разрушения атмосферными воздействиями и водой в период устройства котлованов. Для этой цели следует применять водозащитные мероприятия, не допускать перерывы в устройстве оснований и последующем возведении фундаментов; предусматривать недобор грунта в котловане; применять взрывной способ разработки скальных грунтов лишь при условии мелкошпуровой отпалки.

10.5.6 Намывные грунты

10.5.6.1 Проектирование оснований и фундаментов следует проводить по результатам инженерно-геологических изысканий, выполненных не ранее чем через три месяца после окончания намыва песчаных грунтов.

10.5.6.2 Прочностные и деформационные характеристики намывных грунтов следует устанавливать по результатам полевых и лабораторных исследований грунтов ненарушенного сложения с учетом возраста намывного грунта, т.е. времени, прошедшего от окончания намыва, а также разницы во времени между периодом инженерно-геологических изысканий и началом строительства.

10.5.6.3 Намывные грунты обладают способностью после намыва

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

интенсивно менять свои физико-механические свойства вследствие протекания в них процессов уплотнения и упрочнения. В связи с этим, на расчетные значения характеристик намывных грунтов должна вводиться поправка, учитывающая разницу во времени между периодом инженерно-геологических изысканий и моментом устройства фундаментов.

Ориентировочное время самоуплотнения и упрочнения намывных грунтов следует оценивать в зависимости от их состава и вида подстилающих грунтов естественного основания с учетом рекомендуемых данных таблицы 10.5.6.4.

Таблица 10.5.6.4

Грунты естественного основания	Ориентировочное время самоуплотнения и упрочнения намывных грунтов, месяцы			
	Пески крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые	Супеси
Песчано-гравийные	0,5	1,0	2,0	3,0
Песчаные	1,0	2,0	3,0	6,0
Органоминеральные и органические	2,0	3,0	6,0	12,0
Глинистые	3,0	6,0	12,0	24,0

10.5.6.4 Нормативное значение модуля деформации пылеватых, мелких и среднезернистых намывных песков для их возраста t , годы, после гидронамыва в пределах от 0,5 до 4,5 следует вычислять по эмпирической формуле

$$E = \frac{AtK}{t+B/K_1}, \quad (10.5.6.1)$$

где K - коэффициент, равный 1 МПа;

K_1 - коэффициент, равный 1/год;

A, B - безразмерные параметры, вычисляемые по формулам:

$$A = \frac{E_1 R_2 (t_2 - t_1)}{K(E_1 t_2 - E_2 t_1)}, \quad (10.5.6.2)$$

$$B = \frac{t_1 t_2 (E_2 - E_1) K_1}{(E_1 t_2 - E_2 t_1)}, \quad (10.5.6.3)$$

E_1, E_2 - модули деформации, МПа, полученные в результате последовательных во времени двухкратных испытаний намывных грунтов на одной и той же строительной площадке в период времени t_1 и t_2 (в годах) после гидронамыва.

10.5.6.5 Нормативное значение удельного сцепления c_n пылеватых, мелких и среднезернистых намывных грунтов для их возраста t , годы, после гидронамыва в пределах от 0,5 до 4,5 следует вычислять по эмпирической формуле

$$c_n = \frac{A_1 t K}{t + B_1 / K_1}, \quad (10.5.6.4)$$

где K, K_1 - коэффициенты те же, что и в формуле (10.5.6.1);

A_1, B_1 - безразмерные параметры, вычисляемые по формулам:

$$A_1 = \frac{c_1 c_2 (t_2 - t_1)}{K (c_1 t_2 - c_2 t_1)}, \quad (10.5.6.5)$$

$$B_1 = \frac{t_1 t_2 (c_2 - c_1) K_1}{c_1 t_2 - c_2 t_1}, \quad (10.5.6.6)$$

c_1, c_2 - нормативные удельные сцепления, полученные в результате испытаний намывных грунтов на одной и той же строительной площадке в период времени t_1 и t_2 (в годах) после гидронамыва.

10.5.6.6 Нормативный угол внутреннего трения φ_n , пылеватых, мелких и среднезернистых намывных песков для их возраста t , годы, после гидронамыва в пределах от 0,5 до 4,5 следует вычислять по эмпирической формуле

$$\varphi_n = \varphi_\infty [1 - \exp(-t/C - D)], \quad (6.31)$$

Где

$$C = \frac{t_2 - t_1}{\ln\left(1 - \frac{\varphi_1}{\varphi_\infty}\right) - \ln\left(1 - \frac{\varphi_2}{\varphi_\infty}\right)}, \quad (6.32)$$

$$D = \frac{t_1 \ln\left(1 - \frac{\varphi_2}{\varphi_\infty}\right) - t_2 \ln\left(1 - \frac{\varphi_1}{\varphi_\infty}\right)}{t_2 - t_1}, \quad (6.33)$$

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

φ_{∞} - стабилизированное значение угла внутреннего трения намывных песков;

φ_1, φ_2 - нормативные значения углов внутреннего трения, полученные в результате испытаний намывных грунтов на одной и той же строительной площадке в период времени t_1 и t_2 после гидронамыва.

10.5.6.7 Для предварительных расчетов допускается принимать значения параметров $A, B, A_1, B_1, C, D, \varphi_{\infty}$ по таблице 10.5.6.2.

Таблица 10.5.6.2

Пески намывные	Параметры грунта	Коэффициенты пористости				
		0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
		Значения параметров				
Средней крупности	A	48	43	36	28	27
	B	1,2	1,1	0,9	0,9	0,9
		0,007	0,006	0,005	0,004	0,003
		1,3	1,3	1,2	1,2	1,1
	(град.)	39	38	36,5	35	33
	C	1,6	1,6	1,7	1,8	1,9
	D	2,1	2,0	2,0	1,9	1,9
Мелкие	A	41	36	30	23	19
	B	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9
		0,009	0,007	0,005	0,004	0,003
		1,0	0,8	0,8	0,7	0,6
	(град.)	36	34	32	30	28
	C	0,8	0,9	1,0	1,1	1,1
	D	2,0	1,9	1,9	1,8	1,7

10.5.6.8 Расчет оснований, сложенных намывными грунтами, следует проводить в соответствии с требованиями раздела 10.3.

Если толща намывных грунтов подстиляется

органоминеральными или органическими грунтами, в расчетах оснований следует дополнительно учитывать требования 10.5.4. В указанном случае применение столбчатых фундаментов не допускается.

10.5.6.9 Расчетное сопротивление R намывных грунтов определяется в соответствии с требованиями 10.3.2. При этом значения прочностных характеристик намывного грунта (φ_{II} и c_{II}) следует принимать соответствующими началу строительства с учетом 10.5.6.5 и 10.5.6.6.

10.5.6.10 Расчет осадки намывного основания фундамента при толщине верхнего намывного песчаного слоя не менее $4b$ (где b - ширина фундамента) и при отношении суммарной площади фундаментов к площади застройки здания или сооружения больше 0,3, следует проводить от нагрузки, распределенной по площади застройки и полученной путем деления веса здания или сооружения на площадь, ограниченную контуром наружных граней фундаментов. При отношении суммарной площади фундаментов к площади застройки здания или сооружения меньше 0,3, расчет осадки основания фундаментов следует проводить в соответствии с требованиями раздела 5.

10.5.6.11 При расчетных деформациях основания фундаментов, сложенного намывными грунтами, превышающих предельные, или при недостаточной несущей способности основания следует предусматривать:

- уплотнение намывных грунтов (вибрационными машинами и катками, глубинным гидровиброуплотнением, использованием энергии взрыва, трамбованием, избыточным намывом грунта на площади застройки и др.);

- закрепление или армирование намывного грунта;

- конструктивные мероприятия.

10.5.7 Закрепленные грунты

10.5.7.1 Закрепление грунтов производят в целях улучшения их физико-механических свойств для существующих и вновь строящихся зданий и сооружений.

Для существующих зданий возможность и способ закрепления грунтов основания следует устанавливать с учетом характера деформаций основания и категории технического состояния сооружений.

Закрепление грунтов может выполняться отдельными элементами, массивами и сочетаниями элементов и массивов закрепленного грунта различной формы в плане и по глубине.

Основания из закрепленных грунтов могут быть использованы в качестве искусственных оснований фундаментов, а также временных ограждающих конструкций котлованов, противодиффузионных завес и других заглубленных конструкций.

10.5.7.2 Для закрепления грунтов в зависимости от цели закрепления и инженерно-геологических условий применяют следующие способы закрепления:

инъекционный - путем нагнетания в грунт химических или цементационных растворов с помощью погружаемых инъекторов или через скважины (смолизация, силикатизация, цементация);

виброинъекционный - путем нагнетания в грунт химических или цементационных растворов через инъекторы при одновременном воздействии на закрепляемый грунт высокочастотной вибрации (смолизация, силикатизация, цементация);

буросмесительный (глубинное перемешивание) - путем механического измельчения грунта без извлечения его на поверхность и смешивания с цементом и другими вяжущими веществами

специальным буровым устройством в процессе погружения или извлечения его с вращением с созданием элементов закрепленного грунта:

струйный - позволяющий разрушать струей высокого давления грунт в скважине и смешивать его с цементным раствором путем нарушения естественной структуры грунтов с созданием элементов закрепленного грунта, обладающих заданными свойствами или полным замещением грунтов цементным раствором;

термический - путем спекания грунта в скважине высокотемпературными газами или с помощью электронагрева грунта;

электрохимический - способ комбинированного применения электрического тока и химических растворов, вводимых в грунт под давлением при одновременном воздействии постоянного электрического тока. Применяется для закрепления слабых малопроницаемых грунтов, представленных мелкими песками, суглинками и супесями.

Способ закрепления, рецептура растворов и технологические параметры должны обеспечивать необходимые расчетные физико-механические характеристики закрепленного грунта и удовлетворять требованиям по охране окружающей среды.

10.5.7.3 Инъекционный способ закрепления грунтов при инъекции через скважины и инжекторы следует применять в следующих грунтовых условиях:

силикатизация и смолизация - в песках с коэффициентом фильтрации от 0,5 до 80 м/сут;

силикатизация - в просадочных грунтах при коэффициенте фильтрации не менее 0,2 м/сут и коэффициенте водонасыщения $S_r \leq 0,7$;

цементация с использованием цемента общестроительного назначения с удельной поверхностью частиц не более $4 \cdot 10^3 \text{ см}^2/\text{г}$ - в

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

трещиноватых скальных грунтах с удельным водопоглощением не менее $0,01 \text{ л}/(\text{мин}\cdot\text{м}^2)$, в крупнообломочных грунтах и гравелистых песках при коэффициенте фильтрации не менее $80 \text{ м}/\text{сут}$, а также для заполнения карстовых полостей и закрепления закарстованных пород;

цементация особо тонкодисперсным вяжущим (ОТДВ), то есть цементом с высокодисперсным гранулометрическим составом, с удельной поверхностью частиц более $1 \times 10^4 \text{ см}^2/\text{г}$ - в песках с коэффициентом фильтрации от 1 до $80 \text{ м}/\text{сут}$.

10.5.7.4 Виброинъекционный способ (силикатизация, смолизация, цементация) применяется в песках с коэффициентом фильтрации от 0,1 до $80 \text{ м}/\text{сут}$.

10.5.7.5 Буросмесительный способ допускается применять в любых грунтах (глинистых, песчаных, лессовых, илах), за исключением торфов и сапропелей. Возможность применения глубинного способа укрепления заторфованных грунтов с повышенным (более 10%) содержанием органических примесей устанавливается лабораторными исследованиями коррозионной стойкости грунтоцемента. Возможность применения метода в условиях высокой агрессивности грунтовых вод должна быть подтверждена исследованиями в лабораторных условиях с применением специальных устойчивых к агрессии вяжущих.

10.5.7.6 Струйный способ применяется для закрепления песчаных, супесчаных, суглинистых и глинистых грунтов, способных под воздействием энергии струи диспергироваться с разрушением структуры и смешиваться с цементным раствором.

10.5.7.7 Термический способ следует применять для закрепления лессовых просадочных грунтов с коэффициентом водонасыщения $S_r \leq 0,5$.

10.5.7.8 Для химического закрепления используют в качестве крепителей водные растворы силиката натрия, акрилаты, лигниты, уретаны карбамидных и других синтетических смол, в качестве

отвердителей - неорганические или органические кислоты и соли, а также газы. Для регулирования процессов гелеобразования или предварительной обработки закрепленного грунта применяют рецептурные добавки.

10.5.7.9 Рецептуры растворов для цементации грунтов способами инъекции, бурсмесительными и по струйной технологии и физико-механические характеристики закрепленных грунтов следует уточнять по результатам закрепления в лабораторных и полевых условиях. Допускается определение вида и расхода вяжущего на основании имеющихся данных для аналогичных грунтовых условий.

10.5.7.10 Изыскания при проектировании оснований из закрепленных грунтов способом инъекции должны выполняться по специально разработанной дополнительной программе изысканий. Материалы инженерно-геологических изысканий и лабораторных исследований помимо характеристик, указанных в 5.1.16, должны содержать данные о коэффициенте фильтрации грунта, химическом составе водных вытяжек грунтовых вод. В программу должны быть включены дополнительные требования по проведению в рамках лабораторных изысканий и, при необходимости (определяется на этапе проектирования в зависимости от уровня ответственности объекта или объектов окружающей застройки), полевых опытных работ по подбору параметров закрепления грунтов.

10.5.7.11 Рекомендуется назначать следующие характеристики закрепленного грунта: нормативное сопротивление одноосному сжатию - R_{stb} , угол внутреннего трения - c_{stb} , удельное сцепление - φ_{stb} , модуль деформации - E_{stb} .

10.5.7.12 Принятые при проектировании значения расчетных характеристик закрепленного грунта должны быть подтверждены результатами опытно-производственных и контрольных работ, выполняемых на всем протяжении закрепления. Объемы опытно-

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

производственных и контрольных работ назначаются при проектировании и должны обеспечивать возможность достоверной оценки закрепления.

10.5.7.13 Расчет искусственных оснований из закрепленного грунта должен выполняться по 1-й и 2-й группе предельных состояний для сооружений геотехнических категорий 2 и 3 в обязательном порядке. Для сооружений геотехнической категории 1 выполнение расчета по 1-й группе предельных состояний определяется требованиями, изложенными в разделе 10.3.

10.5.7.14 До получения результатов опытных работ допускается назначать значения характеристик по таблице 10.5.7.1.

При проектировании для элемента закрепленного грунта рекомендуется принимать следующие характеристики:

Для инъекционных способов закрепления:

расчетный радиус - расстояние от оси скважины/инъектора до границы закрепления за пределами которой сопротивление сжатию равно "0". Назначается при проектировании в зависимости от вида и свойств раствора, фильтрационных характеристик грунта и подтверждается по результатам опытных работ;

расчетная глубина - расстояние от нижней до верхней границы закрепления в пределах сечения с расчетным радиусом, за пределами которой сопротивление сжатию равно "0".

Для буросмесительного способа закрепления - расчетная глубина и расчетный радиус - расстояние от оси скважины до границы закрепления, за пределами которой сопротивление сжатию равно "0". Назначается при проектировании и определяется размером бурового инструмента.

