МОСКОВСКИЕ ГОРОДСКИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ



Правительство Москвы

СИСТЕМА НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
МОСКОВСКИЕ ГОРОДСКИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

МГСН 2.07-01

gost.e-ecolog.ru

Москва – 2003

ПРАВИТЕЛЬСТВО МОСКВЫ	МОСКОВСКИЕ ГОРОДСКИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ	МГСН 2.07-01 Взамен МГСН 2.07-97

ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Внесены Москомархитектурой	Утверждены Правительством Москвы постановлением от 22.04.2003 г. № 288-ПП	Срок введения в действие с 22 апреля 2003 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящие Московские городские строительные нормы (МГСН) "Основания, фундаменты и подземные сооружения"

1 РАЗРАБОТАНЫ

ГУП Научно-исследовательским, проектно-изыскательским и конструкторско-технологическим институтом оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им Н М Герсеванова Госстроя России - головная организация (Руководитель работы доктор техн наук, проф Ильичев В А , доктора техн наук, профессора Бахолдин Б В , Коновалов П А , Петрухин В П , Сорочан Е А , Шейнин В И кандидаты техн наук Безволев С Г , Буданов В Г , Грачев Ю А , Ибрагимов М Н , Игнатова О И , Колыбин И В , Конаш В Е , Лавров И В , Мариупольский Л Г , Михеев В В , Никифорова Н С , Скачко А Н , Трофименков Ю Г , инженеры Мещанский А Б , Пекшев В Г),

Московским научно-исследовательским институтом типового и экспериментального проектирования (МНИИТЭП) (кандидаты техн наук Максименко В А , Дузинкевич М С),

АО Моспроект (инженеры Александровский В С , Лавренев А Н , Бершадский И Ф),

Моспроект-2 (инженеры Фадеев В И , Ильин В А),

Институтом по изысканиям и проектированию инженерных сооружений (Мосинжпроект) (инженеры Панкина С Ф , Самохвалов Ю М , Казеева Н К),

Московским городским трестом геолого-геодезических и картографических работ (Мосгоргеотрест) (инж Майоров С Г , доктор геол -мин наук, проф Зиангиров Р С , инж Николаев И А),

ФГУП "Центр методологии нормирования и стандартизации в строительстве" (инж Еремеева В В),

Научно-исследовательским институтом строительной физики (НИИСФ) (доктор техн наук, проф Гулабянц Л А),

Ассоциацией "Стройнормирование" (инж Дубиняк В А)

В подготовке материалов принимали участие

Государственный проектно - изыскательский институт (ГПИИ "Фундаментпроект") (инженеры Михальчук В А , Ханин Р Е , кандидат техн наук Пинк М Н), Московский государственный строительный университет (МГСУ) (доктор техн наук, проф Ухов С Б , кандидаты техн наук, профессора Дорошкевич Н М , Семенов В В , кандидат техн наук Знаменский В В)

2 ВНЕСЕНЫ Москомархитектурой

3 ПОДГОТОВЛЕНЫ к утверждению и изданию Управлением перспективного проектирования и нормативов Москомархитектуры

4 СОГЛАСОВАНЫ Москомархитектурой, Мосгосэкспертизой, Управлением технормирования Госстроя России, Департаментом природопользования и охраны окружающей среды Правительства Москвы, Департаментом природных ресурсов по Центральному региону Министерства природных ресурсов Российской Федерации

5 ПРИНЯТЫ И ВВЕДЕНЫ в действие постановлением Правительства Москвы от 22 04 03 г № 288-ПП

Настоящий нормативный документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Москомархитектуры

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Введение..... 5

1. Область применения..... 8
2. Нормативные ссылки..... 8
3. Определения..... 11
4. Общие положения..... 12
5. Инженерные изыскания..... 16
6. Экологические требования при проектировании и устройстве оснований, фундаментов, подземных и заглубленных сооружений..... 21
7. Фундаменты мелкого заложения..... 22
8. Свайные фундаменты..... 25
9. Основные принципы проектирования подземных и заглубленных сооружений..... 43
10. Подпорные стены и ограждения котлованов..... 47
11. Строительное водопонижение, гидроизоляция и дренаж..... 52
12. Усиление оснований и фундаментов..... 64
13. Контроль качества строительства..... 67
14. Геотехнический мониторинг..... 72

Приложение А. Формы технических заданий на производство инженерно-геологических изысканий..... 76

Приложение Б. Нормативные значения характеристик грунтов, определяемые методом статического зондирования..... 79

Приложение В. Схематические карты инженерно-геологического районирования г. Москвы по степени опасности проявления

карстово-суффозионных процессов и по степени проявления оползневых процессов..... 84
Приложение Г. Расчетные сопротивления грунтов оснований..... 86
Приложение Д. Определение расчетного сопротивления грунта оснований фундаментов мелкого заложения по результатам статического зондирования и учет осадки консолидации на глинистых грунтах..... 87
Приложение Е. Уплотнение и закрепление грунтов..... 90
Приложение Ж. Номенклатура забивных железобетонных свай и буронабивных свай..... 93
Приложение И. Расчет осадки комбинированных свайно-плитных (КСП) фундаментов..... 95
Приложение К. Расчет горизонтальных перемещений свайных Фундаментов..... 99
Приложение Л. Уровень ответственности сооружений в г. Москве..... 105
Приложение М. Основные нелинейные модели, используемые для определения контактных напряжений..... 107
Приложение Н. Зависимость бокового давления грунта от горизонтальных перемещений конструкций..... 108

ВВЕДЕНИЕ

Москва является одним из крупнейших мегаполисов мира. Ее население составляет около 10 млн. человек, а площадь - более 1000 кв. км.

Естественные и антропогенные процессы, происходящие на территории города, создают сосредоточенное воздействие на геологическую среду города, вызывая в ней необратимые изменения. Возникающие в геологической среде опасные процессы приводят к деформации зданий и сооружений, ускоренному разрушению подземных коммуникаций, резкому ухудшению экологической обстановки, увеличивается риск возникновения чрезвычайных ситуаций.

Инженерно-геологические условия значительной части территории Москвы являются сложными и неблагоприятными для строительства вследствие развития негативных инженерно-геологических процессов, среди которых можно выделить: изменение гидрогеологических условий, в частности подтопление территории, карстово-суффозионные процессы, оползни, оседание земной поверхности.

Гидродинамические процессы, связанные с воздействием поверхностных и подземных вод, проявляются как в формировании депрессионных воронок, так и подтоплении, которое охватывает около 40 % территории города.

Почти на всей территории города развиты техногенные отложения. В центральной части Москвы на поверхности залегают техногенные отложения средней толщиной около 3 м на водоразделах и до 20 м в понижениях рельефа. Для этой толщи характерны слоистость, наличие включений, каменистость, загрязненность рядом химических элементов,

щелочность. Местами этот слой насыщен отходами строительного производства: цементом, бетоном, металлическими предметами и перекрыт асфальто-бетонным покрытием.

Следует также отметить загрязнение поверхностных слоев грунта города вредными для человека химическими элементами и другими отходами. Опасный уровень загрязнения отмечается на 25 % территории города, главным образом в центральной и восточной его части.

Неблагоприятная инженерно-геологическая обстановка на территории Москвы, требует рассмотрения проблем экологического и геологического риска, что делает обязательным при проектировании и строительстве предусматривать мероприятия по снижению интенсивности развития опасных геологических процессов и повышению стабильности геологической среды. Разработка таких мероприятий должна производиться в составе проекта и основываться на результатах комплексного мониторинга состояния окружающей среды на стадии инженерных и инженерно-экологических изысканий. Эти изыскания должны выполняться по соответствующим нормативным документам. На их основе должны быть даны следующие прогнозы: 1) прогноз изменения физико-механических и фильтрационных свойств грунтов; 2) прогнозы техногенных изменений поверхностной и подземной гидросферы; 3) прогноз развития экзогенных геологических процессов, особенно в части специфических структурно-неустойчивых грунтов.

Мониторинг должен проводиться на стадии строительства и последующей эксплуатации. Этот мониторинг обеспечивает получение данных о ходе выполнения проекта и изменениях в окружающей среде,

а для сложных объектов является также источником информации для принятия решений в ходе научного сопровождения строительства.

В настоящих территориальных строительных нормах на проектирование оснований, фундаментов и подземных сооружений дополнены действующие федеральные нормы проектирования с учетом условий Москвы. Приведенные в нормах требования являются обязательными для всех организаций, осуществляющих проектирование для Москвы, поскольку эти требования обеспечивают, как правило, более экономичные решения. Технические решения, которые не рассматриваются в настоящих нормах, должны приниматься по действующим федеральным нормам.