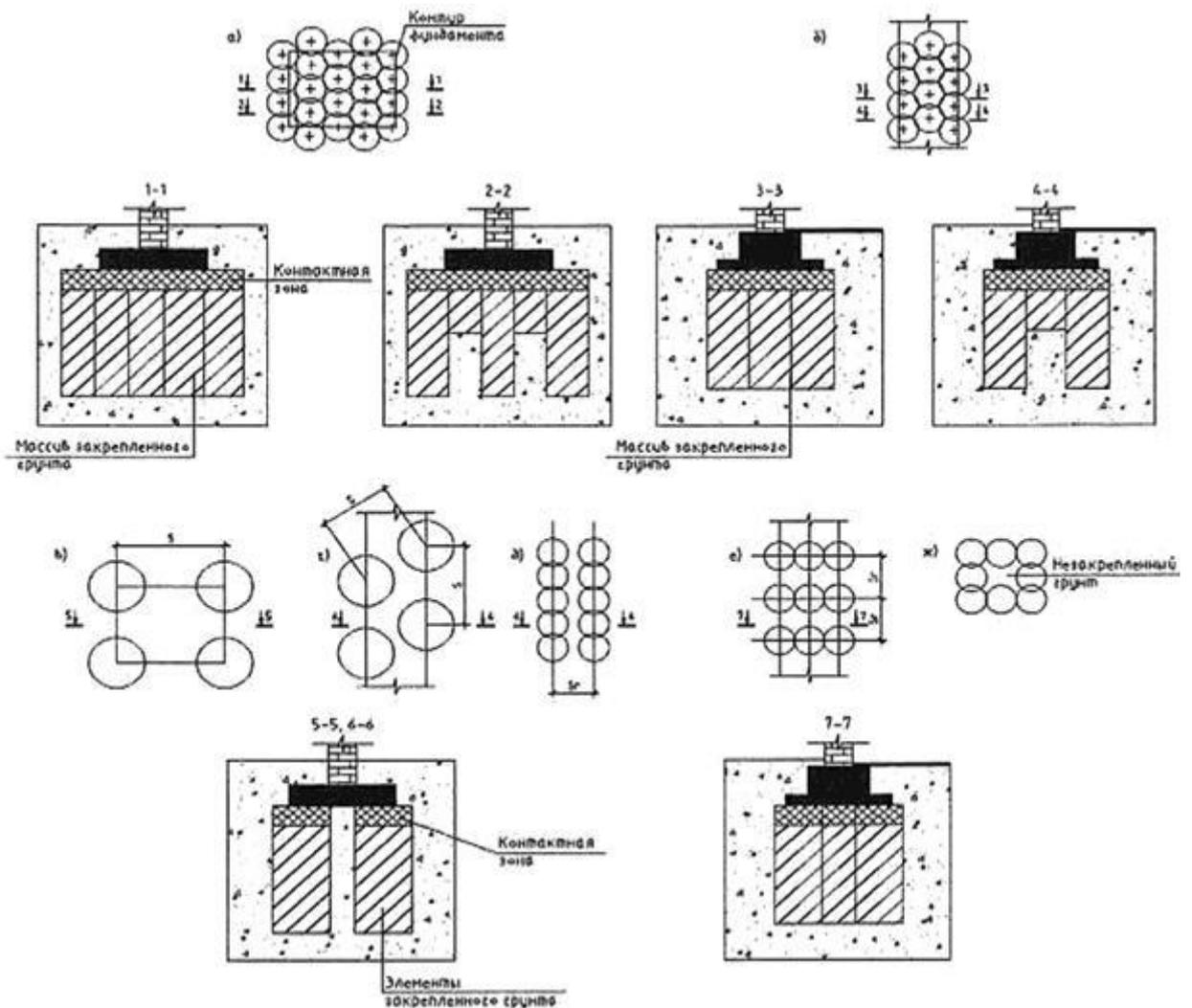
Таблица 10.5.7.1

Параметры песчаных и лессовых грунтов, закрепленных инъекцией химических и цементных растворов				
Способ закрепления	Грунт	Коэффициент фильтрации, м/сут	Радиус закрепления грунта, м	Нормативное сопротивление сжатию R , МПа
Силикатизация двухрастворная на основе силиката натрия и хлористого кальция	Песок	10-20	0,2-0,3	1-1,5
		20-50	0,3-0,6	1,5-2,5
		50-80	0,6-1,0	2,5-8,0
Силикатизация однорастворная с H SiF	Песок	1,0-10	0,3-0,5	1-2
		10-50	0,5-0,8	2-5
Силикатизация однорастворная двухкомпонентная с отвердителем: алюминат натрия или ортофосфорная кислота	Песок	0,5-1,0	0,3-0,5	0,1-0,5
		1,0-5,0	0,5-0,8	
Силикатизация газовая на основе силиката натрия и газа CO	Песок	0,5-5,0	0,3-0,5	1-2
		5-20	0,5-0,8	2,0-3,5
Силикатизация однорастворная однокомпонентная	Лесс	0,2-0,5	0,3-0,5	0,5-2,0
		0,5-2	0,5-0,8	2,0-3,5
Силикатизация газовая на основе силиката натрия и газа CO	Лесс	0,1-0,5	0,4-0,6	0,5-2,0
		0,5-2	0,6-1,0	2,0-3,5

Окончание таблицы 10.5.7.1

Параметры песчаных и лессовых грунтов, закрепленных инъекцией химических и цементных растворов				
Способ закрепления	Грунт	Коэффициент фильтрации, м/сут	Радиус закрепления грунта, м	Нормативное сопротивление сжатию R , МПа
Смолизация однорастворная двухкомпонентная на основе карбамидной смолы и кислого отвердителя	Песок	0,5-5	0,3-0,5	0,5-1,5
		5-20	0,5-0,65	1,5-3,0
		20-50	0,65-0,85	3,0-4,5
Цементация раствором ОТДВ	Песок	1-80	0,2-0,7	0,5-1,5

10.5.7.15 Расположение элементов закрепленного грунта в плане искусственных оснований может производиться по схемам, приведенным на рисунке 10.5.7.1.



а, б - сплошное из рядом расположенных элементов; в, г - отдельно стоящих элементов; д, е, ж - отдельно расположенных рядов сплошных элементов

Рисунок 10.5.7.1 - Принципиальные схемы расположения элементов закрепленного грунта в плане

10.5.7.16 Геометрические параметры элементов (радиус закрепления) должны подтверждаться результатами опытно-производственных работ. Глубина закрепления назначается предварительно на основании данных инженерно-геологических изысканий, выбранного способа закрепления, конструкций проектируемых фундаментов, проектных нагрузок и требований норм по предельно допустимым деформациям и уточняется по результатам расчетов.

10.5.7.17 Расчет основания по предельным состояниям проводят в соответствии с требованиями раздела 10.3 и 10.4. По результатам расчета и работ на опытном участке, при необходимости, проводят корректировку геометрических параметров массива и отдельных элементов закрепленного грунта.

10.5.7.18 В проекте закрепления должна быть определена последовательность устройства элементов в плане и по глубине массива и технологические параметры (скорость проходки буросмесителя/форсунки, интенсивность подачи раствора, режимы инъекции, давление), позволяющие обеспечить требуемую форму, размеры и прочность закрепляемого элемента.

10.5.7.19 По результатам опытно-производственных работ уточняют технологические параметры и назначают прочностные и деформационные характеристики. При необходимости выполняют корректировку проекта с уточнением фактических параметров закрепленного грунта.

10.5.7.20 Технологией производства работ по созданию закрепленного массива грунта должна быть обеспечена минимизация негативного воздействия на основание фундаментов возводимого или существующего сооружения.

10.5.7.21 Критерии конструктивной эффективности должны обеспечивать выбор оптимального решения исходя из обеспечения безопасной эксплуатации объекта в соответствии с требованиями допустимых показателей по деформируемости отдельных элементов или объекта в целом. Критерии экономической эффективности должны обеспечивать минимизацию затрат для принятого варианта усиления в сравнении с другими вариантами при условии обеспечения требований конструктивной безопасности.

10.5.7.22 В качестве расчетных показателей критериев конструктивной эффективности для материалов, используемых при

закреплении/усилении грунта/создания армированных массивов, следует принимать значения E_p , R_b (модуль деформации и прочность на одноосное сжатие раствора, инъецируемого в грунт, независимо от способа инъекции).

10.5.8 Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях

10.5.8.1 Основания сооружений следует проектировать с учетом неравномерных вертикальных и горизонтальных перемещений грунтового массива в результате подработки, т.е. устройства закрытых подземных выработок с целью выемки полезных ископаемых или строительства подземных сооружений.

Зону влияния строительства и эксплуатации подземных выработок различного назначения в условиях существующей застройки можно считать подрабатываемой территорией.

Параметры деформаций земной поверхности, в том числе кривизна поверхности, ее наклоны и горизонтальные перемещения, а также вертикальные уступы следует определять в соответствии с требованиями СП 21.13330.

10.5.8.2 Результаты инженерно-геологических изысканий с учетом горно-геологического обоснования строительной площадки должны включать в себя:

- оценку изменений геоморфологических и гидрогеологических условий участка застройки вследствие местного оседания земной поверхности (возможность образования провалов, активизации процесса сдвижения вследствие геологических нарушений, активизации оползневых процессов, изменения уровня подземных вод с учетом сезонных и многолетних перепадов, заболачивания

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

территории и т.п.);

- оценку возможных изменений физико-механических свойств грунтов вследствие изменения геологических и гидрогеологических условий площадки;

- деформационные и прочностные характеристики грунтов, используемые при расчетах воздействий сдвигающегося грунта на заглубленные конструкции сооружений.

10.5.8.3 Расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунта для определения усилий, действующих на фундаменты в результате деформаций земной поверхности, следует принимать равными нормативным ($\gamma_g=1$).

Значение модуля деформации грунта в горизонтальном направлении допускается принимать равным $0,5E$ для глинистых грунтов и $0,65E$ - для песков, где E - модуль деформации грунта в вертикальном направлении.

10.5.8.4 Расчетные сопротивления грунтов основания R следует определять в соответствии с 10.3. При этом коэффициент условий работы γ_{c2} в формуле (10.3.1.1) следует принимать равным 1.

10.5.8.5 Краевое давление на грунт под подошвой фундаментов, в том числе плитных, следует определять с учетом дополнительных моментов, вызываемых деформацией земной поверхности при подработке.

Краевое давление не должно превышать $1,4 R$, в угловой точке - $1,5 R$.

10.5.8.6 На площадках, сложенных специфическими грунтами, конструкции сооружений следует проектировать с учетом возможного совместного воздействия на них деформаций от подработок и проявления специфических свойств указанных грунтов.

10.5.8.7 Фундаменты следует рассчитывать на нагрузки от воздействия относительных горизонтальных деформаций земной

поверхности (растяжения и сжатия), вызывающих горизонтальные перемещения грунта в направлении как продольной, так и поперечной осей сооружений.

10.5.8.8 Фундаменты при воздействии горизонтальных деформаций грунта следует рассчитывать на усилия, вызываемые следующими нагрузками:

- силами трения (сдвигающими силами) по подошве фундаментов продольных и примыкающих стен, а также по боковым поверхностям фундаментов от перемещения грунта;

- давлением перемещающегося грунта, действующего нормально к боковой поверхности фундаментов.

Усилия от сил трения (сдвигающих сил) по подошве фундаментов примыкающих стен, боковое давление грунта на фундаменты и заглубленные части должны передаваться на конструкции фундаментов, расположенных параллельно направлению рассматриваемого горизонтального перемещения грунта.

10.5.8.9 На площадках, сложенных грунтами с модулем деформации $E < 10$ МПа, а также при возможности резкого ухудшения деформационно-прочностных характеристик грунтов основания вследствие изменения гидрогеологических условий площадки при подработке, следует принимать свайные фундаменты.

Если в верхней зоне основания залегают слои ограниченной толщины насыпных, просадочных и других специфических грунтов, следует предусматривать прорезку этих слоев фундаментами.

10.5.8.10 К основным мероприятиям, снижающим неблагоприятное воздействие деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции сооружений, относятся:

- а) уменьшение боковой поверхности фундаментов, имеющей контакт с грунтом;

- в) устройство грунтовых подушек на основаниях, сложенных

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

практически несжимаемыми грунтами;

д) засыпка грунтом пазух котлованов и выполнение грунтовых подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов;

е) отрывка перед подработкой временных компенсационных траншей по периметру сооружения.

10.5.8.11 При расчете деформаций, вызванных строительством подземных линейных сооружений (тоннелей, коллекторов, трубопроводов и т.п.) различного назначения в условиях существующей застройки, допускается учитывать интенсивность воздействия интегральными характеристиками (перебор грунта и др.).

10.5.8.12 Расчет свайных фундаментов и их оснований на подрабатываемых территориях должен производиться с учетом:

а) изменений физико-механических свойств грунтов, вызванных подработкой территории, в соответствии с требованиями 10.5.8.13;

б) перераспределения вертикальных нагрузок на отдельные сваи, вызванного наклоном, искривлением и уступообразованием земной поверхности, в соответствии с требованиями 10.5.8.14;

в) дополнительных нагрузок в горизонтальной плоскости, вызванных относительными горизонтальными деформациями грунтов основания, в соответствии с требованиями 10.5.8.15.

10.5.8.13 Несущую способность грунта основания свай всех видов F_{cr} , кН, работающих на сжимающую нагрузку, при подработке территории следует определять по формуле

$$F_{cr} = \gamma_{cr} F_d, \quad (10.5.8.1)$$

где γ_{cr} - коэффициент условий работы, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов и перераспределение вертикальных нагрузок при подработке территории: для свай-стоек $\gamma_{cr} = 1$; для висячих свай $\gamma_{cr} = 1,1$;

F_d - несущая способность сваи, кН, определенная расчетом в соответствии с подразделом 10.4 или определенная по результатам полевых исследований (испытания свай динамической или статической нагрузкой, зондирование грунтов) в соответствии с СП 24.13330.

В случае крутопадающих пластов в формуле (10.5.8.1) следует также учитывать зависящий от значения относительной горизонтальной деформации ε_h , мм/м, дополнительный коэффициент $\gamma_{cr} = 1/(1 + 100\varepsilon_h)$.

10.5.8.14 Дополнительные вертикальные нагрузки $\pm\Delta N$ на сваи или сваи-оболочки следует определять в зависимости от расчетных значений вертикальных перемещений свай, вызванных наклоном, искривлением, уступообразованием земной поверхности, а также горизонтальными деформациями грунтов основания при условиях:

а) свайные фундаменты из висячих свай и их основания заменяют в соответствии с 10.4.3 условным фундаментом на естественном основании;

б) основание условного фундамента принимают линейно деформируемым с постоянными по длине модулем деформации и коэффициентом постели грунта.

Определение дополнительных вертикальных нагрузок производят относительно продольной и поперечной осей сооружения.

10.5.8.15 В расчетах свайных фундаментов, возводимых на подрабатываемых территориях, следует учитывать дополнительные усилия, возникающие в сваях вследствие их работы на изгиб под влиянием горизонтальных перемещений грунта основания при подработке территории по отношению к проектному положению свай.

10.5.8.16 Расчетное горизонтальное перемещение грунта u_{cr} , мм, при подработке территории следует определять по формуле

$$u_{cr} = \gamma_f \gamma_c \varepsilon_h x, \quad (10.5.8.2)$$

где γ_f, γ_c - соответственно коэффициенты надежности по нагрузке и условий работы для относительных горизонтальных деформаций, принимаемые согласно СП 21.13330;

ε_h - ожидаемое значение относительной горизонтальной деформации, определяемое по результатам маркшейдерского расчета, мм/м;

x - расстояние от оси рассматриваемой сваи до центральной оси здания (сооружения) с ростверком, устраиваемым на всю длину здания (отсека), или до блока жесткости каркасного здания (отсека) с ростверком, устраиваемым под отдельные колонны, м.

10.5.8.17 Свайные фундаменты зданий и сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, следует проектировать исходя из условий необходимости передачи на ростверк минимальных усилий от свай, возникающих в результате деформации земной поверхности.

Для выполнения этого требования необходимо в проектах предусматривать:

б) преимущественно висячие сваи для снижения дополнительно возникающих усилий в вертикальной плоскости от искривления основания;

в) сваи возможно меньшей жесткости, например, призматические, квадратного или прямоугольного поперечного сечения, при этом сваи прямоугольного сечения следует располагать меньшей стороной в продольном направлении мостового сооружения;

10.5.8.18 Заглубление в грунт свай на подрабатываемых территориях должно быть не менее 4 м, за исключением случаев опирания свай на скальные грунты.

10.5.8.19 На подрабатываемых территориях Iк-IVк групп с возможным образованием уступов, а также на площадках с геологическими нарушениями применение свайных фундаментов допускается только при наличии специального обоснования.

10.5.8.20 Свайные ростверки должны рассчитываться на внецентренное растяжение и сжатие, а также на кручение при воздействии на них горизонтальных опорных реакций от свай (поперечной силы и изгибающего момента), вызванных боковым давлением деформируемого при подработке грунта основания.

10.5.9 Особенности проектирования оснований сооружений, возводимых на закарстованных территориях

10.5.9.1 К закарстованным относятся территории, в пределах которых распространены водорастворимые горные породы (известняки, доломиты, гипсы, мел и т.д.). Основания и фундаменты сооружений, возводимых на закарстованных территориях, следует проектировать с учетом развития карстовых процессов под поверхностью в массиве водорастворимых пород (полости, каверны и т.п.), в залегающей над ними грунтовой толще (зоны разуплотнения и т.п.) и возможности образования карстовых деформаций - провалов и оседаний (с выходом на поверхность).

10.5.9.2 При проектировании сооружений на закарстованных территориях необходимо обеспечить их прочность и устойчивость с учетом образования карстовых деформаций непосредственно под фундаментами сооружения и на прилегающей к нему территории, ограниченной расстоянием, за пределами которого негативного влияния на проектируемое сооружение исключено.

10.5.9.3 По степени опасности в карстово-суффозионном

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

отношении участки строительства подразделяются на три категории: неопасная, потенциально опасная, опасная.

10.5.9.4 Категория опасности участка строительства в карстово-суффозионном отношении определяется на основании результатов инженерно-геологических изысканий с учетом требований СП 22.13330.

10.5.9.5 Материалы инженерно-геологических изысканий должны содержать (как на момент проведения изысканий, так и с учетом имеющихся архивных данных):

- данные о поверхностных проявлениях карстовых деформаций (воронки, оседания земной поверхности, карры, поноры и т.п.), с указанием их геометрических параметров;

- данные о подземных проявлениях карстовых процессов (полостях, кавернах, наличия в них заполнителя и его материала), в т.ч. сведения о зафиксированных в ходе бурения провалах бурового инструмента в водорастворимых горных породах;

- количественную оценку скорости растворения водорастворимых горных пород;

- результаты геофизических исследований;

- данные о гидрогеологической обстановке (агрессивность подземных вод, температура, гидравлические градиенты, напоры и скорости потоков подземных вод).

10.5.9.6 При проектировании сооружений на участках неопасной категории в карстово-суффозионном отношении определение расчетных параметров карстовых деформаций и проведение противокарстовых мероприятий или иных мероприятий, обусловленных карстово-суффозионными процессами, не требуется.

10.5.9.7 Для сооружений, проектируемых на участках, отнесенных к потенциально опасным и опасным категориям в карстово-суффозионном отношении, требуется определение типа и расчетных параметров карстовых деформаций, а также проведение

противокарстовых мероприятий, в т.ч. специальных, при реализации которых достигается обеспечение прочности и устойчивости сооружения с учетом образования карстовых деформаций.

10.5.9.8 Карстовые деформации характеризуются расчетными параметрами провалов и оседаний, включающих в себя:

- диаметр - для провала;
- диаметр, глубину и кривизну поверхности - для оседания.

10.5.9.9 При проектировании сооружений на участках, отнесенных к категориям потенциально опасных или опасных в карстово-суффозионном отношении, следует предусматривать противокарстовые мероприятия, снижающие неблагоприятное воздействие карстово-суффозионных процессов на сооружения и исключающие возможность аварийных воздействий, связанных с потерей прочности и устойчивости сооружений при образовании карстовых деформаций. К таким мероприятиям относятся:

- специальные (конструктивные и геотехнические мероприятия);
- водозащитные;
- технологические;
- эксплуатационные (геотехнический мониторинг).

Типы, способы реализации и требования к противокарстовым мероприятиям приведены в таблице 10.5.9.1.

Таблица 10.5.9.1

Противокарстовые мероприятия		
Тип мероприятий	Способ	Требования
Специальные (конструктивные)	Применение неразрезных конструкций фундаментов из монолитного железобетона (плитные, ленточные, коробчатые и т.п.)	Обеспечение прочности и устойчивости сооружения с учетом расчетных параметров карстовых деформаций
	Применение неразрезных конструкций в надфундаментной части сооружения из монолитного железобетона (неразрезные стены, пояса и т.п.)	
	Применение дополнительных связей в каркасных зданиях и иных мероприятиях, повышающих жесткость сооружения	
Специальные (геотехнические)	Тампонирувание поверхностных карстовых деформаций на земной поверхности, в котлованах	Изменение физико-механических характеристик основания сооружения, исключающих образования карстовых деформаций или обеспечивающих прочность и устойчивости сооружения с учетом расчетных параметров карстовых деформаций
	Закрепление закарстованных пород или вышележащих грунтов инъекцией цементационных растворов или другими способами	
	Опираие фундаментов на незакарстованные грунты (в т.ч. прорезка закарстованных пород свайными фундаментами)	

Продолжение таблицы 10.5.9.1

Противокарстовые мероприятия		
Тип мероприятий	Способ	Требования
Водозащитные	Вертикальная планировка и надежная ливневая канализация с отводом вод с участка строительства	Предотвращение активизации карстово-суффозионных процессов за счет изменения гидрогеологических условий
	Мероприятия по борьбе с утечками промышленных и хозяйственно-бытовых вод, особенно, агрессивных	
	Оперативный отвод поверхностных вод из котлованов, повышенный контроль за устройством гидроизоляции и укладке водонесущих коммуникаций, обратной засыпке котлованов в период строительства	
Технологические	Повышение надежности технологического оборудования и инженерных коммуникаций, их дублирование, контроль над утечками, обеспечение своевременного отключения	Обеспечение отсутствия активизации карстово-суффозионных процессов за счет исключения протечек в основание сооружения
Эксплуатационные	Геотехнический мониторинг	Контроль над возможной активизацией карстово-суффозионных процессов
Примечания		
1 Выбор способа проведения специальных противокарстовых мероприятий (конструктивные, геотехнические или их комбинация) определяется проектировщиком в зависимости от инженерно- геологических условий площадки строительства, конструкции проектируемого сооружения, расчетных параметров карстовых деформаций и т.п.		

2 При необходимости выполнения специальных противокарстовых мероприятий следует применять конструктивные - для нового строительства, геотехнические - для реконструируемых сооружений. Выбор способа выполнения обеспечения надежной и безопасной эксплуатации здания должен быть экономически обоснован.

3 При разработке проекта специальных противокарстовых мероприятий следует учитывать размещение в плане карстовых деформаций (с учетом их типа и расчетных параметров) на наиболее неблагоприятных участках с точки зрения обеспечения надежной работы сооружения. При этом обязательным является положение карстовых деформаций под колоннами, пересечением стен, углами сооружения, в середине большей и меньшей сторон, а также прилегающей к сооружению зоне, расположение карстовых деформаций в которой, способно оказать негативное влияние на прочность и устойчивость сооружения.

4 Применение противокарстовых мероприятий в дополнение к указанным требованиям должно также исключать при своей реализации негативное влияние на окружающую застройку и не должно способствовать активизации карстово-суффозионных процессов в основании сооружений окружающей застройки.

10.5.9.10 Для определения достаточности и надежности проектных решений, связанных с применением специальных противокарстовых мероприятий, необходимо обеспечить условие прочности и устойчивости сооружения при расчете по предельным состояниям первой группы на особое сочетание нагрузок с учетом расчетных параметров карстовых деформаций.

Использование альтернативных решений, связанных с подменой требований обеспечения прочности и устойчивости сооружения (например, устройство гильз в фундаментной плите для выполнения тампонажа, в случае образования карстовых деформаций для их последующей ликвидации, вместо указанных в 10.5.9.9) не допускается.

10.5.9.11 В случае, если по результатам изысканий или в ходе дополнительных специальных геотехнических исследований участок

строительства отнесен к опасной категории в карстово-суффозионном отношении, то для сооружений нормального и повышенного уровня ответственности следует проводить оценку экономической целесообразности строительства с учетом необходимости проведения специальных противокарстовых мероприятий и при соответствующей возможности применять планировочные мероприятия, связанные с изменением размещения сооружения в плане на менее опасных участках. Необходимость строительства на участке опасной категории в карстово-суффозионном отношении должна иметь соответствующее технико-экономическое обоснование, а проектирование и строительство должно осуществляться с обязательным научно-техническим сопровождением специализированных организаций.

10.5.9.12 Для сооружений, возводимых на участках потенциально опасной или опасной категории в карстово-суффозионном отношении, необходимо разработать программу и обеспечить проведение геотехнического мониторинга в соответствии с СП22.13330.

10.5.9.13 При проектировании свайных фундаментов на закарстованных территориях следует обеспечивать их прочность (с учетом изгиба от развития карстовых полостей) и устойчивость с учетом образования карстовых деформаций как непосредственно под нижним концом свай, так и в прорезаемом ими грунтовом массиве. Следует учитывать возможность проявления карстообразования на территории, непосредственно прилегающей к площадке строительства.

10.5.9.14 При проектировании свайных фундаментов на участках, отнесенных к категориям потенциально опасных или опасных в карстово-суффозионном отношении, и необходимости проведения специальных (конструктивных) противокарстовых мероприятий рекомендуется:

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- при возможности образования карстовых деформаций по типу "провал" выполнять расчеты с учетом исключения свай в зоне провала из работы фундамента (выскальзывания свай);

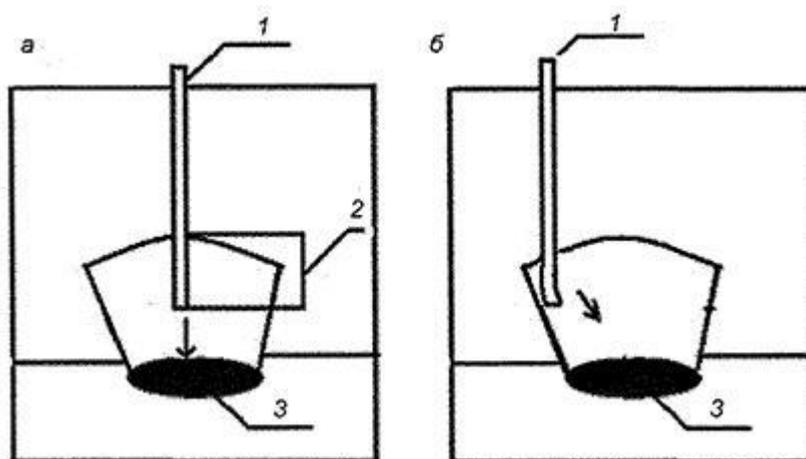
- в узле сопряжения свай с ростверком, как правило, предусматривать возможность выскальзывания свай, а в случае необходимости устройства жесткого узла сопряжения сваи с ростверком - учитывать дополнительные нагрузки от сил отрицательного трения, возникающего вследствие образования карстовых деформаций.

10.5.9.15 При проектировании свай с опиранием на водорастворимые горные породы на участках, отнесенных к категориям опасным в карстово-суффозионном отношении, следует с помощью специальных (геотехнических) мероприятий (тампонирование, инъецирование и другие мероприятия, выполняемые для горной породы ниже торца сваи и, при необходимости, в грунтах выше торца) обеспечивать исключение существующих полостей и образования новых полостей в водорастворимой горной породе и в грунтах покровной толщи с последующим переводом площадки в категорию безопасной в карстово-суффозионном отношении. Проектирование с применением специальных (конструктивных) противокарстовых мероприятий допускается при опирании свай на труднорастворимые породы при соответствующем расчетном обосновании с учетом расчетных параметров карстовых деформаций.

10.5.9.16 В случае прорезки карстующихся пород сваями с опиранием их в слои, где карстообразование исключено, следует учитывать возможность возникновения сил негативного трения от деформаций грунтового массива над карстовой полостью. Параметры

такого воздействия определять по результатам численного моделирования.

10.5.9.17 При развитии карста в нерастворимых и труднорастворимых горных породах допускается определять значение сил негативного трения, передаваемых на сваи (рисунок 10.5.9.1, а) и значение дополнительных усилий от изгиба свай (рисунок 10.5.9.1, б) на основании расчетных параметров карстовых деформаций, полученных с учетом скорости растворения горных пород и величины жизненного цикла сооружения.



1 - свая; 2 - зона развития негативного трения; 3 - карстовая полость

Рисунок 10.5.9.1 - Схемы механического взаимодействия свай с карстовыми полостями

10.5.9.18 При карстовых деформациях в виде оседания поверхности допускается применять методику расчета сооружений на подрабатываемых территориях согласно разделу 10.5.8, с учетом прогнозируемых карстовых деформаций. Прогноз следует осуществлять на основании численного моделирования.

10.5.9.19 Для сооружений классов КС-2 и КС-3 при условии выполнения геотехнических противокарстовых мероприятий в виде цементации карстующихся пород или покровной толщи над карстующимися породами проектирование свайных фундаментов

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

допускается выполнять без учета карстовой опасности.

Проект геотехнических противокарстовых мероприятий должен предусматривать исключение карстовых проявлений как в основании свайного фундамента, так и по всей площади условного свайного фундамента.

Приложение А (обязательное)

Сбор нагрузки от гидродинамического давления водного потока

А.1 Коэффициенты запаса к нагрузке принимаются в соответствии с нагрузкой от гидростатического давления воды по ГОСТ 33390.

А.2 Давление от водного потока p на опору поперек моста рассчитывается по формуле:

$$p = C_D \frac{\gamma V^2}{2}, \quad (\text{А.1})$$

где C_D – коэффициент формы опоры (по таблице А.1);

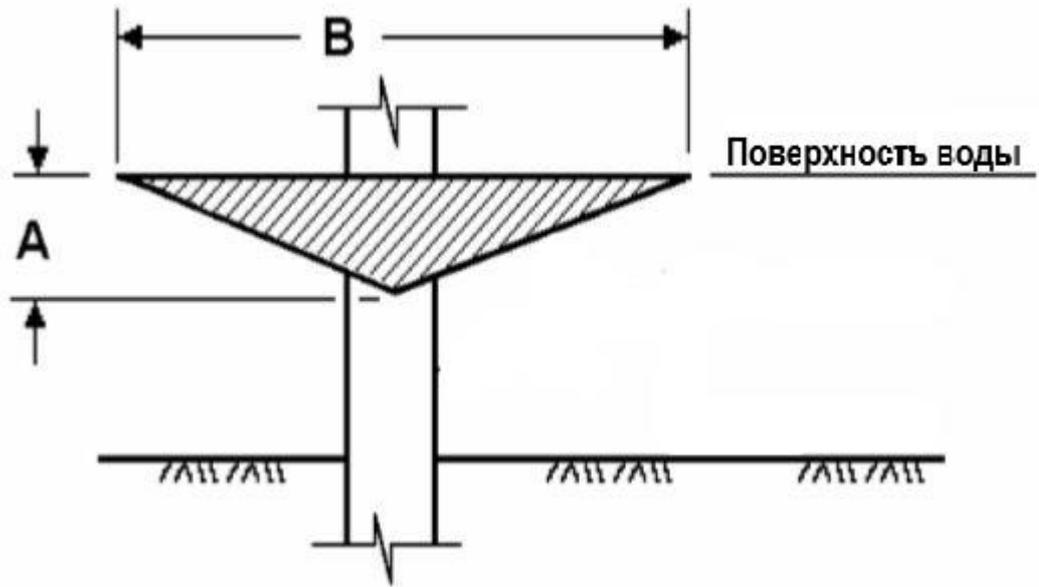
γ – собственный вес воды;

V – расчетная скорость водного потока.

Таблица А.1

Форма торца опоры, обращенного в сторону потока	C_D
полукруглая	0,7
навал мусора	1,4
прямоугольная	1,4
клиновидная с углом менее 90°	0,8

А.3 Увеличение давления на опору от накопленного мусора рассчитывается по схеме на рисунке А.1.



А – половина глубины водного потока, но не более 3 м.
 В – половина суммы длин смежных пролетов, но не более 14 м;
 Рисунок А.1 – Схема расчета площади накопления мусора перед опорой.

А.4 Давление от водного потока p на опору вдоль моста с учетом угла водного потока рассчитывается по формуле:

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_L V^2, \quad (\text{А.2})$$

где C_L – коэффициент угла давления потока (по таблице А.2);

V – расчетная скорость водного потока.