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящие нормы разработаны для Москвы в соответствии с требованиями СНиП 10-01 в развитие федеральных нормативных документов в строительстве (СНиП 2.02.01 и СНиП 2.02.03) и распространяются на проектирование оснований и фундаментов вновь строящихся и реконструируемых зданий и сооружений, заглубленных и подземных сооружений.

1.2 Нормы не распространяются на транспортные, гидротехнические и мелиоративные сооружения, магистральные трубопроводы и фундаменты машин с динамическими нагрузками, а также на подземные сооружения, устраиваемые закрытым способом.

2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

2.1 В настоящих нормах использованы ссылки на следующие нормативные документы:

СНиП 10-01-94	Система нормативных документов в строительстве. Основные положения
СНиП 2.01.07-85	Нагрузки и воздействия
СНиП 2.01.15-90	Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования
СНиП 2.02.01-83*	Основания зданий и сооружений
СНиП 2.02.03-85	Свайные фундаменты

СНиП 2.03.01-84*	Бетонные и железобетонные конструкции
СНиП 2.05.03-84	Мосты и трубы
СНиП 2.06.07-87	Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения
СНиП 2.06.14-85	Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод
СНиП 2.06.15-85	Инженерная защита территории от затопления и подтопления
СНиП 3.01.01-85*	Организация строительного производства
СНиП 3.02.01-87	Земляные сооружения, основания и фундаменты
СНиП 3.06.04-91	Мосты и трубы
СНиП 11-02-96	Инженерные изыскания для строительства. Основные положения
СНиП 22-01-95	Геофизика опасных природных воздействий
СП 11-102-97	Инженерно-экологические изыскания для строительства
СП 11-105-97	Инженерно-геологические изыскания для строительства (ч. I, II, III,)
ГОСТ 12248-96	Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости
ГОСТ 17623-87	Бетоны. Радиоизотопный метод определения средней плотности
ГОСТ 19804-79	Сваи железобетонные. Технические условия
ГОСТ 20276-99	Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости

ГОСТ 20522-96	Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний
ГОСТ 23061-90	Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности
ГОСТ 24846-81	Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений
ГОСТ 25100-95	Грунты. Классификация
ГОСТ 27751-88	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. Изменение № 1. БСТ № 3, 1994
МГСН 2.04-97	Допустимые уровни шума, вибрации и требования к звукоизоляции в жилых и общественных зданиях
ВСН 70-98	Организационно-технологические правила строительства (реконструкции) объектов в стесненных условиях существующей городской застройки
ВСН 490-87	Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки

Рекомендации и другие документы, регламентирующие изыскания, проектирование и строительство в Москве:

Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г. Москве, 1997.

Рекомендации по проектированию и устройству оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции гражданских зданий и исторической застройки, 1998.

Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции, 1998.

Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г. Москве, 1999.

Методика назначения объема инженерно-геологических изысканий в центре и серединной части г. Москвы, 2000.

Инструкция по проектированию и устройству свайных фундаментов зданий и сооружений в г. Москве, 2001.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Фундамент мелкого заложения	Фундамент, имеющий отношение его высоты к ширине подошвы менее четырех и передающий нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву
Подземное сооружение	Сооружение, расположенное ниже уровня поверхности земли (планировки)
Заглубленное сооружение	Часть сооружения, расположенная ниже уровня поверхности земли (планировки) и имеющая более одного этажа
Подземное сооружение, устраиваемое открытым способом	Сооружение, устраиваемое в котловане, отрываемом с поверхности земли

Комбинированный свайно-плитный (КСП) фундамент	Фундамент, состоящий из свай и железобетонной плиты, располагаемой на грунте у поверхности, или, при наличии подземных этажей, у пола нижнего этажа
Геотехнический мониторинг	Система наблюдений и контроля за состоянием и изменением грунтовых, природных и техногенных условий в процессе строительства и эксплуатации объекта
Геотехническая категория объекта строительства	Категория сложности строительства объекта, определяемая в зависимости от его уровня ответственности и сложности инженерно-геологических условий площадки
Научное сопровождение проектирования и строительства	Участие специализированных научных организаций в процессе изысканий, проектирования и строительства объекта

4. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1 Инженерные изыскания для строительства должны проводиться в соответствии с требованиями нормативных документов на изыскания и исследования строительных свойств грунтов и раздела 5 настоящих норм.

4.2 Результаты инженерных изысканий должны содержать необходимые данные для обоснованного выбора типа основания, фундаментов, заглубленных и подземных сооружений, определения глубины заложения и размеров фундаментов и габаритов несущих

конструкций подземного и заглубленного сооружения исходя из прогноза возможных изменений инженерно-геологических, гидрогеологических и экологических условий площадки в процессе строительства и эксплуатации, а также необходимые данные для оценки влияния строительства на соседние сооружения и окружающую среду.

4.3 Для определения объема работ при инженерных изысканиях, проектировании и строительстве необходимо установить категорию сложности объекта строительства, которая зависит от его уровня ответственности (ГОСТ 27751) и сложности инженерно-геологических условий (СП 11-105).

4.4 Для установления категории сложности объекта вводятся три геотехнические категории: 1 (простая), 2 (средней сложности), 3 (сложная).

Геотехническая категория объекта строительства устанавливается до начала изысканий на основе анализа материалов изысканий прошлых лет и уровня ответственности сооружения. Эта категория может быть уточнена как на стадии изысканий, так и на стадии проектирования и строительства.

4.5 Геотехническая категория объекта 1 включает сооружения пониженного (III) уровня ответственности (приложение Л) в простых и средней сложности инженерно-геологических условиях, когда отсутствуют структурно-неустойчивые грунты и опасные геологические процессы.

Геотехническая категория объекта 2 включает сооружения повышенного (I) и нормального (II) уровней ответственности в простых и средней сложности инженерно-геологических условиях.

Геотехническая категория объекта 3 включает, как правило, сооружения повышенного (I) и нормального (II) уровней ответственности в сложных инженерно-геологических условиях, а также устройство

котлованов подземных и заглубленных сооружений в условиях плотной городской застройки.

4.6 Для сооружений геотехнических категорий 3 и сооружений повышенного уровня ответственности при геотехнической категории 2 следует предусматривать научное сопровождение проектирования и строительства и геотехнический мониторинг (см. раздел 14) для оценки надежности системы сооружение-основание, своевременного выявления дефектов, предотвращения аварийных ситуаций, оценки правильности прогнозов и принятых методов расчета и проектных решений.

4.7 В зависимости от геотехнической категории объекта применяются следующие методы, обеспечивающие ненаступление предельных состояний по несущей способности и по деформациям:

- прямой метод, в котором выполняются независимые расчеты для каждого предельного состояния;

- косвенный метод, в котором выполняется расчет для одного из предельных состояний с учетом показателей, подтверждающих, что другое предельное состояние маловероятно;

- эмпирический метод, в котором параметры фундаментов и несущих конструкций подземных сооружений назначаются на основе опыта проектирования и строительства в аналогичных условиях.

4.8 Расчеты по предельным состояниям должны проводиться с учетом усилий, воздействующих на основания и фундаменты на различных стадиях строительства и эксплуатации, при этом необходимо учитывать развитие деформаций оснований во времени, в том числе вследствие возможных опасных геологических процессов.

При проектировании следует учитывать уровень ответственности сооружения в соответствии с ГОСТ 27751 и приложением Л (настоящих норм) путем введения к нагрузке коэффициента надежности по ответственности γ_n.

Коэффициенты γ_n следует принимать:

- для I уровня ответственности - 1,0 (для уникальных сооружений - 1,2);
- для II уровня ответственности - 0,95;
- для III уровня ответственности - 0,9 (для временных сооружений - 0,8).

4.9 Необходимо также выполнять расчеты влияния проектируемого сооружения на окружающую застройку, включая все сооружения, попадающие в зону влияния нового строительства.

В том случае, если строительство объекта оказывает влияние на существующие здания и сооружения более высокой геотехнической категории, геотехническая категория проектируемого объекта должна быть повышена до геотехнической категории сооружения, на которое оказывается влияние.

4.10 При проектировании новых и реконструируемых зданий и сооружений необходимо учитывать воздействие вибраций, передающихся через грунт от промышленных и транспортных источников и строительных машин (МГСН 2.04).

4.11 При проектировании сооружений должны быть предусмотрены мероприятия, обеспечивающие инженерную экологическую защиту прилегающей территории, в том числе от подтопления, загрязнения грунтов и подземных вод промышленными и бытовыми стоками и пр., а также защиту близлежащих зданий и сооружений от недопустимых деформаций.

5. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ

5.1 Инженерные изыскания на территории Москвы должны проводиться в соответствии с требованиями СНиП 11-02, СП 11-105 и ГОСТ 25100 и удовлетворять требованиям настоящих норм.

5.2 Изыскания помимо комплексного изучения инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства должны предусматривать проведение инженерно-экологических изысканий в соответствии требованиями СНиП 11-02 и СП 11-102, при этом необходимо определять уровни радиоактивного, токсико-химического и бактериологического загрязнения грунтов и подземных вод, оценивать радоноопасность площадки строительства (СП 11-102).

5.3 Инженерные изыскания должны выполняться на основе технического задания на производство изысканий, выданного организацией-заказчиком. Формы технических заданий для нового строительства, при реконструкции существующих зданий и для подземных и заглубленных сооружений приведены в приложении А.

5.4 При проведении изысканий и анализе их результатов необходимо использовать материалы ранее выполненных изысканий. При этом следует учитывать срок проведения изысканий прошлых лет в связи с возможными изменениями гидрогеологических условий и свойств грунтов.

Техническое задание должно быть согласовано организацией, проектирующей основания, фундаменты и подземные сооружения (СНиП 11-02).

5.5 При составлении программы и проведении изысканий необходимо учитывать геотехническую категорию объекта строительства (*пп.* 4.4 и 4.5). В зависимости от геотехнической категории объекта назначают методы испытаний грунтов для определения их расчетных характеристик.

5.6 *Для объектов геотехнической категории 1* характеристики грунтов могут быть назначены по материалам изысканий прошлых лет, таблицам СНиП 2.02.01 , результатам зондирования в соответствии с таблицами СП 11-105 и настоящих норм (приложение Б).

5.7 Для объектов геотехнических категорий 2 и 3 характеристики грунтов должны устанавливаться на основе непосредственных испытаний грунтов в полевых и лабораторных условиях:

- испытания штампом, прессиометром, зондированием - в полевых условиях;

- испытания на одноплоскостной срез, трехосное сжатие, одноосное сжатие (для полускальных и скальных грунтов), компрессию и фильтрацию, определение состава грунтов и воды - в лабораторных условиях.

В результате статистической обработки частных значений характеристик грунтов по ГОСТ 20522 должны быть вычислены их нормативные и расчетные значения.

Прочностные характеристики песков и глинистых грунтов допускается принимать при соответствующем обосновании по таблицам СНиП 2.02.01.

Несущую способность висячих забивных свай следует определять по данным статического зондирования грунтов в соответствии со СНиП 2.02.03 и настоящими нормами.

5.8 Для объектов геотехнической категории 3 дополнительно к требованиям п. 5.7 должны быть определены состав и свойства специфических грунтов и проведены все необходимые исследования, связанные с развитием опасных геологических и инженерно-геологических процессов. Должны выполняться опытно-фильтрационные работы, стационарные наблюдения и другие специальные работы и исследования в соответствии с техническим заданием и программой изысканий, а также привлекаться специализированные научные организации.

Несущую способность забивных и буронабивных свай следует уточнять по результатам их испытаний статической нагрузкой.

5.9 При изысканиях для проектирования свайных фундаментов из висячих свай глубина проходки выработок и исследований грунтов должна быть не менее чем на 10 м ниже проектируемой глубины погружения свай, а для объектов выше 12 этажей половина всех выработок должна иметь глубину не менее ширины объекта.

Для свайно-плитных фундаментов глубина проходки выработок и исследований грунтов должна быть ниже концов свай на величину ширины плиты, но не менее чем на 15 м.

5.10 В качестве несущего слоя для свайных фундаментов на территории Москвы могут служить скальные грунты, пески разной крупности средней плотности и плотные, и глинистые грунты от твердой до тугопластичной консистенции.

5.11 Для подземных и заглубленных сооружений в зависимости от их особенностей и вида при полевых и лабораторных исследованиях физико-механических свойств грунтов по специальному заданию могут

определяться дополнительные специфические характеристики, необходимые для расчетов оснований сооружений и их конструкций, а также применяться геофизические и другие методы.

5.12 Инженерно-экологические изыскания должны быть направлены:

а) на получение исходных данных о фактическом экологическом состоянии участка застройки, необходимых для проектирования и реализации мероприятий по приведению этого состояния в соответствие с требованиями санитарных норм;

б) на получение исходных данных, необходимых для проектирования и реализации мероприятий по противорадоновой защите зданий;

в) на оценку влияния строительства и эксплуатации сооружений на окружающую среду.

5.13 При изысканиях для реконструкции существующих сооружений необходимо выполнить следующие работы:

-установить изменение инженерно-геологических условий за период строительства и эксплуатации сооружения, включая изменение характеристик грунтов;

-установить характер и причины имеющихся деформаций сооружений;

-провести путем проходки шурфов обследование оснований фундаментов и состояния фундаментных конструкций;

-провести необходимые инженерно-геологические работы (бурение, зондирование, отбор монолитов из шурфов и скважин, лабораторные исследования и др.) для установления фактических характеристик грунтов.

Глубина шурфов должна быть на 0,5-1 м ниже подошвы вскрываемого фундамента. В шурфах монолиты необходимо отбирать непосредственно из под подошвы фундамента и из стенок шурфа.

При проходке шурфов должны быть выполнены мероприятия по предохранению грунтов основания существующих фундаментов от разрыхления, замачивания, промерзания и т.п.

5.14 К специфическим грунтам на территории Москвы относятся рыхлые пески, набухающие, пучинистые и слабые (текучепластичные и текучие) глинистые грунты, органо-минеральные, органические и техногенные грунты. Характеристики специфических грунтов должны определяться в результате непосредственных испытаний.

При наличии в основании сооружения водонасыщенных мелких и пылеватых песков, органо-минеральных и органических грунтов возможно проявление виброползучести, а для водонасыщенных пылеватых песков – плывунных свойств. В этих случаях необходимо проведение исследований по специальной методике.

5.15 К опасным геологическим процессам на территории Москвы относятся современные движения земной коры, эрозия, карстово-суффозионные провалы и просадки, оползни, подтопление, образование различных техногенных и других слабых грунтов и техногенных полей.

Схематические карты инженерно-геологического районирования территории Москвы по степени опасности проявления карстово-суффозионных процессов и по степени проявления оползневых процессов приведены в приложении В.

6. ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И УСТРОЙСТВЕ ОСНОВАНИЙ, ФУНДАМЕНТОВ, ПОДЗЕМНЫХ И ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

6.1 При проектировании и устройстве оснований, фундаментов, подземных и заглубленных сооружений должны быть учтены особенности экологической обстановки на участке строительства, дан прогноз ее изменения с учетом ожидаемого строительства и разработаны необходимые инженерные решения для защиты человека от вредных воздействий окружающей среды или улучшения экологической обстановки. При выборе вариантов проекта необходимо учитывать приоритетность решения экологических проблем и факторы, ухудшающие условия жизни человека.

6.2 При разработке проектных решений должны быть решены, в зависимости от природных и градообразующих условий, противооползневые и водозащитные мероприятия, мероприятия по защите от проявления карста и грунтов от загрязнений, решены вопросы отвалов загрязненного грунта и сохранения растительного слоя (СНиП 2.01.15). При строительстве на радоноопасных площадках должна предусматриваться противорадоновая защита подземных конструкций (СНиП 22-01).

6.3 При оценке экологической обстановки необходимо учитывать возможное изменение уровня подземных вод на застраиваемой территории (понижение при откачке и за счет дренажа, подтопление от действия различных факторов), которое может вызвать деформации грунтового массива, опасные для существующих и строящихся зданий и сооружений.

6.4 При возможном поступлении к объекту строительства загрязненных поверхностных вод проектом должно быть предусмотрено строительство защитных сооружений с тем, чтобы исключить или уменьшить поступление загрязненных вод на площадку, их инфильтрацию в грунт, уменьшить или исключить эрозию грунта.

6.5 В проекте следует учесть влияние устройства противофильтрационных завес на изменение уровня и направления движения подземных вод, а также на возможные дополнительные деформации близрасположенных зданий и сооружений.

6.6 В проект строящегося объекта должен быть включен раздел по организации геоэкологического мониторинга в соответствии с разделом 14.

7. ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

7.1 Глубина заложения фундаментов должна приниматься согласно СНиП 2.02.01.

Расчетное сопротивление грунтов оснований R_0 для назначения предварительных размеров фундаментов, а для объектов геотехнической категории 1 для окончательных расчетов допускается принимать согласно приложению Г.

Значения R_0 для указанных выше условий могут быть определены также по результатам статического зондирования в соответствии с приложением Д.

7.2 Расчет деформаций фундаментов мелкого заложения производится по указаниям СНиП 2.02.01.

При необходимости разделения осадки на глинистых грунтах на мгновенную и осадку консолидации может быть использован метод, изложенный в приложении Д.