Таблица А.2

Угол θ между продольной осью тела опоры и углом потока	C_L
0°	0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
$\geq 30^\circ$	1,0

Приложение Б
(обязательное)**Методика определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления от собственного веса грунта на опоры мостов**

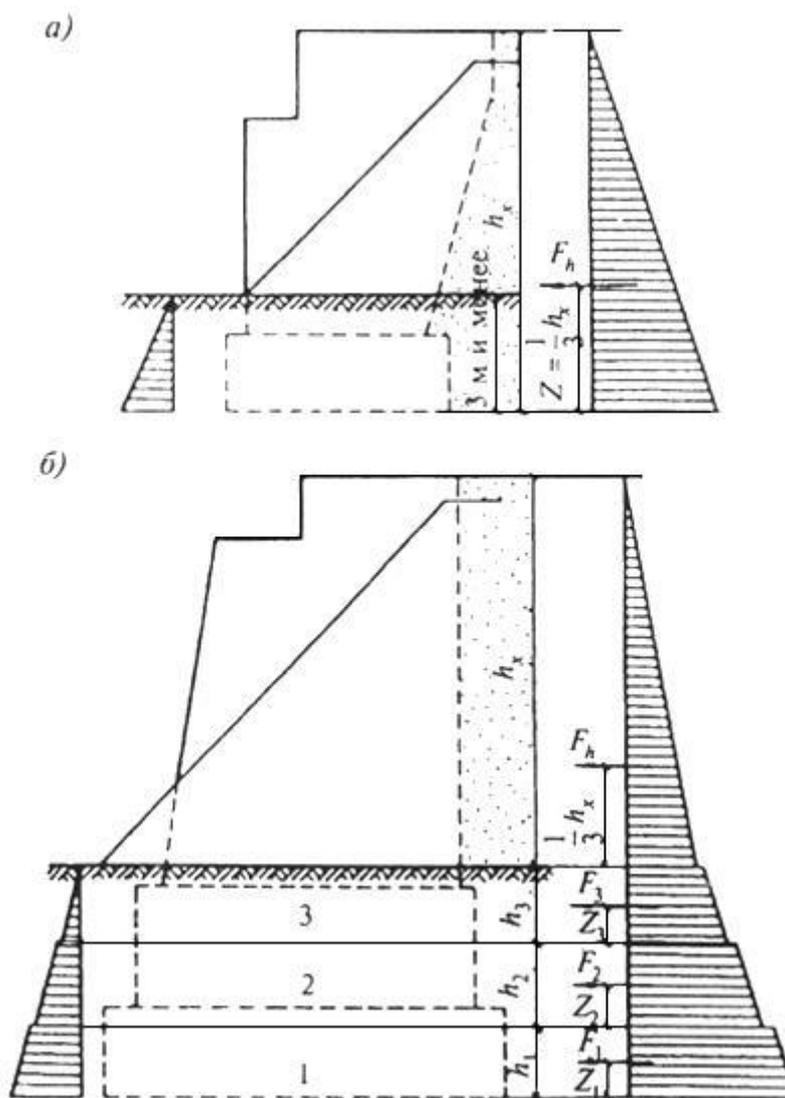
Б.1 Равнодействующую нормативного горизонтального (бокового) давления F_h на опоры мостов от собственного веса насыпного грунта, а также грунта, лежащего ниже естественной поверхности земли при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее (рисунок Б.1, а), следует определять по формуле

$$F = \frac{1}{2} p_h h_x b, \quad (\text{Б.1})$$

где p_h - нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на уровне нижней поверхности рассматриваемого слоя, принимаемое согласно ГОСТ 33390;

h_x - высота засыпки, считая от подошвы рельсов или верха дорожного покрытия, м;

b - приведенная (средняя по высоте h_x) ширина опоры в плоскости задних граней, на которую распределяется горизонтальное (боковое) давление грунта, м.



1 - первый слой; 2 - второй слой; 3 - третий слой; а - при глубине заложения подошвы фундамента 3 м и менее; б - то же, свыше 3 м

Рисунок Б.1 - Схема эпюр давления грунта на опоры моста для определения равнодействующей нормативного горизонтального (бокового) давления на опоры

Плечо равнодействующей F_h от подошвы фундамента следует принимать равным $z = \frac{1}{3} h_x$.

Для массивных (в том числе с обратными стенками) и пустотелых (с продольными проемами) устоев, если ширина проема b_1 равна или менее двойной ширины обратной стенки b_2 , а также для сплошных (без проемов) фундаментам ширину b следует принимать равной расстоянию между внешними гранями конструкций.

Для пустотелых (с продольными проемами) устоев или для отдельных (с проемами) фундаментов, если $b_1 > 2b_2$, ширину следует принимать равной удвоенной суммарной ширине стенок или отдельных фундаментов.

Для свайных или стоечных устоев, если суммарная ширина свай (стоек) равна или более половины всей ширины, за ширину b следует принимать расстояние между внешними гранями свай (стоек); если суммарная ширина свай (стоек) менее половины всей ширины опоры, то за ширину следует принимать для каждой сваи (стойки) двойную ее ширину.

Примечания

1 Величины γ_n и φ_n при определении давления p_h на всю высоту h_x допускается принимать как для дренирующего грунта засыпки.

2 Для свай, забитых в ранее возведенную (уплотненную) насыпь, горизонтальное (боковое) давление учитывать не следует.

3 Горизонтальное (боковое) давление грунта на опоры моста со стороны пролета следует учитывать, если в проекте сооружения предусматриваются мероприятия, гарантирующие стабильность воздействия этого грунта при строительстве и эксплуатации моста.

4 Наклон задней грани устоя и силы трения между грунтом засыпки и этой гранью при определении силы F_h учитывать не следует.

Б.2 При глубине заложения подошвы фундамента свыше 3 м равнодействующую нормативного горизонтального (бокового) давления каждого i -го (снизу) слоя грунта, расположенного ниже естественной поверхности земли, следует определять по формуле

$$F_i = \frac{1}{2} \gamma_i h_i \tau_i (h_i + 2h_{0i}), \quad (\text{Б.2})$$

где γ_i - удельный вес грунта рассматриваемого слоя;

h_i - толщина рассматриваемого слоя;

τ_i - коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта для i -го слоя, равный

$$\tau_i = tg^2(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2}); \quad (\text{Б.3})$$

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

φ_i - нормативное значение угла внутреннего трения слоя грунта;

h_{0i} - приведенная к удельному весу грунта засыпки общая толщина слоев грунта, лежащих выше верхней поверхности рассматриваемого слоя.

Например, для нижнего (первого) слоя приведенная на рисунке Б.1, б толщина составляет

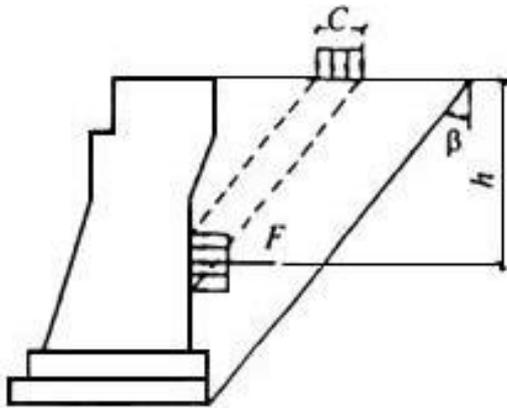
$$h_{0i} = \frac{\gamma_x h_x + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3}{\gamma_x}. \quad (\text{Б.4})$$

Плечо равнодействующей давления i -го слоя F_i от нижней поверхности рассматриваемого слоя следует принимать равным

$$z_i = \frac{h_i}{3} \cdot \frac{h_i + 3h_{0i}}{h_i + 2h_{0i}}. \quad (\text{Б.5})$$

Приложение В (обязательное)

Методика определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои) от транспортных средств автомобильных дорог



При расположении на призме обрушения автомобильной нагрузки и стенки перпендикулярно направлению движения (c - длина соприкосновения вдоль оси моста колес с покрытием проезжей части, угол β - наклон к вертикальной плоскости скольжения грунта за устоем)

Рисунок В.1 - Схема загрузки для определения горизонтального (бокового) давления грунта на береговые опоры (устои)

В.1 При отсутствии переходных плит от насыпи на устой давление от транспортных средств автомобильных дорог на призме обрушения следует принимать распределенным на площадки опирания:

а) в случае расположения стенки перпендикулярно направлению движения давление от каждого ряда колес распределяется на площадки опирания размером $c \times b$, где c - длина соприкосновения вдоль оси моста колес рассматриваемых нагрузок с покрытием проезжей части (рисунок В.1), принимаемая, м:

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

- для колес тележек нагрузки АК - 0,2;
то же, автомобилей нагрузки АБ - по ГОСТ 33390;
для колесной нагрузки НК - 3,8;

b - ширина, равная расстоянию между внешними гранями колес (для тележек нагрузки АК, автомобилей нагрузки АБ, колесной нагрузки НК).

В случаях, когда сосредоточенное давление распределяется в стороны вдоль рассчитываемой стенки (например, устои с откосными крыльями), его учитывают с коэффициентом α , зависящим от отношения b/h по таблице В.1, где h - высота приложения нагрузки (рисунок В.1).

Таблица В.1

b/h	α
0,10	0,327
0,12	0,360
0,14	0,393
0,16	0,414
0,18	0,437
0,20	0,459
0,25	0,505
0,30	0,544
0,35	0,576
0,40	0,602
0,50	0,668
0,60	0,681
0,70	0,710
0,80	0,735
0,90	0,754
1,00	0,772
1,20	0,810
1,50	0,840
2,00	0,875
3,00	0,900
4,00	0,950
Свыше 4,00	1,000

В устоях с обратными стенками, расположенными параллельно

оси моста, коэффициент α не учитывается;

б) в случае расположения стенки параллельно оси моста давление от каждого ряда колес вдоль моста распределяется на площадки опирания размером $a \times d$, где a - длина, принимаемая для нагрузок, м:

АК - $h + 1,5$;

АБ - $h + c$, но не более базы автомобиля;

НК - 3,8;

h, c - по В.1, а;

d - ширина колеса рассматриваемых нагрузок.

Во всех случаях длина a не должна превышать длины рассчитываемого участка стенки.

В.2 При наличии переходных плит (от насыпи на устой) опирание на грунт (вдоль оси моста) следует учитывать на половине длины плиты со стороны насыпи, при этом давление следует принимать только от части подвижной нагрузки, расположенной на этой половине, и считать его приложенным посередине длины опирания.

Приложение Г (обязательное)

Устойчивость опор против опрокидывания и сдвига

Г.1 Расчеты устойчивости опор против опрокидывания и сдвига выполняются по формулам:

$$M_u \leq \frac{m}{\gamma_{\Pi}} M_z; Q_{\tau} \leq \frac{m}{\gamma_{\Pi}} Q_z, \quad (\text{Г.1})$$

где M_u - момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания), обычно - относительно наружной грани опоры в сечении;

M_z - момент удерживающих сил относительно той же оси;

Q_{τ} - сдвигающая сила, равная сумме проекции сдвигающих сил на

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

направление возможного сдвига;

Q_z - удерживающая сила, равная сумме проекции удерживающих сил па направление возможного сдвига;

$\frac{m}{\gamma_{II}}$ - отношение коэффициента условия работы к коэффициенту надежности по назначению, принимаемое по табл. Г.1.

Таблица Г.1

Наименование расчет		Отношение $\frac{m}{\gamma_{II}}$ в расчетах устойчивости против:	
		Опрокидывания	сдвига
в стадии эксплуатации	по сечению бетонной опоры или фундамента	0,82	0,82
	по подошве фундамента на скальном основании	0,82	0,82
	по подошве фундамента на нескальном основании	0,73	0,82
при строительстве	по сечению бетонной опоры или фундамента	0,9	0,9
	по подошве фундамент на скальном основании	0,9	0,9
	по подошве фундамента на нескальном основании	0,8	0,9

При расчете устойчивости против сдвига значения коэффициентов трения принимают по таблице Г.2.

В случаях, когда устойчивость опоры не обеспечена, могут быть использованы рекомендации по повышению устойчивости опор, приведенные в табл. Г.3.

Выбор меры по повышению устойчивости опоры для реализации в проекте обосновывается технико-экономическим анализом различных вариантов.

Таблица Г.2

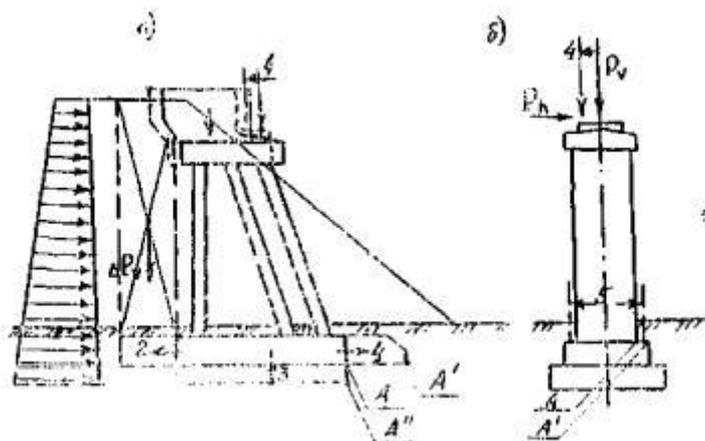
Материал поверхности трения		Коэффициент трения
скальные грунты с омыливающейся поверхностью (известняки, сланцы и т.п.) глины	Во влажном состоянии	0,25
	в сухом состоянии	0,30
суглинки и супеси		0,30
пески		0,40
гравийные и галечниковые грунты; бетонная кладка		0,50
скальные грунты с неомыливающейся поверхностью		0,60

Г.2 Расчет по устойчивости фундаментов мелкого заложения на немерзлых или оттаивающих вечномерзлых грунтах против опрокидывания или плоского сдвига (скольжения) необходимо производить согласно разделу 5, приняв в расчете на сдвиг следующие значения коэффициентов трения кладки о поверхность: скальных грунтов с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т.п.) и глин:

а) во влажном состоянии	0,25;
б) в сухом состоянии	0,30;
суглинков и супесей	0,30;
песков	0,40;
гравийных и галечниковых грунтов	0,50;
скальных грунтов с неомыливающейся поверхностью	0,60.

Таблица Г.3

№ позиции	Наименование рекомендации	Принцип работы
1	2	3
1	Увеличение размера в направлении опрокидывающего момента	Увеличивается удерживающий момент от вертикальных сил за счет перенесения т. А в положение А1 и увеличения веса конструкции
2	Увеличение размера в направлении удерживающего момента	Увеличиваются вес конструкции и вес грунта на плите фундамента
3	Увеличение глубины заложения фундамента	Увеличивается вес конструкции
4	Приложение нагрузки с эксцентриситетом в сторону, противоположную действию опрокидывающего момента, за счет смещения опоры (или ее части) относительно оси опирания пролетного строения (или оси пути)	Увеличивается удерживающий момент от вертикальных сил
5	Увеличение размеров сечения симметрично относительно оси опоры	Увеличивается вес конструкции и удерживающий момент (см. п. 1)
6	Устройство зуба у фундамента	Плоскость сдвига становится наклонной и удерживающая сила увеличивается за счет соответствующей составляющей от вертикальной нагрузки
7	Устройство наклонной грани у подошвы фундамента	



а - стоечная опора; б - массивная опора

Рис. Г.1. Меры понижения устойчивости опоры прошв
опрокидывания

Г.3 Для устоев с фундаментами мелкого заложения наиболее эффективна, как правило, рекомендация 2 (при необходимости, совместно с рекомендацией 6 и 7, которые по эффективности равноценны).

Для промежуточных опор (при расчете поперек оси моста) эффективна рекомендация 4, но в этом случае требуется выполнение всех проверок, в том числе и по наибольшему относительному эксцентриситету равнодействующей.

С точки зрения устойчивости, рекомендация 3 обычно малоэффективна, но ее осуществление может потребоваться по грунтовым условиям.

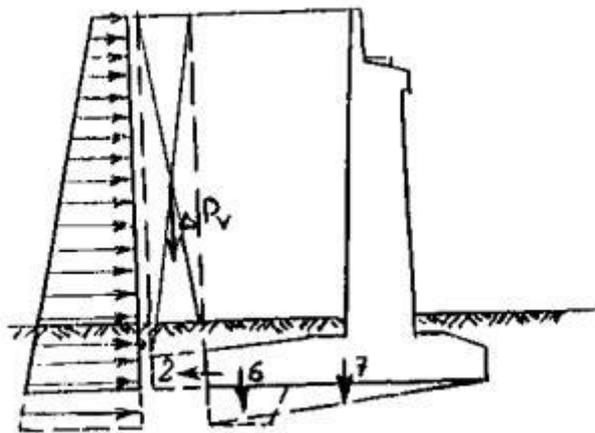


Рис. Г.2. Меры повышения устойчивости опоры против сдвига

При осуществлении рекомендаций 3, 6 и 7 необходимо учитывать увеличение горизонтальной нагрузки от веса грунта и подвижного состава за счет увеличения длины призмы обрушения.

Приложение Д (обязательное)

Устойчивость фундаментов против глубокого сдвига

Д.1 Расчет по устойчивости фундаментов против глубокого сдвига (смещения совместно с грунтом по наиболее неблагоприятной поверхности скольжения) выполняется в следующих случаях:

- а) для промежуточных опор, расположенных на косогорах;
- б) для устоев при насыпях высотой более 12 м;
- в) для устоев при насыпях высотой от 0 до 12 м в случаях расположения в основании фундаментов слоя немерзлого или оттаивающего мерзлого глинистого грунта или прослойки водонасыщенного песка, подстилаемого глинистым грунтом.