7.3 При расчете плитных фундаментов предварительный размер плиты принимается исходя из габаритов сооружения и из условия

$$p \leq R_0, \qquad (7.1)$$

где p - среднее давление по подошве плиты;

R_0 - расчетное сопротивление грунта основания (приложение Г).

7.4 При расчете плитного фундамента допускается не учитывать влияние на перераспределение усилий в фундаменте реактивных касательных напряжений по его подошве.

Допускается использование приближенных приемов учета нелинейных и неупругих деформаций основания и выполнение расчета плитного фундамента в предположении линейно-упругого деформирования материала фундамента и элементов надфундаментной конструкции.

7.5 Расчет системы основание - фундамент - сооружение следует выполнять с учетом последовательности возведения сооружения.

Допускается расчет системы основание-фундамент-сооружение выполнять как совместно, так и раздельно по элементам системы, используя метод последовательных приближений.

При расчете плитного фундамента допускается использовать расчетную схему основания, характеризующуюся переменным коэффициентом жесткости, учитывающим неоднородность в плане и по глубине и распределительную способность основания.

7.6 При необходимости улучшения прочностных и деформационных характеристик грунтов основания следует руководствоваться следующим.

При наличии в основании сооружений слабых грунтов (рыхлых песков, глинистых грунтов текучепластичной и текучей консистенции, органо-минеральных и органических грунтов), а также сильно набухающих грунтов применяются следующие мероприятия: грунтовые подушки, свайные фундаменты или песчаные сваи; при пылеватых и мелких песках рыхлых с плотностью сухого грунта до 1,65 т/м^3 - уплотнение грунтов; при несвязных грунтах с коэффициентами фильтрации более 0,5 м/сутки – различные методы закрепления грунтов; при наличии трещиноватых скальных грунтов - метод цементации.

7.7 Для объектов геотехнической категории 3 следует проводить опытные работы по преобразованию свойств грунтов выбранным методом.

7.8 Необходимая степень уплотнения грунтов устанавливается в зависимости от последующего использования уплотненных грунтов, нагрузок, передаваемых на них от сооружений, возможных изменений температурно-влажностного режима уплотненного грунта, климатических условий, условий производства работ и пр.

При отсутствии результатов лабораторных и полевых испытаний уплотненного грунта необходимую степень уплотнения, значения модулей деформации и расчетных сопротивлений оснований из уплотненных грунтов для объектов геотехнической категории 1 допускается принимать по приложению Е.

7.9 Инъекционное, буросмесительное закрепление грунтов и использование геокомпозитов с целью устройства фундаментов и подземных конструкций из закрепленных массивов допускается при применении способов, обеспечивающих необходимые прочностные и другие физико-механические свойства закрепленных грунтов.

Рекомендуемые способы химического закрепления грунтов и области их применения приведены в приложении Е.

Химически закрепленные грунты не могут быть использованы как гибкие фундаменты и конструкции.

8. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

8.1 Основными типами свай заводского изготовления, погружаемых тем или иным способом, применение которых эффективно при строительстве в Москве, являются:

- забивные железобетонные сваи квадратного сплошного сечения, погружаемые в основание забивкой без выемки грунта или в лидерные скважины;

- железобетонные сваи-оболочки (полые круглые), погружаемые вибропогружателями без выемки или с частичной выемкой грунта при соответствующем обосновании;

- винтовые сваи, состоящие из металлической винтовой лопасти и трубчатого металлического ствола (трубы) со значительно меньшей по сравнению с лопастью площадью поперечного сечения, погружаемые в основание завинчиванием в сочетании с вдавливанием;

- бурозавинчивающиеся сваи, представляющие собой металлическую трубу со спиральной навивкой, погружаемые в основание завинчиванием в сочетании с вдавливанием;

- вдавливаемые железобетонные сваи квадратного сплошного сечения и металлические трубчатые сваи, погружаемые в основание вдавливанием.

8.2 Номенклатура забивных свай и свай-оболочек приведена в приложении Ж, при этом для обоих типов выделены составные сваи и сваи-колонны.

8.3 Применение вместо традиционных железобетонных свай сечением 30х30 см свай большого сечения, полых круглых свай, свай-колонн, а также составных свай различного типа более эффективно. При этом следует принимать во внимание, что длина цельных свай ограничена 12 м по условиям их транспортировки в городе Москве.

При применении составных свай и наличии в основании слоя погребенного органо-минерального или органического грунта фундаменты должны быть запроектированы таким образом, чтобы стыки составных свай располагались на расстоянии не менее 3 м от подошвы слоя такого грунта.

8.4 Для винтовых свай диаметр винтовой лопасти составляет 40, 60, 80 и 100 см, наружный диаметр ствола – примерно в три раза меньше.

8.5 Для бурозавинчивающихся свай наружный диаметр металлических труб, используемых в качестве их стволов, составляет от 10 до 60 см, а длина не превышает 12 м. Спиральная навивка представляет собой непрерывный металлический стержень треугольного, квадратного или круглого сечения (например, арматуру) шириной (0,04-0,06) d, приваренный к металлической трубе с шагом (0,5-1,0) d, где d – наружный диаметр трубы.

8.6 Для вдавливаемых свай ширина грани железобетонных квадратных свай составляет 20, 25 и 30 см, а наружный диаметр металлических трубчатых свай изменяется в диапазоне от 15 до 32,5 см. Вдавливание таких свай (особенно металлических) может осуществляться отдельными секциями.

8.7 Основными типами свай, изготавливаемых непосредственно на площадке, применение которых эффективно при строительстве в городе Москве, являются:

- буронабивные железобетонные сваи сплошного сечения с уширениями и без них, устраиваемые путем бурения скважин, изготовления при необходимости уширения и последующего их бетонирования;

- буроинъекционные сваи, устраиваемые в пробуренных скважинах путем нагнетания в них (инъекции) мелкозернистой бетонной смеси или цементно-песчаного раствора, либо буроинъекционные сваи РИТ, ствол которых формируется по разрядно-импульсной технологии электрическими разрядами.

8.8 Номенклатура буронабивных свай приведена в приложении Ж. Сваи должны изготавливаться из тяжелого бетона класса не ниже В15.

8.9 Диаметр буроинъекционных свай составляет от 15 до 25 см, длина – до 40 м.

8.10 Для уменьшения общей и неравномерной осадок сооружений с большой нагрузкой на фундамент следует при проектировании рассмотреть вариант использования комбинированного свайно-плитного фундамента, состоящего из железобетонной плиты, располагаемой на грунте у

поверхности или, при наличии подземных этажей, у пола нижнего этажа, и жестко связанных с плитой свай. Применяются буронабивные сваи диаметром 0,8-1,2 м, а также квадратные забивные сваи сечением не менее 30х30 см.

Длину свай следует принимать от 0,5 B до B (B – ширина фундамента), а расстояние между сваями – от 5 до 7 диаметров или ширин грани сваи в зависимости от геотехнической категории объекта, по результатам расчета.

Определение несущей способности свай

8.11 Несущая способность свай, за исключением бурозавинчивающихся, при применении расчетных методов определяется согласно требованиям раздела 4 СНиП 2.02.03.

8.12 Несущую способность бурозавинчивающихся свай F_d, кН, определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c \, (\gamma_{cR} \, R \, A + u \sum \gamma_{cf} \, f_i \, h_i), \qquad (8.1)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, определяемое по формуле 8.2;

A - площадь поперечного сечения ствола сваи, брутто, м^2;

u - периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление i-го слоя грунта на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 2 СНиП 2.02.03;

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

γ_{cR} – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемый $\gamma_{cR} = 0,8$;

γ_{cf} - 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.

Расчетное сопротивление грунта R следует определять по формуле

$$R = \alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h, \qquad (8.2)$$

где α_1, α_2 - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 8.1 в зависимости от расчетного угла внутреннего трения грунта φ_1 основания;

c_1 – расчетное значение удельного сцепления грунта основания, кПа;

γ_1 - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м^3, залегающих выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды);

h - глубина погружения сваи, м.

8.13 Несущую способность всех видов свай по результатам полевых испытаний определяют по требованиям раздела 5 СНиП 2.02.03.

При использовании статического зондирования несущая способность свай может быть определена по указаниям пп. 8.14-8.16.

Таблица 8.1

Расчетное значение угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ_I град.	Коэффициенты		Расчетное значение угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ_I, град.	Коэффициенты	
	a_1	a_2		a_1	a_2
13	7,8	2,8	24	18,0	9,2
15	8,4	3,3	26	23,1	12,3
16	9,4	3,8	28	29,5	16,5
18	10,1	4,5	30	38,0	22,5
20	12,1	5,5	32	48,4	31,0
22	15,0	7,0	34	64,9	44,4

8.14 Значение расчетного сопротивления (несущей способности) отдельной сваи в точке зондирования F_d^o, кН, определяемое без использования данных о сопротивлении грунта на боковой поверхности зонда, вычисляется по формулам:

а) для забивной сваи

$$F_d^o = \beta_1 q_c A + u \Sigma f_i h_i, \qquad (8.3)$$

где β_1 – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемый по табл. 8.2;

q_c – сопротивление конуса зонда на уровне подошвы сваи, определяемое на участке 1d выше и 4d ниже подошвы сваи, кПа;

A – площадь подошвы сваи, м^2;

u – периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i – среднее сопротивление i-го слоя грунта, кПа, принимаемое по табл. 8.2 в зависимости от сопротивления зонда q_c, МПа;

h_i - толщина i-го слоя грунта, м;

d - диаметр сваи, м.

Таблица 8.2

Значения	Значения q_c, МПа					
	1	2,5	5	7,5	10	12
f_i, кПа	20	30	45	60	70	80
β_1	0,35	0,30	0,25	0,20	0,20	0,20

б) для буронабивной сваи

$$F_d^o = RA + u\,\Sigma\gamma_{cf} f_i h_i, \qquad (8.4)$$

где R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл. 8.3 в зависимости от среднего сопротивления конуса q_c, кПа, на участке, расположенном в пределах от одного диаметра выше до двух диаметров ниже подошвы проектируемой сваи;

A - площадь опирания сваи на грунт, м;

u – периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i - среднее значение расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи, кПа, на расчетном участке h_i сваи, определяемое по данным зондирования в соответствии с табл. 8.3;

h_i - толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, которая должна приниматься не более 2 м;

γ_{cf} - коэффициент, зависящий от технологии изготовления сваи и принимаемый:

а) при сваях, бетонируемых насухо, равным 1;

б) при бетонировании под водой, под глинистым раствором, а также при использовании обсадных инвентарных труб, равным 0,7.

8.15 Несущая способность F_d, кН, свай по результатам их расчетов по формулам (8.3) и (8.4), основанным на данных статического зондирования конусом, определяется как среднее значение из частных значений F_d^o для всех точек зондирования, которых должно быть не менее шести.

8.16 При определении несущей способности сваи по результатам статического зондирования следует провести контрольный расчет в соответствии с п. 8.11. При расхождениях в полученных значениях несущей способности свай более 25 % следует провести статические испытания не менее 2 натурных свай.

Таблица 8.3

Сопротивление конуса зонда q_c, кПа	Расчетное сопротивление грунта под нижним концом буронабивной сваи R, кПа		Среднее значение расчетного сопротивления на боковой поверхности сваи f_i, кПа	
	Пески	Глинистые грунты	Пески	Глинистые грунты
1000	-	200	-	15
2500	-	580	-	25
5000	900	900	30	35
7500	1100	1200	40	45
10000	1300	1400	50	60
12000	1400	-	60	-
15000	1500	-	70	-
20000	2000	-	70	-

Примечания

1 Значения R и f_i для промежуточных значений q_c, определяются по линейной интерполяции

2 Приведенные в таблице значения R и f_i относятся к буровым сваям диаметром 600-1200 мм, погруженным в грунт не менее чем на 5 м При возможности возникновения на боковой поверхности сваи отрицательного трения значения f_i для оседающих слоев принимают со знаком "минус"

3 При принятых в таблице значениях R и f_i осадка сваи при расчетной нагрузке F_d не превышает $0{,}03d$

8 17 В развитие п 5 4 СНиП 2 02 03 в случае, если число свай n, испытанных статической нагрузкой на вдавливание в одинаковых грунтовых условиях, составляет менее шести (3-5), следует использовать результаты статического зондирования для оценки коэффициента вариации опытных данных, и определять несущую способность по формуле

$$F_d = \Sigma F_u / n \gamma_{gs}, \qquad (8.5)$$

где $\Sigma F_u / n$ - среднее значение предельного сопротивления по испытаниям 3-5 свай;

F_u - частное значение предельного сопротивления сваи;

γ_{gs} - коэффициент надежности по грунту, определяемый по результатам зондирования по формуле

$$\gamma_{gs} = 1 + V_s, \qquad (8.6)$$

где V_s - коэффициент вариации результатов зондирования, определяемый по формуле

$$V_s = \frac{n_s}{\sum F_{si}} \sqrt{\frac{\sum (F_{si} - F_s)^2}{n_s}}, \qquad (8.7)$$

где F_{si} и F_s - соответственно частные и среднее значения несущей способности свай, определенные по результатам зондирования;

n_s - число точек зондирования (не менее шести).

При двух испытаниях свай несущую способность следует принимать равной меньшему значению из результатов испытаний, а коэффициент надежности по грунту $\gamma_g = 1$.

Расчет осадок, кренов и горизонтальных перемещений свай и свайных фундаментов

8.18 Расчет осадки и крена свайного фундамента следует производить в соответствии с пп. 8.19-8.33, а горизонтальных перемещений – в соответствии с п. 8.34 и приложением К.

8.19 Расчет осадок свайных фундаментов (из отдельных свай, кустов свай) следует производить исходя из условия

$$s \le s_u , \tag{8.8}$$

где s - совместная деформация сваи, свайного фундамента и сооружения, определяемая расчетом;

s_u - предельное значение средней осадки фундамента здания или сооружения, принимаемое по указаниям СНиП 2.02.01.

8.20 Осадку s_1, м, одиночной висячей сваи определяют на основе решения, полученного численными методами, по формуле

$$s_1 = \frac{P\ I_s}{E_{SL}\ d}, \tag{8.9}$$

где P - расчетное значение нагрузки на сваю, кН;

I_S - коэффициент осадки, зависящий от отношения l/d длины сваи к ее диаметру (или стороне квадратной сваи) и от относительной жесткости сваи $\lambda = E_P/E_{SL}$, где E_P - модуль упругости материала сваи;

E_{SL} - модуль деформации грунта, который в рассматриваемом

решении следует определять на уровне подошвы сваи, если ниже подошвы сваи нет слабых грунтов, кПа;

d - диаметр или сторона квадратной сваи, м.

8.21 Коэффициент осадки в формуле (8.9) для сваи, принимаемой несжимаемой, определяют по формуле

$$I_s = \frac{2,6}{\frac{l}{d} + 4} \qquad (8.10)$$

Значения коэффициента I_S для сжимаемой сваи принимаются по табл. 8.4.

8.22 При расчете осадки сваи значение модуля деформации грунта E_{SL} определяется по результатам полевых испытаний грунтов сваей при применении на объекте более 100 свай.

При использовании результатов статического зондирования для расчета осадки принимаются значения модуля деформации E_{SL} грунта в зависимости от сопротивления зондированию q_c:

- в песках - $E_{SL} = 6\ q_c$;
- в глинистых грунтах при расчете буровых свай - $E_{SL} = 10\ q_c$;
- в глинистых грунтах при расчете забивных свай - $E_{SL} = 12\ q_c$;

8.23 Осадка куста свай при расстояниях между сваями (3-4)d определяется как осадка условного массивного фундамента на естественном основании согласно требованиям раздела 6 СНиП 2.02.03.

При расстояниях между сваями в кусте до 7d, при однородных или улучшающихся с глубиной грунтах основания, расчет осадки куста свай также выполняется по методике, учитывающей взаимовлияние свай в кусте (пп. 8.24-8.27).

Таблица 8.4

l/d	Значения I_S при λ, равном		
	100	*1000*	*10000*
10	0,19	0,16	0,15
25	0,18	0,10	0,08
50	0,17	0,06	0,05
Примечание. Для промежуточных значений *l/d* и λ значения I_S определяются по интерполяции.			

8.24 Осадка куста свай s_G определяется по формуле

$$s_G = s_1 R_S, \qquad (8.11)$$

где s_1 - осадка одиночной сваи при принятой на нее нагрузке, определяемая по формуле (8.9), при этом нагрузка P принимается равной средней нагрузке на сваю в кусте;

R_S - коэффициент увеличения осадки (п. 8.25).

8.25 При использовании осадки одиночной сваи для проектирования свайных кустов и полей, следует учитывать, что осадка группы свай в результате их взаимодействия в свайном фундаменте увеличивается, что учитывается коэффициентом увеличения осадки R_S (табл.8.5).

Таблица 8.5 составлена для групп свай квадратной формы (см. графу 1 таблицы). Для групп свай прямоугольной формы следует руководствоваться тем, что они имеют одинаковую эффективность с квадратными группами при одинаковом расстоянии между сваями. Для прямоугольного фундамента значение R_S принимается при числе свай n

(графа 1), равном квадрату намечаемого количества свай на короткой стороне фундамента.