Д.2 Расчет производится по следующей общей формуле:

$$\Sigma Q_{\tau} \leq \frac{m}{\gamma_{\Pi}} \Sigma Q_z, \quad (\text{Д.1})$$

где Q_{τ} - сдвигающая сила, равная сумме проекции сдвигающих сил на направление возможного сдвига;

Q_z - удерживающая сила, равная сумме проекции удерживающих сил на направление возможного сдвига;

$\frac{m}{\gamma_{\Pi}}$ - отношение коэффициента условия работы к коэффициенту надежности по назначению, принимаемое по приложению Г.

Д.3 Расчеты производят с использованием вычислительной техники по имеющимся программам.

Д.4 Предварительные расчеты допустимо выполнять, используя приближенную методику проверки устойчивости опоры против сдвига (совместно с окружающим грунтом) по кругло-цилиндрической поверхности, проходящей через заднюю грань подошвы фундамента.

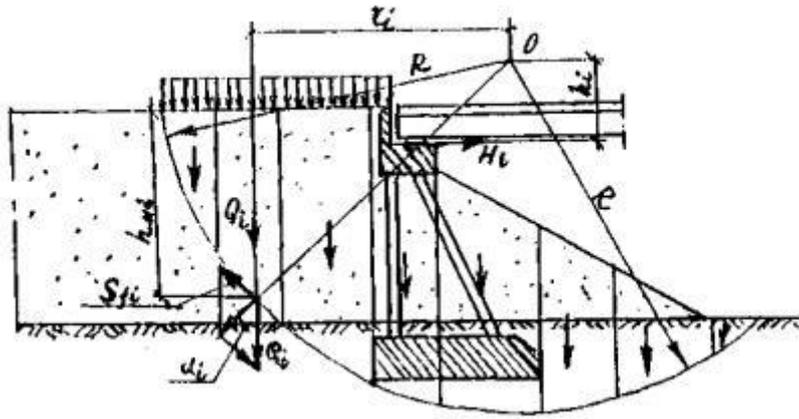


Рис. Д.1. Схема к расчету опоры на глубокий сдвиг

Задаются произвольной цилиндрической поверхностью радиуса R с центром в т. O (Д.1). Отсеченный объем разбивают на 7-10 участков длиной l_i , вычисляют веса Q_i участков (включая элементы опоры, попадающие на отдельные участки, вес временном нагрузки на мосту и подходах и опорные реакции от пролетных строений) и плечи r_i (расстояние от центра тяжести i -го участка до т. O).

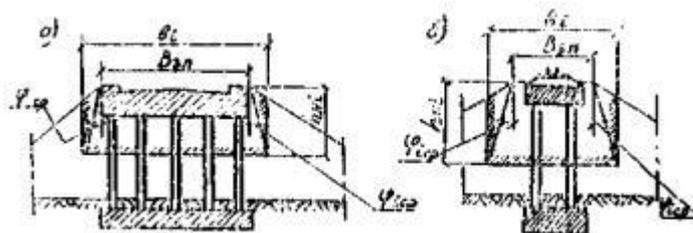
Ширину b_i участка определяют по формуле

$$b_i = B_{зп} + 2h_{Ni}tg\varphi_i \quad (Д.2)$$

где $B_{зп}$ - ширина земляного полотна (рисунок. Д.2);

h_{Ni} - средняя высота i -го участка;

φ_i - угол внутреннего трения грунта, средний по высоте h_{Ni} .



а - автомобильный мост; б - железнодорожный мост

Рис. Д.2. Определение ширины участка при расчете устоя на глубокий сдвиг

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

Плоскость скольжения участка как элемент круглоцилиндрической поверхности глубокого сдвига характеризуется углом α_i вычисляемым по формуле

$$\arcsin \alpha_i = \frac{r_i}{R} \quad (\text{Д.3})$$

Устойчивость отсеченного участка обеспечена, если выполнено следующее условие

$$M_{\text{уд}} \leq \frac{m}{\gamma_n} M_{\text{сдв}} \quad (\text{Д.4})$$

Удерживающий момент $M_{\text{уд}}$ относительно т. 0 равен

$$M_{\text{уд}} = R (\sum S_{fi} + \sum S_{ci}), \quad (\text{Д.5})$$

где $\sum S_{fi} = \sum Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i$ - сумма сил трения по поверхности сдвига;
 φ_i - угол внутреннего трения грунта, по которому проходит поверхность сдвига на i -том участке;

$\sum S_{ci} = \sum b_i \frac{\pi R}{180} (\alpha_i - \alpha_{i-1}) c_i$ - сумма сил сцепления по поверхности сдвига;

c_i - сцепление грунта, по которому проходит поверхность сдвига на i -том участке.

Сдвигающий момент $M_{\text{сдв}}$ относительно т. 0 равен

$$M_{\text{сдв}} = \sum Q_i r_i + \sum H_i h_i \quad (\text{Д.6})$$

где $\sum Q_i r_i$ - сумма моментов вертикальных сил от веса грунта, опоры, временной нагрузки и опорные реакции пролетных строений) относительно т. 0;

$\sum H_i h_i$ - сумма моментов горизонтальных сил (от торможения, температурных воздействий, трения в опорных частях и др.);

$\frac{m}{\gamma_n}$ - по приложению Г.

Расчет устойчивости по приближенной методике выполняют при нескольких положениях т. 0, найдя наиболее неблагоприятное расположение поверхности сдвига.

Д.5 В случае, если устойчивость сооружения против глубокого сдвига не обеспечена, рекомендуется рассмотреть следующие пути повышения устойчивости:

- устройство пригрузочных берм у конуса насыпи вдоль пролета;
- увеличение размера фундамента в сторону насыпи;
- замена или укрепление грунтов основания.

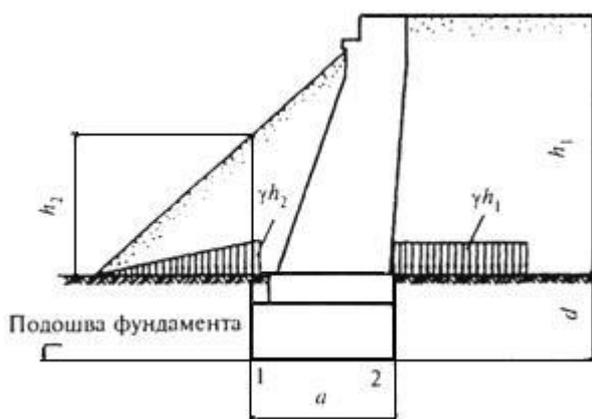
Приложение Е

(обязательное)

Методика определения дополнительных давлений на основание устоя от веса примыкающей части подходной насыпи

Е.1 Дополнительное давление на грунты основания под задней гранью устоя (в уровне подошвы фундамента) от веса подходной насыпи (рисунок Е.1), кПа, следует определять по формуле:

$$p'_1 = \alpha_1 \gamma h_1. \quad (\text{Е.1})$$



1 - передняя грань; 2 - задняя грань

Рисунок Е.1 - Дополнительные давления от веса подходной насыпи на грунты основания обсыпного устоя

Для обсыпного устоя дополнительное давление на грунты

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

основания под передней гранью устоя от веса конуса устоя, кПа, следует определять по формуле:

$$p'_2 = \alpha_2 \gamma h_2. \quad (\text{E.2})$$

Давления p_1 и p_2 следует определять суммированием по соответствующим граням фундамента давления от расчетных нагрузок с добавлением p'_1 и p'_2 .

В формулах (E.1) и (E.2):

γ - расчетный удельный вес насыпного грунта, допускается принимать

$$\gamma = 17,7 \text{ кН/м}^3;$$

h_1 - высота насыпи, м;

h_2 - высота конуса над передней гранью фундамента, м;

α_1, α_2 - коэффициенты, принимаемые соответственно по таблицам E.1 и E.2.

Таблица Е.1

Глубина заложения фундамента d , м	Высота насыпи h_1 , м	Значение коэффициента α_1			
		для задней грани	для передней грани устоя при длине подошвы фундамента a , м		
			до 5	10	15
5	10	0,45	0,10	0	0
	20	0,50	0,10	0,05	0
	30	0,50	-	0,06	0
10	10	0,40	0,20	0,05	0
	20	0,45	0,25	0,10	0,05
	30	0,50	-	0,10	0,05
15	10	0,35	0,20	0,10	0,05
	20	0,40	0,25	0,15	0,10
	30	0,45	-	0,20	0,15
20	10	0,30	0,20	0,15	0,10
	20	0,35	0,30	0,20	0,15
	30	0,40	-	0,20	0,15
25	10	0,25	0,20	0,20	0,15
	20	0,30	0,30	0,20	0,20
	30	0,35	-	0,20	0,20
30	10	0,20	0,20	0,20	0,15
	20	0,25	0,25	0,25	0,20
	30	0,30	0,30	0,25	0,20

Примечания

1 Для промежуточных значений d , h_1 и a коэффициент α_1 следует определять по интерполяции.

2 При расчете фундамент глубокого заложения рассматривается как условный, ограниченный контуром, принимаемым согласно приложению 3 настоящего свода правил.

Таблица Е.2

Глубина заложения фундамента d , м	Значение коэффициента α_2 при высоте конуса h_2 , м		
	10	20	30
5	0,4	0,5	0,6
10	0,3	0,4	0,5
15	0,2	0,3	0,4
20	0,1	0,2	0,3
25	0	0,1	0,2
30	0	0	0,1

Примечание - Для промежуточных значений d и h_2 коэффициент α_2 следует определять по интерполяции.

Е.2 Относительный эксцентриситет равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундамента мелкого заложения следует определять по формуле

$$\frac{e_0}{r} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 \left(\frac{a}{y} - 1 \right) + p_2}, \quad (\text{Е.3})$$

где a - длина подошвы фундамента, м (рисунок Е.1);

y - расстояние от главной центральной оси подошвы фундамента до более нагруженного ребра, м;

e_0, r - те же значения, что и в 11.7.

Приложение Ж

(обязательное)

Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию

Ж.1 Расчетное сопротивление основания из нескального грунта осевому сжатию R , кПа, под подошвой фундамента мелкого заложения

или фундамента из опускного колодца следует определять по формуле

$$R = 1,7\{R_0[k_1(b - 2)] + k_2\gamma(d - 3)\}, \quad (\text{Ж.1})$$

где R_0 - условное сопротивление грунта, кПа, принимаемое по таблицам Ж.1-Ж.3 настоящего приложения;

b - ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м; при ширине более 6 м принимается $b = 6$ м;

d - глубина заложения фундамента, м, принимаемая по Ж.2 настоящего приложения;

γ - осредненное по слоям расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, вычисленное без учета взвешивающего действия воды; допускается принимать $\gamma = 19,62$ кН/м;

k_1, k_2 - коэффициенты, принимаемые по таблице Ж.4 настоящего приложения.

Таблица Ж.1

Грунты	Коэффициент пористости e	Условное сопротивление R_0 пылевато-глинистых (непроемочных) грунтов основания, кПа, в зависимости от показателя текучести I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супеси при $I_p < 5$	0,5	343	294	245	196	147	98	-
	0,7	294	245	196	147	98	-	-
Суглинки при $10 \leq I_p \leq 15$	0,5	392	343	294	245	196	147	98
	0,7	343	294	245	196	147	98	-
Глины при $I_p \geq 20$	1,0	294	245	196	147	98	-	-
	0,5	588	441	343	294	245	196	147
	0,6	490	343	294	245	196	147	98
	0,8	392	294	245	196	147	98	-
	1,1	294	245	196	147	98	-	-
Примечания								
1 Для промежуточных значений I_L и eR_0 определяются по интерполяции.								
2 При значениях числа пластичности I_p в пределах 5-10 и 15-20 следует принимать средние значения R_0 , приведенные в таблице 2.1 соответственно для супесей, суглинков и глин.								

Таблица Ж.2

Песчаные грунты и их влажность	Условное сопротивление R_0 песчаных грунтов средней плотности в основаниях, кПа
Гравелистые и крупные независимо от их влажности	343
Средней крупности:	
маловлажные	294
влажные и насыщенные водой	245
Мелкие:	
маловлажные	196
влажные и насыщенные водой	147
Пылеватые:	
маловлажные	196
влажные	147
насыщенные водой	98
Примечание - Для плотных песков приведенные значения R_0 следует увеличивать на 100%, если их плотность определена статическим зондированием, и на 60%, если их плотность определена по результатам лабораторных испытаний грунтов.	

Таблица Ж.3

Грунт	Условное сопротивление R_0 крупнообломочных грунтов в основаниях, кПа
Галечниковый (щебенистый) из обломков пород:	
кристаллических	1470
осадочных	980
Гравийный (дресвяной) из обломков пород:	
кристаллических	785
осадочных	490
Примечание - Приведенные в таблице 2.3 условные сопротивления R_0 даны для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем. Если в крупнообломочном грунте содержится свыше 40% глинистого заполнителя, то значения R_0 для такого грунта должны приниматься по таблице 2.1 в зависимости от I_p , I_L , и e заполнителя.	

Таблица Ж.4

Грунт	Коэффициенты	
	k_1 , M^{-1}	k_2
Гравий, галька, песок гравелистый крупный и средней крупности	0,10	3,0
Песок мелкий	0,08	2,5
Песок пылеватый, супесь	0,06	2,0

Суглинок и глина твердые и полутвердые	0,04	2,0
Суглинок и глина тугопластичные и мягкопластичные	0,02	1,5

Величину условного сопротивления R_0 для твердых супесей, суглинков и глин ($I_L < 0$) следует определять по формуле

$$R_0 = 1,5R_{nc} \quad (\text{Ж.2})$$

и принимать, кПа: для супесей - не более 981; для суглинков - 1962; для глин - 2943, где R_{nc} - предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности.

Расчетное сопротивление осевому сжатию оснований из неветрелых скальных грунтов R , кПа, следует определять по формуле

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g}, \quad (\text{Ж.3})$$

где γ_g - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4;

R_c - предел прочности на одноосное сжатие образцов скального грунта, кПа.

Если основания состоят из однородных по глубине слабыветрелых, ветрелых или сильновыветрелых скальных грунтов, их расчетное сопротивление осевому сжатию следует определять, пользуясь результатами статических испытаний грунтов штампом. При отсутствии таких результатов допускается значение R принимать для слабыветрелых и ветрелых скальных грунтов - по формуле (Ж.3), принимая значение R_c с понижающим коэффициентом, равным соответственно 0,6 и 0,3; для сильновыветрелых скальных грунтов - по формуле (Ж.1) и таблице Ж.3 как для крупнообломочных грунтов.

Ж.2 При определении расчетного сопротивления оснований из нескальных грунтов по формуле (Ж.1) заглубление фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует принимать:

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

а) для промежуточных опор мостов - от поверхности грунта у опоры на уровне срезки в пределах контура фундамента, а в русле рек - от дна водотока у опоры после понижения его уровня на глубину общего и половину местного размыва грунта при расчетном расходе;

б) для обсыпных устоев - от естественной поверхности грунта с увеличением на половину высоты конуса насыпи у передней грани фундамента по оси моста.

Ж.3 Расчетные сопротивления, вычисленные по формуле (Ж.1) для глин или суглинков в основаниях фундаментов мостов, расположенных в пределах постоянных водотоков, следует повышать на величину, равную $14,7d_{\omega}$, кПа, где d_{ω} - глубина воды, м, от наинизшего уровня межени до уровня, принимаемого по Ж.2, а.

Приложение И **(обязательное)**

Методика проверки несущей способности подстилающего слоя грунта

И.1 Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта следует производить исходя из условия

$$\gamma(d + z_i) + \alpha(p - \gamma d) \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (\text{И.1})$$

где p - среднее давление на грунт, действующее под подошвой условного фундамента мелкого заложения, кПа;

γ - среднее (по слоям) значение расчетного удельного веса грунта, расположенного над кровлей проверяемого подстилающего слоя грунта; допускается принимать $\gamma = 19,62$ кН/м³ ;

d - заглубление подошвы фундамента мелкого заложения от расчетной поверхности грунта, м, принимаемое согласно приложению Ж;

z_i - расстояние от подошвы фундамента до поверхности проверяемого подстилающего слоя грунта, м;

α - коэффициент, принимаемый по таблице И.1 настоящего приложения;

R - расчетное сопротивление подстилающего грунта, кПа, определяемое по формуле (Ж.1) приложения Ж для глубины расположения кровли проверяемого слоя грунта;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4.