8.26 Таблица 8.5 справедлива для свай, объединенных жестким ростверком, расположенным над поверхностью грунта или на слое относительно слабых поверхностных грунтов, когда ростверк практически не влияет на осадку группы свай.

При низком ростверке со сваями под отдельные колонны (кусты свай), не связанные общей плитой, значения R_S в табл. 8.5 могут быть уменьшены за счет работы ростверка, расположенного на грунте, в зависимости от отношения расстояния a между осями свай к их диаметру d:

при $a/d = 3$ - на 10 %;

при $a/d = 5 - 10$ - на 15 %.

8.27 Проверка расчетного сопротивления грунта основания подошвы свайного ростверка производится по указаниям СНиП 2.02.01.

8.28 Метод расчета осадки комбинированного свайно-плитного фундамента (КСП фундамента) приведен в приложении И.

8.29 Если под нижними концами свай залегают грунты с модулем деформации $E_{sb} \geq 20$ МПа и доля временной нагрузки не превышает 40% общей нагрузки, осадку КСП фундамента допускается определять по формуле

$$s = 0{,}12\, pB / E_{sb}, \qquad (8.12)$$

где p - среднее давление на уровне подошвы плитного ростверка;

E_{sb} - средневзвешенный модуль деформации сжимаемой толщи грунта под нижними концами свай, равной ширине ростверка B.

Таблица 8.5

Число свай n	Значения коэффициента R_S											
	$l/d = 10$; $\lambda = 100$				$l/d = 25$; $\lambda = 1000$				$l/d = 50$; $\lambda = 10000$			
	a/d				a/d				a/d			
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
4	1,40	1,30	1,20	1,10	2,45	2,00	1,80	1,70	2,75	2,25	2,00	1,80
9	2,25	2,00	1,90	1,80	3,90	3,25	2,90	2,65	4,35	3,55	3,15	2,85
16	2,85	2,50	2,35	2,25	4,90	4,10	3,65	3,30	5,50	4,50	4,00	3,60
25	3,30	3,00	2,75	2,60	5,60	4,75	4,25	3,90	6,50	5,25	4,70	4,25
36	3,70	3,30	3,10	2,90	6,40	5,35	4,80	4,30	7,20	5,85	5,25	4,70
49	4,00	3,55	3,30	3,15	6,90	5,75	5,10	4,70	7,75	6,35	5,60	5,10
100	4,70	4,20	4,00	3,70	8,20	6,80	6,10	5,50	9,20	7,50	6,70	6,00
196	5,40	4,80	4,50	4,25	9,35	7,75	7,00	6,35	10,50	8,60	7,65	6,90
400	6,15	5,50	5,10	4,85	10,60	8,85	7,90	7,20	12,00	9,80	8,70	7,80
1000	7,05	6,30	6,00	5,55	12,30	10,00	9,15	8,25	13,80	11,25	10,05	9,00

Примечание В каждом столбце при других значениях n коэффициент R_S определяется по формуле

$R_S\ (n) = 0{,}5\ R_S(100) \lg n$

8.30 Проверка расчетного сопротивления грунта основания подошвы свайного ростверка производится по формуле (7) СНиП 2.02.01 на часть нагрузки, приходящейся по расчету на плиту, считая нагрузку равномерно распределенной по жесткому ростверку.

8.31 Выполненные расчеты осадки кустов свай и КСП фундаментов должны быть сопоставлены с расчетом их осадки как условного фундамента на естественном основании в соответствии со СНиП 2.02.03.

8.32 Крен прямоугольного свайного фундамента следует определять по формуле

$$i = 8i_0(1-\nu^2)\frac{M}{\gamma_f E L^2 b}, \qquad (8.13)$$

где i_0 - безразмерный коэффициент, устанавливаемый по табл. 8.6 в зависимости от $2h/L$, где h - глубина погружения свай, и от отношения L/b.

ν - коэффициент Пуассона;

M - расчетный момент, действующий на фундамент;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

E - модуль деформации грунта в основании свай;

L и b - длина и ширина фундамента;

8.33 Крен круглого фундамента следует определять по формуле

$$i = i_0(1-\nu^2)\frac{M}{\gamma_f E r^3}, \qquad (8.14)$$

где i_0 определяется по табл. 8.7 в зависимости от отношения h/r,

(r - радиус фундамента).

8.34 При расчете горизонтальных перемещений свай следует руководствоваться приложением 1 СНиП 2.02.03.

Для объектов II и III уровня ответственности расчет горизонтальных перемещений куста свай при жестко заделанных в ростверк сваях допускается выполнять по методу, приведенному в приложении К.

Таблица 8.6

Значения $2h/L$	Значения i_0 при L/b, равном		
	0,5	2,4	5
0,5	0,37	0,36	0,28
1	0,32	0,30	0,25
3	0,30	0,22	0,18

Таблица 8.7

h/r	0,5	1,0	2,0	5,0
i_0	0,36	0,26	0,23	0,23

Примечание. В таблицах 8.6 и 8.7 значения i_0 для промежуточных значений h/L, L/b и h/r принимаются по интерполяции.

Проектирование свайных фундаментов, сооружаемых вблизи существующих зданий и сооружений

8.35 При проектировании свайных фундаментов зданий, которые должны возводиться вблизи существующих зданий и сооружений, необходимо учитывать:

- тип и конструкции фундаментов существующих зданий и сооружений, состояние их конструкций, а также наличие в них высокоточного оборудования, чувствительного к вибрации, вызываемой забивкой свай;

- допустимое расстояние от погружаемых забивкой свай до зданий и сооружений, которое должно назначаться не менее 20 м. Меньшее расстояние допускается принимать только по результатам пробной забивки свай с измерением фактических колебаний (ВСН 490-87);

- возможность подъема (выпора) поверхности грунта при забивке свай в кустах и свайных полях;

- возможность выжимания грунта из под зданий и сооружений при проходке вблизи них буровых скважин для буронабивных свай, что должно быть исключено за счет обсадки скважин и/или проходки их под глинистым (бентонитовым) раствором с сохранением уровня раствора на 2м выше уровня подземных вод при их наличии.

9. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХИ ЗАГЛУБЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

9.1 Подземные и заглубленные сооружения подразделяются по способу их устройства на возводимые открытым и закрытым* способом.

9.2 Выбор конструктивного решения и методов устройства оснований и фундаментов подземных и заглубленных сооружений следует определять с учетом:

- назначения сооружения, объемно-планировочных решений, глубины заложения;
- нагрузок, передаваемых на сооружение;
- инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства;
- условий существующей застройки и влияния на нее подземного строительства;
- взаимного влияния проектируемого сооружения и существующих подземных сооружений;
- экологических требований;
- технико-экономического сравнения вариантов проектных решений.

9.3 При строительстве подземных и заглубленных сооружений открытым способом с использованием постоянных ограждающих конструкций ("стена в грунте", буросекущиеся сваи и пр.) разведочные геологические скважины на площадке должны быть размещены по сетке не более 20х20 м или по трассе ограждающих конструкций не реже чем через 20 м

---

* Требования настоящего нормативного документа на этот способ не распространяются.

Количество разведочных скважин должно составлять не менее пяти. Инженерно-геологическое строение площадки должно быть изучено на глубину не менее 10 м ниже подошвы стены, но и не менее чем на глубину $1,5H_c$ + 5 м, где H_c - глубина заложения подошвы ограждающей конструкции. Указанная глубина должна назначаться не менее чем для 30% разведочных скважин, но не менее чем для трех скважин.

9.4 Глубина разведочных скважин должна быть не менее чем $1,5H_к$ + 5 м при строительстве открытым способом, где $H_к$ - глубина котлована.

9.5 Для проектирования заглубленных и подземных сооружений геотехнической категории 3 программа инженерно-геологических изысканий должна составляться с привлечением специализированных научных организаций.

При необходимости в ходе инженерно-геологических изысканий следует выполнять работы по исследованию напряженного состояния грунтового массива, опытному водопонижению, опытному закреплению грунтов, опытному замораживанию грунтов, устройству опытных захваток буронабивных свай или "стены в грунте", геофизические и прочие исследования.

9.6 При проектировании подземных и заглубленных сооружений, перекрывающих частично или полностью естественные фильтрационные потоки в грунтовом или скальном массиве, а также изменяющих условия и пути фильтрации подземных вод, следует выполнять прогноз изменений гидрогеологического режима площадки строительства.

9.7 Прогноз изменений гидрогеологического режима и напряженно-деформированного состояния грунтового массива при проектировании сооружений геотехнической категории 2 и 3, возводимых открытым способом, следует выполнять путем математического моделирования с использованием нелинейных моделей механики сплошных сред численными методами.

Примечание. Математическое моделирование изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива допускается не проводить при расположении существующих зданий и сооружений на расстоянии более $2H_к$ для сооружений геотехнической категории 2 и на расстоянии более $3H_к$ для сооружений геотехнической категории 3, где $H_к$ - глубина котлована.

Контактные напряжения и боковое давление грунта на подземные и заглубленные сооружения

9.8 При расчете нормальных и касательных напряжений на контакте грунтового массива и конструкций подземных и заглубленных сооружений (контактные напряжения) следует, как правило, использовать нелинейные модели механики сплошных сред или нелинейные контактные модели. Выбор моделей следует осуществлять в зависимости от вида грунтов, а также от особенностей решаемой задачи. Основные классы моделей приведены в приложении М.

Примечания:

1. Для определения контактных напряжений допускается использовать модели линейно-деформируемого полупространства, а также линейные контактные модели.

2. При использовании специализированных программ для ЭВМ результаты расчетов должны быть сопоставлены с расчетами по замкнутым формулам.

9.9 При соответствующем обосновании в расчетах допускается использование методов, в которых давление грунтов на конструкции подземных сооружений рассматривается как сумма заданного активного давления и реактивного отпора основания.

9.10 При использовании методов расчета, указанных в п. 9.9, значения активного давления грунта на конструкции подземных сооружений следует определять в зависимости от инженерно-геологического строения площадки, способа возведения сооружения, глубины его заложения, габаритов и конструктивных особенностей сооружения. В этом случае вертикальное давление грунта следует определять по указаниям СНиП 2.05.03.

При проектировании подземных сооружений в насыпи или широком котловане с обратной засыпкой следует учитывать возможность превышения вертикальным давлением грунта значений бытового давления грунта.

9.11 Боковое давление грунта на конструкции подземных сооружений, устраиваемых открытым способом, следует определять в зависимости от инженерно-геологического и гидрогеологического строения площадки с учетом внешних нагрузок на грунтовый массив, возможных перемещений и деформаций конструкций, а также порядка и технологии выполнения работ по устройству конструкций.

Зависимость значений бокового давления грунта от величины горизонтальных смещений конструкций допускается принимать в соответствии с приложением Н.

Значения активного давления p_a, бокового давления грунта в состоянии покоя p_o и пассивного давления p_p допускается определять в соответствии с требованиями СНиП 2.06.07.

Значения реактивного давления грунта следует определять в соответствии с указаниями п. 9.8.

10. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ И ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНОВ

10.1 Подпорные стены и ограждения котлованов в зависимости от конструкции подразделяются на:

- гравитационные, устойчивость которых обеспечивается собственным весом конструкций и грунта засыпки. К гравитационным относятся массивные, уголковые и ячеистые подпорные стены;
- гибкие, устойчивость которых обеспечивается заделкой в грунтовом массиве, анкерными и распорными конструкциями. К гибким относятся "стены в грунте", шпунтовые и свайные ограждения;
- комбинированные, представляющие собой сочетание первого и второго видов.

10.2 При расчете подпорных стен и ограждений котлованов по первой группе предельных состояний выполняются следующие расчеты:

- устойчивости положения стены против сдвига, опрокидывания и поворота;
- устойчивости, несущей способности и местной прочности основания;
- прочности элементов конструкций и узлов соединения;
- несущей способности и прочности анкерных элементов;

- устойчивости и прочности распорных элементов;

- фильтрационной устойчивости основания.

Во второй группе предельных состояний выполняются расчеты:

- основания, подпорных стен и их конструктивных элементов по деформациям;

- элементов конструкций стен по раскрытию трещин.

При проектировании подпорных стен, устраиваемых способом "стена в грунте", следует выполнять расчет устойчивости стенок траншеи, заполненной тиксотропным раствором.

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

10.3 При проектировании подпорных стен и ограждений котлованов следует учитывать:

- технологические особенности возведения и последовательность технологических операций;

- необходимость устройства пристенного дренажа, использования анкерных или распорных конструкций;

- возможность изменений физико-механических характеристик грунтов, связанных с процессами бурения, забивки и другими технологическими воздействиями;

- необходимость обеспечения требуемой водонепроницаемости конструкции;

- необходимость передачи на конструкцию вертикальных нагрузок;

- возможность применения конструктивных решений и мероприятий по снижению величин давлений на подпорные стены (разгружающих элементов, геотекстильных материалов, армированного грунта и пр.).

10.4 Глубина заложения подпорных стен должна определяться статическими расчетами.

При проектировании подпорных стен в водонасыщенных грунтах глубину заложения стены следует назначать с учетом возможности ее заделки в водоупорный слой с целью обеспечения производства работ по экскавации грунта без применения мероприятий по водоотливу или водопонижению.

10.5 При проектировании подпорных стен, устраиваемых с обратной засыпкой грунта, расчетные значения характеристик грунтов обратной засыпки (удельного веса γ', угла внутреннего трения φ' и удельного сцепления c'), уплотненных до 0,95 от их плотности в природном сложении, допускается устанавливать по расчетным характеристикам тех же грунтов в природном сложении (γ, φ, c) в соответствии со следующими зависимостями:

$\gamma' = 0{,}95\,\gamma$; $\varphi' = 0{,}9\,\varphi$; $c' = 0{,}5c$.

10.6 При определении контактных напряжений и бокового давления грунта на подпорные стены и ограждения котлованов следует учитывать:

- внешние нагрузки и воздействия на грунтовый массив, такие как пригрузка от складируемых материалов, нагрузка от строительных механизмов, транспортная нагрузка на проезжей части, нагрузка, передаваемая через фундаменты близрасположенных зданий и сооружений, и пр.;

- отклонение граней подпорной стены от вертикали;

- наклон поверхности грунта, неровности рельефа и отклонение границ инженерно-геологических элементов от горизонтали;

- возможность устройства берм и откосов в котловане в процессе производства работ;

- прочностные характеристики на контакте стена-грунтовый массив;

- деформационные характеристики подпорной стены, анкерных и распорных элементов;

- порядок производства работ;

- возможность перебора грунта в процессе экскавации;

- дополнительные давления на подпорные стены, вызванные пучением, набуханием грунтов, а также проведением работ по нагнетанию в грунт растворов, тампонажу и пр.;

- температурные и динамические (вибрационные) воздействия.

10.7 Силы трения и сцепления на контакте стена-грунтовый массив должны определяться в зависимости от:

- значений прочностных характеристик грунта;

- гидрогеологических условий площадки;

- качества поверхности контакта и материала подпорной конструкции;

- направления и значений перемещений стены;

- технологии устройства стены;

- способности ограждающей конструкции воспринимать вертикальные нагрузки.

При отсутствии экспериментальных исследований в расчетах по первой и второй группам предельных состояний допускается принимать следующие расчетные значения прочностных характеристик на контакте стена - грунтовый массив:

- удельное сцепление $c_к = 0$;

- угол трения грунта по материалу стены $\varphi_к = \gamma_к \varphi$, где φ - угол внутреннего трения грунта, $\gamma_к$ - коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 10.1.

Таблица 10.1

Материал стены	Технология устройства и особые условия	$\gamma_к$
Бетон, железобетон	Монолитные гравитационные стены и гибкие стены, бетонируемые насухо	0,67
	Монолитные гибкие стены, бетонируемые под глинистым раствором в грунтах естественной влажности. Сборные гравитационные стены	0,5
	Монолитные гибкие стены, бетонируемые под глинистым раствором в водонасыщенных грунтах. Сборные гибкие стены, устраиваемые под глинистым раствором в любых грунтах	0,33
Металл, Дерево	В мелких и пылеватых водонасыщенных песках	0
	В прочих грунтах	0,33
Любой	При наличии вибрационных нагрузок на основание	0

10.8 При проектировании подпорных стен и ограждений котлованов с анкерными конструкциями расчетное значение несущей способности основания анкеров следует назначать после проведения опытных (не менее трех) натурных испытаний анкеров.