Значение коэффициента α принимается по таблице И.1 настоящего приложения в зависимости от отношения z_i/b для круглого и от отношений z_i/b и a/b для прямоугольного в плане фундаментов. Здесь a - большая сторона прямоугольного в плане фундамента, b - меньшая его сторона или диаметр круглого в плане фундамента.

Таблица И.1

$\frac{z_i}{b}$	Коэффициент												
	для круглого в плане фунда- мента	для прямоугольного в плане фундамента в зависимости от отношения сторон его подошвы											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 и более
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,872	0,879	0,880	0,881	0,881
0,6	0,547	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,757	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,8	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
1,0	0,285	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
1,2	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
1,4	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
1,6	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
1,8	0,106	0,130	0,153	0,173	0,191	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
2,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
2,2	0,073	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
2,4	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
2,6	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
2,8	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
3,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190
3,4	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
3,6	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
4,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
4,2	0,021	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
4,4	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
4,6	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
4,8	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта под фундаментом из свай или из опускного колодца следует производить как под условным фундаментом.

Приложение К
(обязательное)

Определение осадки основания фундамента методом линейно деформируемого слоя

К.1 Среднюю осадку основания фундамента \bar{s} , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого слоя (рисунок К.1), вычисляют по формуле

$$\bar{s} = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (\text{К.1})$$

где p - среднее давление под подошвой фундамента;

b - ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;

k_c и k_m - коэффициенты, принимаемые по таблицам К.1 и К.2;

n - число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщи слоя H , определяемой в соответствии с требованиями К.2;

k_i и k_{i-1} - коэффициенты, определяемые по таблице К.3 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя соответственно;

E_i - модуль деформации i -го слоя грунта.

Примечания

1 Формула (К.1) служит для определения средней осадки основания фундамента, нагруженного равномерно распределенной по ограниченной площади нагрузкой.

2 Формулу (К.1) допускается применять в случаях, указанных в 10.3.1.9.

Таблица К.1

Относительная толщина слоя $\zeta = \frac{2H}{b}$	Коэффициент k_c
$0 < \zeta' \leq 0,5$	1,5
$0,5 < \zeta' \leq 1$	1,4
$1 < \zeta' \leq 2$	1,3
$2 < \zeta' \leq 3$	1,2
$3 < \zeta' \leq 5$	1,1
5	1,0

Таблица К.2

Коэффициент k_m при ширине фундамента b , м, равной		
$b < 10$	$10 \leq b \leq 15$	$b > 15$
1	1,35	1,5

Таблица К.3

ξ $= 2z/b$	Коэффициент k для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta > 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,634	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Примечание - При промежуточных значениях ξ и η коэффициент k определяется по интерполяции.

К.2 Толщину линейно деформируемого слоя H , м, вычисляют по формуле (рисунок И.1)

$$H = (H_0 + \psi b)k_p, \quad (\text{К.2})$$

где H_0 и ψ - принимаются соответственно равными для оснований, сложенных: глинистыми грунтами 9 м и 0,15; песчаными грунтами - 6 м и 0,1;

k_p - коэффициент, принимаемый равным: $k_p=0,85$ при среднем давлении под подошвой фундамента $p=150$ кПа; $k_p=1,2$ при $p=500$ кПа, а при промежуточных значениях - по интерполяции.

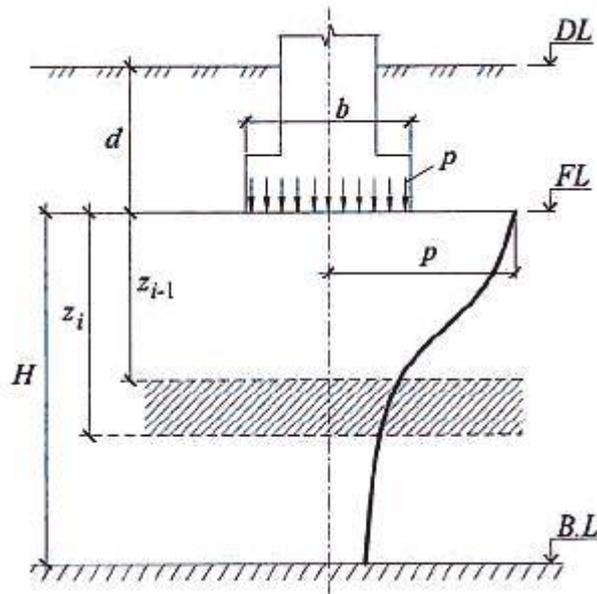


Рисунок И.1 - Схема к расчету осадок с использованием расчетной схемы основания в виде линейно деформируемого слоя

Если основание сложено глинистыми и песчаными грунтами, значение H , м, вычисляют по формуле (рисунок К.1)

$$H = H_s + h_{cl}/3, \quad (\text{К.3})$$

где H_s - толщина слоя, вычисленная по формуле (К.2) в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами;

h_{cl} - суммарная толщина слоев глинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины, равной H_{cl} - значению H ,

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

вычисленному по формуле (К.2) в предположении, что основание сложено только глинистыми грунтами.

Приложение Л

(обязательное)

Расчет свай на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента

Л.1 Расчет должен включать в себя проверку сечений свай по предельным состояниям первой и второй групп. При проведении расчетов зданий и сооружений категории КС-3 рекомендуется преимущественно использовать компьютерные программы, описывающие механическое взаимодействие свай и прилегающего грунтового массива в нелинейной постановке. При этом расчеты должны проходить обязательную верификацию с результатами расчета по Л.4-Л.8. Для зданий и сооружений категорий КС-1 и КС-2 допускается использование расчетных схем, описывающих взаимодействие балки и упругого основания (балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели).

Расчет свай, свай-оболочек и свай-столбов (далее - сваи) на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов допускается проводить в соответствии со схемой, приведенной на рисунке Л.1.

Примечание - При расчете опор мостов во всех случаях допускается применение зависимостей, приведенных в Л.4-Л.8.

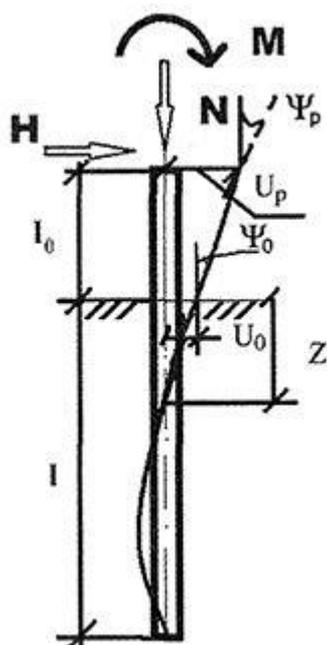


Рисунок Л.1 - Схема нагрузок на сваю

Л.2 Расчет по предельному состоянию первой группы должен включать в себя проверку сечений свай по прочности, по образованию и раскрытию трещин на совместное действие расчетных усилий: сжимающей силы, изгибающего момента и перерезывающей силы. Указанный расчет сваи должен выполняться в зависимости от материала свай в соответствии с разделом 10.4.

Л.3 Расчет по предельному состоянию второй группы сводится к проверке соблюдения условий допустимости расчетных значений горизонтального перемещения голов свай и угла их поворота:

$$u_p \leq u_u; \quad (\text{Л.1})$$

$$\psi_p \leq \psi_u, \quad (\text{Л.2})$$

где u_p, ψ_p - расчетные значения соответственно горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад;

u_u, ψ_u - предельные допустимые значения соответственно горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад.

Значения u_u и ψ_u должны задаваться в проекте из условия нормальной эксплуатации проектируемых строительных конструкций здания или сооружения.

Л.4 При расчете свай и свайных кустов с использованием компьютерных программ, реализующих модели сплошной среды, по боковой поверхности свай следует вводить интерфейсные элементы. Свойства интерфейсных элементов должны назначаться с учетом коэффициента условий работы сваи $\gamma_{R,f}$ по таблице 10.4.2.6.

Л.5 Расчеты по определению прочности свай всех видов при использовании упрощенных расчетных схем следует проводить с учетом формулы (10.4.1.1) с использованием коэффициента деформации α_ε (1/м), определяемого по формуле

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}}, \quad (\text{Л.3})$$

где E - модуль упругости материала сваи, кПа (тс/м);

I - момент инерции поперечного сечения сваи, м⁴;

b_p - условная ширина сваи, м, принимаемая равной: для свай диаметром стволов 0,8 м и более $b_p = d + 1$, а для остальных размеров сечений свай $b_p = 1,5d + 0,5$, м;

γ_c - коэффициент условий работы;

d - наружный диаметр круглого, или сторона квадратного, или сторона прямоугольного сечения свай в плоскости, перпендикулярной к действию нагрузки, м.

Л.6 При использовании в расчетах свай на горизонтальную нагрузку схемы балки на упругом основании принимается, что значение коэффициента постели линейно растет с глубиной. Расчетные значения коэффициента постели c_z грунта на боковой поверхности сваи допускается определять по формуле

$$c_z = \frac{K}{\gamma_{cz}}, \quad (\text{Л.4})$$

где K - коэффициент пропорциональности, кН/м^4 (тс/м^4), принимаемый в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, по таблице Л.1;

z - глубина расположения сечения сваи в грунте, м, для которой определяется коэффициент постели, по отношению к поверхности грунта при высоком ростверке или к подошве ростверка при низком ростверке;

γ_{cz} - коэффициент условий работы (для отдельно стоящей сваи $\gamma_{cz} = 1$).

Таблица Л.1

Грунты, окружающие сваи, и их характеристики	Коэффициент пропорциональности K , кН/м^4 (тс/м^4)
Пески крупные ($0,55 \leq e \leq 0,7$); глины и суглинки твердые ($I_L < 0$)	6000-10000 (600-1000)
Пески мелкие ($0,6 \leq e \leq 0,75$); пески средней крупности ($0,55 \leq e \leq 0,7$), супеси твердые ($I_L < 0$); глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 \leq I_L \leq 0,75$)	4000-6000 (400-600)
Пески пылеватые ($0,6 \leq e \leq 0,8$); супеси пластичные ($0 \leq I_L \leq 0,75$); глины и суглинки мягкопластичные ($0,5 \leq I_L \leq 0,75$)	2350-4000 (235-400)
Глины и суглинки текучепластичные ($0,75 \leq I_L \leq 1$)	1350-2350 (135-235)
Пески гравелистые ($0,55 \leq e \leq 0,7$); крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем	16750-33350 (1675-3335)

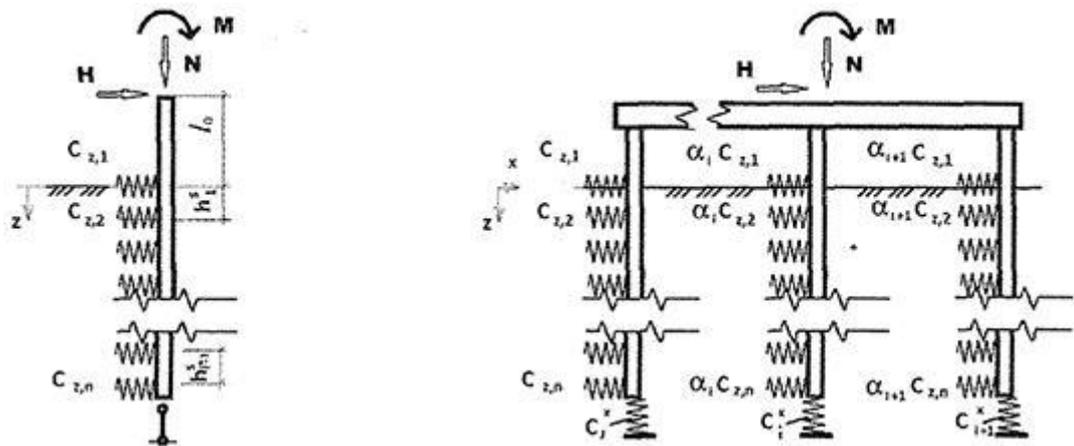
При расчете одиночных свай на действие горизонтальной нагрузки допускается пользоваться схемой, включающей дискретные опоры с постоянным шагом. Схема для проведения таких расчетов представлена на рисунке Л.2, а. При этом шаг опор должен составлять не более 0,25 м. Жесткость одной опоры определяется формулой

$$C_{z,i} = \frac{K(z)z}{\gamma_{cz}} b_p \cdot h_{i*}, \quad (\text{Л.5})$$

где $K(z)$ - значение коэффициента пропорциональности в зависимости от слоя грунта;

h_{i*} - шаг пружинных опор в принятой расчетной схеме.

Схема для расчета свайных кустов приведена на рисунке Л.2, б. При проведении расчетов следует учитывать податливость опор от действия вертикальных нагрузок. Жесткость свай при расчете на вертикальную нагрузку следует определять в соответствии с 10.4.3.4. Значение α_i должно определяться по Л.7.



а - схема расчета одиночной сваи; б - схема для расчета свай в составе куста

Рисунок Л.2 - Схемы для расчета свай

Л.7 При статическом расчете свай в составе куста рекомендуется учитывать их взаимодействие. В этом случае допускается проводить расчет как для одиночной сваи, но коэффициент пропорциональности K умножается на понижающий коэффициент α_i , определяемый по формуле

$$\alpha_i = \gamma_{c,c} \prod_{j \neq i} \left\{ 1 - \frac{d}{r_{ij}} \left[0.789 + 0.229 \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} - 0.143 \left(\frac{x_j - x_i}{r_{ij}} \right)^2 \right] \right\}, \quad (\text{Л.6})$$

где $\gamma_{c,c}$ - коэффициент, учитывающий уплотнение грунта при погружении свай и принимаемый: $\gamma_{c,c} = 1,2$ для забивных свай сплошного сечения и $\gamma_{c,c} = 1$ для остальных видов свай;

d - диаметр или сторона поперечного сечения сваи, м;

$$r_{ij} = \sqrt{(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2}, \quad (\text{Л.7})$$

где x_i, y_i - координаты оси i -й сваи в плане, причем горизонтальная нагрузка приложена в направлении оси ;

x_j, y_j - то же, для j -й сваи.

Произведение $P_{j \neq i}$ в формуле (Л.6) распространяется только на сваи куста, непосредственно примыкающие к j -й свае.

Примечания

1 Для опор мостов в случаях, если $r_{ij} \leq 3,0d$, или поле свай несимметрично, или при наличии в составе опоры наклонных свай, коэффициент α_i допускается принимать равным 1,0.

2 Значение понижающего коэффициента α_i для кустов из забивных свай допускается определять по таблице Л.2.

Таблица Л.2

Число свай в группе n	Значения коэффициента взаимовлияния свай α_i при шаге свай, равном			
	$3d$	$4d$	$5d$	$6d$
3	0,649	0,737	0,813	0,881
4	0,626	0,713	0,800	0,858
6	0,585	0,673	0,751	0,821
9	0,539	0,628	0,708	0,781
12	0,504	0,596	0,678	0,755
16	0,470	0,566	0,654	0,736
20	0,446	0,546	0,640	0,729

Л.8 Возможность использования линейных зависимостей при расчете свай должна проверяться по условию ограничения расчетного давления σ_z , оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \tan \varphi_1 + \xi c_1), \quad (\text{Л.8})$$

где σ_z - расчетное давление на грунт, кПа (тс/м²), боковой поверхности сваи на глубине z , м, отсчитываемой при высоком ростверке от поверхности грунта, а при низком ростверке - от его подошвы [при $\alpha_\varepsilon l \leq 2,5$ - на двух глубинах, соответствующих $z = l/3$ и $z = l$; при $\alpha_\varepsilon l > 2,5$ - на глубине $z = 0,85/\alpha_\varepsilon$, где α_ε определяется по формуле (К.4)];

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

γ_I - расчетный удельный (объемный) вес грунта ненарушенной структуры, кН/м³ (тс/м³), определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивания в воде;

φ_I, c_I - расчетные значения соответственно угла, внутреннего трения грунта, град, и удельного сцепления грунта, кПа (тс/м²);

ξ - коэффициент, принимаемый для забивных свай и свай-оболочек $\xi = 0,6$, а для всех остальных видов свай $\xi = 0,3$;

η_1 - коэффициент, равный единице, кроме случаев расчета фундаментов распорных сооружений, для которых $\eta_1 = 0,7$;

η_2 - коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке, определяемый по формуле

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_1}{\bar{n}M_c + M_1}, \quad (\text{Л.9})$$

где M_c - момент от внешних постоянных нагрузок в сечении фундамента на уровне условной заделки на глубине l_1 по формуле (7.1), кН·м (тс·м);

M_1 - то же, от внешних временных расчетных нагрузок, кН·м (тс·м);

\bar{n} - коэффициент, принимаемый $\bar{n} = 2,5$, за исключением случаев расчета:

а) особо ответственных сооружений, для которых при $\alpha_\varepsilon l \leq 2,6$ принимается $\bar{n} = 4$ и при $\alpha_\varepsilon l \geq 5$ принимается $\bar{n} = 2,5$; при промежуточных значениях $\alpha_\varepsilon l$ значение \bar{n} определяется интерполяцией;

б) фундаментов с однорядным расположением свай на внецентренно приложенную вертикальную сжимающую нагрузку, для которых следует принимать $\bar{n} = 4$ независимо от значения $\alpha_\varepsilon l$.

Если расчетные горизонтальные давления на грунт σ_z не удовлетворяют условию (Л.8), но при этом несущая способность свай по материалу недоиспользована и перемещения свай меньше

предельно допускаемых значений, то при приведенной глубине свай $\alpha_\varepsilon l > 2,5$ расчет следует повторять, приняв уменьшенное значение жесткости опоры в соответствии с формулой (Л.10). Расчет следует повторять до тех пор, пока условие (Л.8) не будет выполняться во всех точках.

$$c_{z,i}^* = \frac{0.95 c_{z,i} \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_i z \tan \varphi_1 + \xi c_1)}{\sigma_z}, \quad (\text{Л.10})$$

где $c_{z,i}^*$ - скорректированное значение жесткости опоры.

Приложение М (обязательное)

Расчеты несущей способности свай, взаимодействующих со скальными и полускальными грунтами по боковой поверхности

М.1 Несущая способность F_d набивной, буровой сваи и сваи-оболочки, заполняемой бетоном, прорезающей толщу неветрелых скальных грунтов, определяется с учетом расчетного сопротивления грунтов основания на ее боковой поверхности (рисунки М.1, М.2).

В случае прорезания значительной толщи скальных грунтов вклад сопротивления грунта на боковой поверхности сваи может составить до 90% от полной нагрузки, воспринимаемой сваей. В этом случае допускается принимать

$$F_d = F_{ds}, \quad (\text{М.1})$$

где F_{ds} - несущая способность сваи с учетом только сопротивления скальных грунтов на ее боковой поверхности, определяемая по формуле

$$F_{ds} = u \cdot \sum R_{si} \cdot h_i, \quad (\text{М.2})$$

где u - наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

R_{si} - расчетное сопротивление i -го слоя скального грунта на боковой поверхности сваи, кПа;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

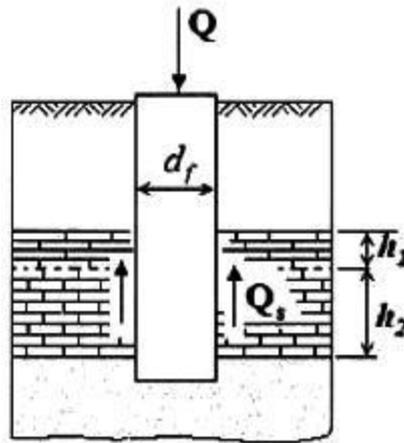
h_i - толщина i -го слоя скального грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

Расчетное сопротивление R_{Si} слоя скального грунта на боковой поверхности сваи определяется по формуле

$$R_{Si}=0.63\sqrt{p_a R_{ci}}, \quad (\text{М.3})$$

где $p_a=100$ кПа;

R_{ci} - расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие i -го слоя скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа.



Q - вертикальная нагрузка на сваю; Q_s - вертикальная нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью сваи, $Q = Q_s$; h_1, h_2, \dots, h_n - толщины слоев скального грунта

Рисунок М.1 - Прорезание свай толщи скальных грунтов

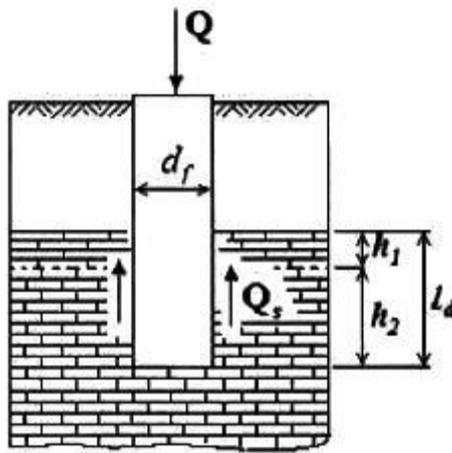
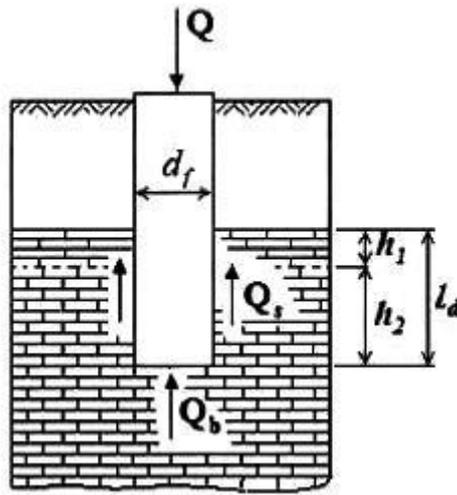


Рисунок М.2 - Прорезание сваей толщи скальных грунтов с заделкой
в них

М.2 Для учета расчетного сопротивления массива скального грунта как под нижним концом сваи, так и на ее боковой поверхности, следует определить соотношение вертикальных нагрузок на сваю, воспринимаемых пятой сваи Q_b и ее боковой поверхностью Q_s (рисунок М.3). Величины указанных долей нагрузок рекомендуется определять численными методами с использованием программ, описывающих взаимодействие свай и грунтового основания с учетом залегания скальных грунтов. При этом расчетные прочностные характеристики скальных грунтов допускается определять в соответствии с СП 23.13330 в зависимости от значения предела прочности образца скального грунта на одноосное сжатие R_c . По результатам численного моделирования определяется доля η от общей нагрузки Q , воспринимаемая пятой сваи ($\eta = Q_b/Q$), и доля $1 - \eta$, воспринимаемая боковой поверхностью сваи ($1 - \eta = Q_s/Q$).



Q - вертикальная нагрузка на сваю; Q_b - вертикальная нагрузка, воспринимаемая пятой сваи, $\frac{Q_s}{Q} = \eta$ - вертикальная нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью сваи, $\frac{Q_b}{Q} = 1 - \eta$

Рисунок М.3 - Совместная работа нижнего конца сваи и боковой поверхности

Несущая способность F_d сваи с учетом расчетного сопротивления массива скального грунта как под нижним концом сваи, так и на ее боковой поверхности, принимается как наименьшее из двух значений, удовлетворяющим неравенствам:

$$F_d \leq F_{db}/\eta, \quad (\text{М.4})$$

в этом случае несущая способность сваи ограничена сопротивлением скального массива под ее нижним концом, или

$$F_d \leq F_{ds}/(1 - \eta), \quad (\text{М.5})$$

в этом случае несущая способность сваи ограничена сопротивлением на ее боковой поверхности.

Примечание - При определении величины F_d простое суммирование несущей способности под пятой сваи F_{db} [формула (10.4.2.3)] и на ее боковой поверхности F_{ds} , [формула (М.3)] без учета значения недопустимо, поскольку может привести к завышенной величине расчетной несущей способности.

За расчетную величину несущей способности сваи F_d принимается наибольшее значение из трех величин, определенных:

- несущей способностью основания под нижним концом сваи F_{db} [формула (10.4.2.3)];
- несущей способностью сваи с учетом сопротивления скальных грунтов на ее боковой поверхности F_{ds} [формула (М.2)];
- несущей способностью с учетом сопротивления массива скального грунта как под нижним концом сваи, так и на ее боковой поверхности [формулы (М.4), (М.5)].

Приложение Н

(обязательное)

Расчет несущей способности пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i(p) > 0,025$

Н.1 Несущую способность F_d , кН, пирамидальных свай с наклоном боковых граней $> 0,025$ допускается определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунта основания на боковой поверхности сваи и под ее нижним концом по формуле

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cos \alpha [p_i (\tan \alpha + \tan \varphi_{I,i} + c_{I,i})] + \frac{d^2}{n_1} (p'_i + n_2 c_{I,i}), \quad (\text{Н.1})$$

где A_i - площадь боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта, м²;

α - угол конусности сваи, град.;

$\varphi_{I,i}$, $c_{I,i}$ - расчетные значения угла внутреннего трения, град., и сцепления, кПа, i -го слоя грунта;

d - сторона сечения нижнего конца сваи, м;

n_1 , n_2 - коэффициенты, значения которых приведены в таблице М.1.

Таблица Н.1

Коэффициент	Угол внутреннего трения грунта $\varphi_{I,i}$, град.									
	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
n_1	0,53	0,48	0,41	0,35	0,30	0,24	0,20	0,15	0,10	0,06
n_2	0,94	0,88	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54
ξ	0,06	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,32	0,35	0,37	0,39

Примечание - Для промежуточных значений угла внутреннего трения $\varphi_{I,i}$ значения коэффициентов n_1 n_2 и ξ определяют интерполяцией.

Соппротивления грунта под острием сваи p_i и на ее боковой поверхности p'_i , кПа, определяют по формуле

$$p_i = p'_i = \left[\frac{E_i}{4p_{0,i}(1-\nu_i)^2 - 2p_{0,i}(2-\nu_i)} \right]^\xi (p_{p,i} + c_{I,i} \cot \varphi_{I,i}) - c_{I,i} \cot \varphi_{I,i} \quad , (Н.2)$$

где E_i - модуль деформации грунта i -го слоя, кПа, определяемый по результатам прессиометрических испытаний;

ν_i - коэффициент Пуассона i -го слоя грунта, принимаемый в соответствии с требованиями СП 22.13330;

ξ - коэффициент, значения которого приведены в таблице М.1.

Давление грунта $p_{0,i}$, $p_{p,i}$, кПа, определяют по формулам:

$$p_{0,i} = 1 - \frac{\nu_i}{1-\nu_i} \gamma_{I,i} h_i; \quad (Н.3)$$

$$p_{p,i} = p_{0,i}(1 + \sin \varphi_{I,i}) + c_{I,i} \cos \varphi_{I,i}, \quad (Н.4)$$

где $\gamma_{I,i}$ - удельный вес грунта i -го слоя, кН/м³;

h_i - средняя глубина расположения i -го слоя грунта, м.

Приложение П
(обязательное)

Расчет осадки буронабивной сваи в билинейной постановке

П.1 Осадку буронабивной сваи на первом этапе ее нагружения $N < N_c + N_o$ следует определять по формуле

$$S_c = \frac{N}{G_1 l} 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{G_2 d}, \quad (\text{П.1})$$

где N - вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, кН;

N_o - нагрузка, передаваемая на пяту сваи в момент полного развития по ее боковой поверхности предельного сопротивления N_c , кН;

G_1 и G_2 - соответственно среднее значение модуля сдвига для грунтов околосвайного пространства и минимальное значение модуля сдвига под нижним концом свай, кПа;

l и d - длина и диаметр сваи, м;

k_v - коэффициент, зависящий от среднего значения коэффициента Пуассона для грунтов (для расчетов можно принимать $k_v = 2$).

Для буронабивных свай эта формула справедлива лишь на первом этапе нагружения сваи, а именно до возникновения полного предельного сопротивления N_o на боковой поверхности свай, появление которого обычно всегда значительно опережает возникновение предельного состояния сваи в целом.

С учетом постоянного равенства осадок пяты и ствола сваи значение N_o можно определить по условию

$$\frac{N_o + N_c}{G_1 l} 0,17 \ln \frac{k_v G l}{4 G_2 d} \approx \frac{N_o}{G_1 l} \quad (\text{П.2})$$

На втором этапе нагружения сваи при $N > N_o + N_c$ ее осадка определяется по формуле:

$$S = S_c + \frac{N - (N_c + N_0)}{4G_2d}, \quad (\text{П.3})$$

где S_c - осадка, м, полученная по (Н.1) при $N > N_0 + N_c$.

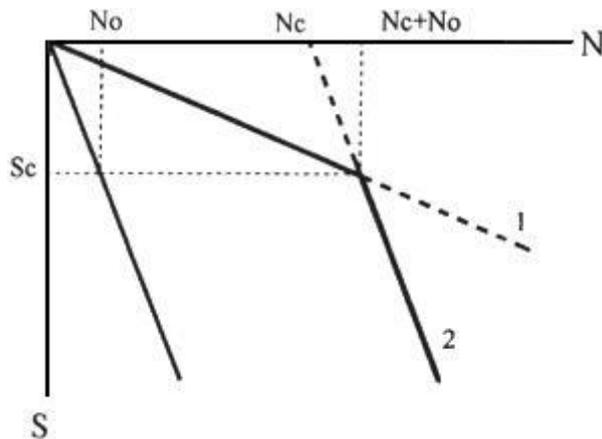


Рисунок П.1 - Схема этапов расчета нагружения сваи по формулам: 1 - (Н.1); 2 - (Н.3)

Приложение Р (обязательное)

Определение несущей способности свай в просадочных грунтах по их прочностным характеристикам

Р.1 Несущая способность свай зависит от показателей прочности грунта: угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c . Существенное изменение несущей способности сваи при замачивании просадочного грунта происходит в основном за счет снижения сцепления c .

Р.2 Расчет несущей способности свай в просадочных грунтах рекомендуется производить на основе приближенного решения упругопластической задачи предельного равновесия грунта в основании сваи.

Общая поверхность предельного равновесия основания сваи длиной l состоит из трех участков: верхний участок 1 - вдоль ствола сваи $l_1 + l_2$, нижний участок 2 - по поверхности усеченного конуса вдоль ствола сваи длиной b ; участок 3 - под нижним концом сваи по части шаровой поверхности (рисунок Р.1).

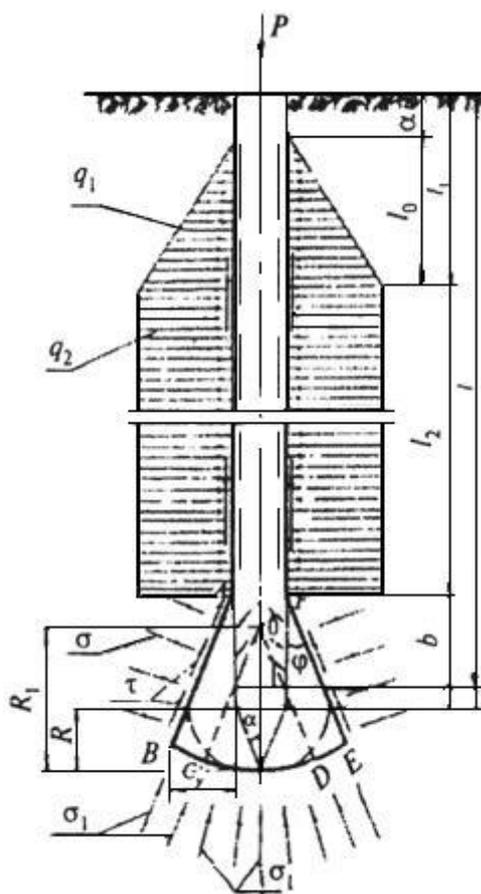


Рисунок Р.1 - Расчетная схема

Несущая способность Fd определяется по формуле

$$Fd = \gamma_c (F_1 + F_2 + F_3), \quad (\text{P.1})$$

где γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равным 1;

F_1 - сопротивление на участке ствола сваи $l_0 + l_2$, кН; где l_0 - участок линейного возрастания сопротивления от 0 до $12d$, но не более 6 м, а ниже - участок постоянного значения сопротивления, равного конечному значению по длине l_0 , кН;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

F_2 - сопротивление на участке ствола сваи по поверхности усеченного конуса, кН;

F_3 - сопротивление под нижним концом, кН.

$$A_1 = [l_0(0,5\xi\gamma l_0 \tan \varphi + c) + (\xi\gamma l_0 \tan \varphi + c)l_2], \quad (P.2)$$

где u - периметр сваи, м;

ξ - коэффициент бокового давления грунта, равный 0,5;

φ - расчетное значение угла внутреннего трения, град.;

c - расчетное значение удельного сцепления грунта, кН/м²;

l_2 - участок длины сваи, м, равный

$$l_2 = l + \frac{d}{2} - l_0 - b - a, \quad (P.3)$$

где l - длина погруженной части сваи, м;

d - диаметр или сторона поперечного сечения, м;

$$l_0 = l_1 - a, \quad (P.4)$$

где l_1 - длина от поверхности земли до начала длины l_2 , м;

$$b = \frac{d}{2} - (\cot \alpha - 1) \cot \varphi, \quad (P.5)$$

a - самый верхний участок погруженной сваи, где боковое давление грунта равно 0, для забивной сваи $a=2,5$ м, для набивной $a=1,0$ м;

$$\alpha = 45^\circ - \varphi - \chi c, \quad (P.6)$$

где $\chi = \kappa/c_0$, град·м /кН; $\kappa=1^\circ$;

c_0 - минимальное значение сцепления, принимаемое в расчет и равное 5 кН/м²; при этом $\chi =0,2$.

Предел применимости формулы (О.6) дается соотношением $\varphi + \chi c < 45^\circ$.

В случае если на большом участке длины сваи l_2 прорезаются грунты с разными характеристиками φ и c , то значение l_2 представляется в виде суммы толщин слоев $l_0 = \sum_{i=1}^m l_i$.

F_1 вычисляется по формуле

$$F_1 = u[l_0(0,5\xi\gamma l_0 \tan \varphi + c) + \sum_{i=1}^m (\xi\gamma l_0 \tan \varphi_i + c_i)l_i], \quad (P.7)$$

где m - число слоев с разными характеристиками.

Если в пределах участка $l_1 = l_0 + a$ длиной не более 6 м встретится слой с другими расчетными характеристиками φ и c , то принимаются в расчет их значения для нижнего слоя толщиной не менее 3 м.

$$F_2 = \pi y \cot \varphi (y + d) c, \quad (\text{P.8})$$

где

$$y = [R_1 \cos \varphi + b - (b - \frac{d}{2}) \sin^2 \varphi - \frac{d}{2} (\cot \varphi + 1)] \tan \varphi, \quad (\text{P.9})$$

где

$$R_1 = \frac{d}{2} (1 + \cot \alpha + \cot \varphi), \quad (\text{P.10})$$

$$F_3 = \sigma_1 (Q_2 \cos \varphi + \pi R_1^2 \sin^2 \varphi), \quad (\text{P.11})$$

где

$$Q_2 = \pi \left\{ \left(y + \frac{d}{2} - R_1 \sin \varphi \right)^2 + \left[\left(b - \frac{d}{2} \right) \sin^2 \varphi \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \left(y + \frac{d}{2} - R_1 \sin \varphi \right). \quad (\text{P.12})$$

Наибольшее главное напряжение определяется по формуле

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_3 (1 + \sin \varphi) + 2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (\text{P.13})$$

Наименьшее главное напряжение определяется по формуле

$$\sigma_3 = \xi \gamma l_0, \quad (\text{P.14})$$

где γ - удельный вес грунта, кН/м³.

Характеристики грунта φ , c , γ определяются в водонасыщенном состоянии. При полном водонасыщении грунта, в случаях возможного его замачивания, показатель текучести определяется по формуле

$$I_L = \frac{\frac{0,8e\gamma_w - W_p}{\gamma_s} - W_p}{W_L - W_p}, \quad (\text{P.15})$$

где e - коэффициент пористости грунта природного сложения;

γ_w - удельный вес воды, равный 10 кН/м³;

γ_s - удельный вес твердых частиц, кН/м³;

W_L , W_p - влажность грунта на границе раскатывания и на границе текучести, доли единицы.

Нижние концы длинных буровых свай в просадочных грунтах, устраиваемые без уплотнения грунта в забое скважин, полностью включаются в работу после достижения критической нагрузки на сваю и дальнейшей ее значительной осадки. Несущую способность длинных буронабивных свай, нижний конец которых полностью не включился в работу, допускается в первом приближении определять по формуле

$$Fd = \gamma_c (F_{1к} + F_{2к}), \quad (P.16)$$

где γ_c - то же, что и в формуле (E.1);

$F_{1к}$ - сопротивление на участке ствола сваи $l_0 + l_k$, определяемое как для забивной сваи по формуле (E.2), причем

$$l_k = l - l_0 - a, \quad (P.17)$$

где l_0 - то же, что и для забивной сваи;

a - для набивной сваи, принимаемое равным 1 м;

$F_{2к}$ - сопротивление под нижним концом сваи

$$F_{2к} = k\sigma_1 A, \quad (P.18)$$

где k - экспериментальный коэффициент при диаметре сваи 1 м $\geq d \geq 0,5$ м, равный 3;

A - площадь подошвы сваи, м²;

σ_1 - определяется по формуле (P.13).

Значения характеристик грунта определяются в замоченном состоянии.

Несущая способность буронабивной сваи с уширенной пятой определяется по формуле

$$F_{dy} = \gamma_c (F_{1y} + F_{2y}), \quad (P.19)$$

где γ_c - то же, что и в формуле (P.16);

F_{1y} - сопротивление на участке ствола сваи $l_0 + l_y$, определяемое как для забивной сваи по формуле (P.2), причем

$$l_y = l - a - l_0, \quad (P.20)$$

где l - длина сваи до начала уширения;

a и l_0 принимаются такими же, как для набивной сваи без уширенной пяты.

$$F_{2y} = k\sigma_1 A_y, \quad (\text{P.21})$$

где k - экспериментальный коэффициент, равный 2 при $3,5 \geq \frac{d_y}{d} \geq 2$ и $1 \text{ м} \geq d \geq 0,5 \text{ м}$, при длине сваи не более 20 м;

d_y - диаметр наибольшего поперечного сечения уширенной пяты, м;

σ_1 - определяется по формуле (P.3);

A_y - площадь наибольшего поперечного сечения уширенной пяты, м².

Р.3 Сваи по несущей способности грунтов основания в грунтовых условиях II типа следует рассчитывать с учетом сил отрицательного трения исходя из условия

$$N < \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n, \quad (\text{P.22})$$

где N - расчетная нагрузка, кН, на одну сваю;

F_d - несущая способность сваи, кН, определяемая в соответствии с Е.5;

γ_k - коэффициент надежности;

γ_c - коэффициент условия работы сваи, значение которого принимают в соответствии с 10.5.1.29;

P_n - отрицательная сила трения, определяемая в соответствии с Р.4.

Примечания

1 Значение P_n следует определять, как правило, для полностью водонасыщенного грунта (при возможном замачивании грунтов сверху).

2 По прочности материала сваи должны быть рассчитаны на нагрузку $N + P_n$.

Р.4 Отрицательную силу трения P_n в водонасыщенных грунтах, действующую по боковой поверхности сваи, кН, принимают равной наибольшему предельному сопротивлению сваи на длине h_{sl} , отсчитываемой от поверхности земли до нейтрального слоя. Выше этого слоя по боковой поверхности сваи действует отрицательное трение, а ниже - положительное сопротивление. Для определения h_{sl} строится график зависимости просадки S_{sl} (ось абсцисс) от глубины h (ось ординат) (рисунок Р.2).



Рисунок Р.2 - График зависимости $S_{sl} = f(h)$

Возможную величину просадки для каждого i -го слоя просадочного грунта под собственным весом вышележащей толщи S_{sl}^i , см, определяют по формуле

$$S_{sl}^i = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i, \quad (\text{P.23})$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ - относительная просадочность, определяемая для каждого i -го слоя грунта, расположенного выше рассматриваемого слоя при природном давлении в середине слоя, по данным лабораторных компрессионных испытаний либо по результатам осадок глубинных марок в полевом испытании;

h_i - толщина i -го слоя просадочного грунта, см;

n - число слоев, на которые разбита просадочная толща, расположенная выше рассматриваемого слоя.

Глубину h_{sl} следует определять из условия

$$S_{sl}^{h_{sl}} = S_u, \quad (\text{P.24})$$

где S_u - предельная деформация основания по п.5.3.3.

Глубину h_{sl} находят на пересечении ординаты S_u для проектируемого здания или сооружения с кривой $S_{sl} = f(h)$ (рисунок Р.2).

Силу отрицательного трения на глубине h_{sl} следует определять по формуле

$$P_n = k_{om} F_1^{h_{sl}}, \quad (\text{P.25})$$

где k_{om} - коэффициент, снижающий полную силу сопротивления по длине сваи в расчетный момент, принимаемый по данным полевых исследований с некоторым запасом, равным 0,5;

$F_1^{h_{sl}}$ - предельное значение сопротивления по боковой поверхности сваи на верхнем участке, определяемое для однородного грунта по формуле (Р.2), а для слоев с разными характеристиками - по формуле (Р.7). При этом $l_2 \leq h_{sl} - l_0 - a$ (рисунок Р.1).

Длину сваи при проектировании назначают на основе выполнения следующего условия

$$N + P_n \leq F_d - F_1, \quad (\text{P.26})$$

где N - полезная нагрузка, приложенная к свае, кН;

P_n - сила отрицательного трения, кН;

F_d - несущая способность сваи, определяемая по формуле (Р.1) или по данным статического испытания в условиях локального замачивания основания сваи, кН.

Если условие (Р.26) в рассматриваемом случае не удовлетворено, то сваю следует либо удлинить, либо изменить ее конструкцию.

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

Р.5 Несущую способность F_d , кН, свай в грунтовых условиях II типа по просадочности, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять расчетом в соответствии с Р.2, Р.3 и Р.4 в условиях водонасыщенных грунтов основания свай.

При этом следует использовать результаты статических испытаний свай с локальным замачиванием грунтов в основании свай. Проведение их является обязательным при отсутствии фондовых материалов по таким испытаниям.

Р.6 В грунтовых условиях II типа по просадочности сваями следует пререзать все слои просадочных грунтов.

При длительном интенсивном замачивании грунтовой толщи сверху следует учитывать возможность развития деформационного явления со сжатием грунтов не только в просадочной части толщи, но и в подстилающем слое, как правило, водонасыщенного, но недостаточно плотного грунта. Критерием для определения толщины этого слоя служит условие

$$\varepsilon > 0,03, \quad (\text{Р.27})$$

где ε - относительное сжатие образца грунта в лабораторном компрессионном испытании под действием природного давления всей водонасыщенной толщи.

Возможность дополнительной осадки от сжатия подстилающего слоя следует учитывать в расчете свайного фундамента по деформациям.

Приложение С

(обязательное)

Расчет свайных фундаментов на воздействие сил морозного пучения

С.1 При строительстве зданий и сооружений на свайных фундаментах в сезоннопромерзающих или искусственно замороженных пучинистых грунтах необходимо учитывать касательные силы морозного пучения. Расчет оснований и свайных фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие сил морозного пучения грунтов следует производить при эксплуатации неотопливаемых сооружений, мачт линий электропередачи и мобильной связи, трубопроводов и др. или при консервации сооружений, а также для условий периода строительства, если до передачи на сваи проектных нагрузок возможно промерзание грунтов слоя сезонного промерзания-оттаивания или выполняется искусственное замораживание грунтов (при строительстве метро или эксплуатации помещений с отрицательной температурой). При необходимости в проекте должны быть предусмотрены мероприятия по предотвращению выпучивания свай в период строительства.

С.2 Устойчивость свайных фундаментов на действие касательных сил морозного пучения грунтов надлежит проверять по условию

$$\tau_{fh}A_{fh} - F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_k} F_{rf}, \quad (\text{С.1})$$

где τ_{fh} - расчетная удельная касательная сила пучения, кПа, принимаемая согласно указаниям С.3;

A_{fh} - площадь боковой поверхности смерзания сваи в пределах расчетной глубины сезонного промерзания-оттаивания грунта или слоя искусственно замороженного грунта, м²;

ГОСТ Р (проект, первая редакция)

F - расчетная нагрузка на сваю, кН, принимаемая с коэффициентом 0,9 по наиболее невыгодному сочетанию нагрузок и воздействий, включая выдергивающие (ветровые, крановые и т.п.);

F_{rf} - расчетное значение силы, удерживающей сваю от выпучивания вследствие трения его боковой поверхности о талый грунт, лежащий ниже расчетной глубины промерзания, кН, принимаемое по указаниям С.4;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0;

γ_k - коэффициент надежности, принимаемый равным 1,1.

С.3 Расчетную удельную касательную силу морозного пучения τ_{fh} , кПа, следует определять, как правило, опытным путем. При отсутствии опытных данных допускается принимать значение τ_{fh} по таблице С.1 в зависимости от вида и характеристик грунта.

Таблица С.1

Грунты и их характеристики	Значения τ_{fh} , кПа, при глубине сезонного промерзания-оттаивания d_{th} , м		
	До 1,5	2,5	3,0 и более
Супеси, суглинки и глины при показателе текучести $I_L > 0,5$, крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, пески мелкие и пылеватые при показателе дисперсности $D > 5$ и степени влажности $S_r > 0,95$	110	90	70
Супеси, суглинки и глины при $0,25 < I_L \leq 0,5$, крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, пески мелкие и пылеватые при $D > 1$ и степени влажности $0,8 < S_r \leq 0,95$	90	70	55
Супеси, суглинки и глины при $I_L < 0,25$, крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, пески мелкие и пылеватые при $D > 1$ и степени влажности $0,6 < S_r \leq 0,8$	70	55	40
Примечания			
1 Для промежуточных глубин промерзания τ_{fh} принимается интерполяцией.			
2 Значения τ_{fh} для грунтов, используемых при обратной засыпке котлованов, принимается по первой строке таблицы.			
3 В зависимости от вида поверхности фундамента приведенные значения τ_{fh} умножают на коэффициент: при гладкой бетонной необработанной - 1; при шероховатой бетонной с выступами и кавернами до 5 мм - 1,1-1,2, до 20 мм - 1,25-1,5; при деревянной антисептированной - 0,9; при металлической без специальной обработки - 0,8.			
4 Для сооружений класса КС-1 значения τ_{fh} умножают на коэффициент 0,9.			

С.4 Расчетное значение силы F_{rf} , кН, удерживающей сваи от выпучивания, следует определять по формуле

$$F_{rf} = u \sum_{i=1}^n f_i h_i, \quad (\text{С.2})$$

где u - периметр сечения поверхности сдвига, м, принимаемый равным периметру сечения сваи;

h_i - толщина i -го слоя талого грунта, расположенного ниже подошвы слоя промерзания-оттаивания, м;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя талого грунта сдвигу по поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 10.4.1.3.

С.5 При проектировании свайных фундаментов с ростверками на средне- и сильнопучинистых грунтах следует учитывать действие нормальных сил морозного пучения грунтов на подошву ростверков.

С.6 Расчет отрицательной силы трения оттаивающих грунтов на сваи.

При оттаивании сезонномерзлых или искусственно замороженных грунтов происходит их оседание, в результате чего на боковую поверхность свай действуют отрицательные (негативные) силы трения, направленные вертикально вниз.

Отрицательную (негативную) силу трения оттаивающего грунта по боковой поверхности сваи можно определить по формуле

$$F_{neg} = u_p \sum_{i=1}^n f_{n,i} h_i, \quad (C.3)$$

где u_p - периметр поперечного сечения сваи, м;

$f_{n,i}$ - отрицательное трение i -го слоя оттаивающего грунта по боковой поверхности сваи, кПа, определяемое по опытным данным; допускается принимать расчетные значения $f_{n,i}$ по таблице 10.4.1.3;

h_i - толщина i -го слоя оттаивающего грунта.

Библиография

- [1] Федеральный закон от 29 декабря 2004 г. N 190-ФЗ
"Градостроительный кодекс Российской Федерации"
- [2] Федеральный закон от 29 декабря 2009 г.* N 384-ФЗ
"Технический регламент о безопасности зданий и
сооружений"

УДК 624.011+624.15:624.2/8 (0.83)

ОКС 93.040

Ключевые слова: стандарты, национальные стандарты Российской Федерации, автомобильная дорога общего пользования, мостовые сооружения, проектирование опор мостового сооружения, проектирование фундаментов мостового сооружения, автодорожные мосты, расчеты, конструктивные требования.

Руководитель организации разработчика

Общество с ограниченной ответственностью «Мастерская Мостов»
(ООО «Мастерская Мостов»)

Генеральный директор


01.02.2021
подпись, дата

А.Н. Щербаков

Руководитель разработки

Зам. технического
директора


01.02.2021
подпись, дата

Н.Ю. Новак

Исполнители:

Технический директор,
канд. техн. наук


01.02.2021
подпись, дата

Н.В. Илюшин

Начальник отдела


01.02.2021
подпись, дата

В.В. Одинцов

Главный специалист


01.02.2021
подпись, дата

В.А. Конопатов

Научный сотрудник


01.02.2021
подпись, дата

Н.М. Розанова