10.9 При проектировании конструктивных элементов подпорных стен и ограждений котлованов следует руководствоваться требованиями СНиП 2.03.01

11. СТРОИТЕЛЬНОЕ ВОДОПОНИЖЕНИЕ, ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ И ДРЕНАЖ

11.1 Проект строительного водопонижения должен решить следующие задачи:

- предотвращение поступления подземных вод в котлованы, траншеи и подземные выработки, разрабатываемые в обводненных грунтах;

- предупреждение прорывов подземных вод или выпора водоупорных слоев грунта в днище котлованов при наличии в их основании водовмещающих горизонтов с напорным режимом фильтрации;

- предотвращение неблагоприятного изменения физико-механических свойств грунтов и развития опасных процессов в грунтовой толще (карст, вымыв заполнителя, подтопление, оползни и т.п.) в связи с изменением природных гидрогеологических условий;

- организация отвода поверхностных и каптированных вод к местам сброса;

- предотвращение недопустимых осадок близлежащего грунтового массива в результате снижения уровня подземных вод, а также осадок оснований зданий и сооружений в зоне влияния водопонизительных работ, которые могут повлечь деформации конструкций;

- обеспечение стабильности экологических условий окружающей среды в связи с нарушением водного баланса на участке строительства;

- разработка мероприятий, обеспечивающих необходимый контроль качества выполняемых водопонизительных работ;

- обеспечение мониторинга окружающего грунтового массива и близлежащих зданий и сооружений в период ведения водопонизительных работ;

- обеспечение техники безопасности выполняемых работ.

11.2 Места сброса каптированных поверхностных и подземных вод должны быть согласованы в установленном порядке.

11.3 В сложных гидрогеологических условиях, когда по имеющимся материалам изысканий не представляется возможным произвести обоснованные расчеты водопонижения, проект должен предусматривать организацию опытно-производственных кустовых откачек по СНиП 2.06-14, результаты которых используются для внесения корректив в проект.

11.4 Положение пониженного УПВ под дном осушаемой выработки следует определять в зависимости от скорости восстановления уровня подземных вод за время возможного аварийного перерыва в работе водопонизительной системы.

11.5 Выбор способов водопонижения должен учитывать конструктивные особенности и размеры сооружения, особенно его подземной части, инженерно-геологические и гидрогеологические условия стройплощадки, размеры осушаемой площади, способ производства общестроительных работ в защищаемом котловане, продолжительность этих работ и другие условия.

11.6 При проектировании следует рассмотреть возможность комбинированного использования следующих способов водопонижения: водоотлив, дренаж, иглофильтры (легкие и эжекторные), скважины (открытые самоизливающиеся, поглощающие, сквозные, лучевые), электроосмос.

11.7 Иглофильтровый способ при вакуумном водопонижении (вакуум развивается в зоне фильтрового звена иглофильтра) следует применять

в малопроницаемых грунтах с коэффициентом фильтрации от 0,1 до 2 м/сутки.

11.8 Электроосмотический способ следует применять в слабопроницаемых грунтах с коэффициентом фильтрации менее 0,1 м/сутки.

11.9 Открытые, имеющие в своей полости атмосферное давление, водопонизительные скважины следует применять для понижения уровня подземных вод или снятия напора подземных вод в грунтах с коэффициентами фильтрации более 2 м/сутки.

11.10 Расчеты водопонижения следует производить для установившегося режима фильтрации во всех случаях, а для неустановившегося режима в период формирования депрессионной воронки - с охватом периода от начала откачки до установившегося режима.

11.11 Для условий неоднородного фильтрационного потока, сложного очертания контуров питания и водоприемного фронта и т.п. расчет водопонизительных систем следует производить с использованием моделирования или других специальных методов.

11.12 До начала водопонизительных работ необходимо обследовать техническое состояние зданий и сооружений, находящихся в зоне депрессионной воронки, уточнить состояние существующих подземных коммуникаций.

11.13 При понижении уровня подземных вод более 2 м, особенно в слабых глинистых грунтах, торфах, необходимо производить расчет ожидаемых осадок в зоне развития депрессионой воронки.

11.14 При устройстве заглубленных в водоносный слой и протяженных подземных сооружений, возможен барражный эффект, в

результате которого поднимается уровень подземных вод с верховой стороны и снижается с низовой стороны. Следует предусматривать мероприятия по устранению неблагоприятных последствий барражного эффекта (дренаж, противофильтрационные завесы и др.).

Гидроизоляция фундаментов и частей подземных сооружений

11.15 Конструкция гидроизоляции должна выбираться в зависимости от гидростатического напора подземных вод на уровне пола наиболее заглубленного помещения, требований заданного режима влажности помещений, грунтовых условий и агрессивности окружающей грунтовой среды. Верхнюю границу гидроизоляции стен следует принимать на 0,5 м выше максимального прогнозируемого уровня подземных вод.

11.16 При проектировании гидроизоляции следует учесть, что водонепроницаемость сооружений может быть обеспечена применением плотного монолитного бетона специального состава с пластифицирующими и водоотталкивающими добавками.

11.17 При выборе метода гидроизоляции подземных сооружений следует рассмотреть возможность применения гидроизоляций: окрасочной, битумной, битумно-полимерной, цементной штукатурной, цементной торкретной и штукатурной из холодных и горячих асфальтовых мастик, а также асфальтовой литой и пластмассовой гидроизоляций и гидроизоляции на основе бентонита и др.

При применении гидроизоляции из рулонных пластмассовых полимерных пленок могут быть использованы различные пленки -

полиэтиленовые, полипропиленовые, поливинилхлоридные, гидропластовые, стеклопластовые, стеклорубероидные и др.

11.18 Для восстановления гидроизоляции при эксплуатации сооружения рекомендуется рассмотреть возможность использования фильтрационных завес, устраиваемых путем нагнетания в грунт через инъекторы раствора битума, жидкого стекла, петролатума, различных смол.

Дренаж

11.19 Мероприятия по дренированию территории застройки должны разрабатываться на ранних стадиях проектирования, начиная с генерального плана застройки.

Проект дренирования обводненной территории должен решить следующие задачи:

- регулирование режима уровней подземных вод на территории расположения заглубленных и подземных сооружений, исключающее как поступление подземных вод в эти сооружения, так и контакт их с внешней поверхностью;

- предотвращение обводнения грунтов оснований сооружений или усиления фильтрации подземных вод, что может привести к снижению прочностных свойств грунтов и несущей способности оснований и вызвать осадки оснований;

- исключение возникновения или активного течения опасных геологических процессов (карст, суффозия, оползни);

- предотвращение или снижение интенсивности коррозии конструкций подземных сооружений и коммуникаций различного назначения;

- обеспечение стабильности экологических и требуемых санитарных условий на подтопляемых территориях;

- обеспечение мониторинга осушаемого грунтового массива.

11.20 Проектные решения по дренированию территории или устройству локальных дренажей должны содержать:

- описание исходных данных по природным условиям стройплощадки и местам отвода каптированных дренажами подземных вод;

- характеристику строящихся и существующих на дренируемой территории заглубленных и подземных сооружений и требующих защиты коммуникаций, а также технологию и сроки строительных работ по устройству дренажных систем;

- способы дренирования, обоснование их выбора, общее устройство дренажных систем, результаты фильтрационных и гидравлических расчетов, планы и продольные профили с геологическими разрезами, чертежи конструкций водозаборных и водоотводящих устройств, способы их сооружения, спецификации необходимого оборудования и материалов, решения по энерго- и водообеспечению, объемы работ и график их выполнения;

- размещение в системе мониторинга геодезических марок, наблюдательных скважин и пьезометров;

- мероприятия по стабильности экологических условий окружающей среды;

- технико-экономическое обоснование.

11.21 Дренирование грунтового массива следует предусматривать в следующих случаях:

- естественный уровень подземных вод (УПВ) с учетом его сезонного изменения расположен на отметках выше пола подземного сооружения;

- пол подземного сооружения расположен выше естественного УПВ, но не более 0,3 м;

- по техническим условиям в помещениях подземной части не должно быть сырости;

- при опасности всплытия сооружения, когда взвешивающая сила превышает массу сооружения.

11.22 Места сброса каптированных дренажной системой подземных вод с учетом их качества определяют и согласовывают с соответствующими организациями заказчик и генеральная проектная организация. В проекте следует решить вопрос о возможности использования каптированных подземных вод для хозяйственных или промышленных целей.

11.23 В проекте следует отразить мероприятия по регенерации дренажных устройств и их ремонту, расположение и конструкции наблюдательных скважин и пьезометров.

11.24 Работы по устройству дренажной системы должны быть увязаны по месту расположения и по времени с другими работами, которые требуют осушения грунта.

Глубина понижения УПВ ниже днища подземного сооружения должна быть не менее 0,5 м.

11.25 При проектировании в зависимости от местных условий и требований к ведению строительных работ на дренируемой территории

следует применять следующие типы дренажей, отличающиеся по принципу действия:

- трубчатый горизонтальный самотечный дренаж, применяемый при глубине заложения до 5-6 м;

- трубчатый горизонтальный дренаж с принудительной откачкой при расположении дренажной линии ниже места сброса;

- вакуумный горизонтальный дренаж, применяемый в малопроницаемых грунтах с целью большего снижения УПВ или сокращения общего периода осушения грунта;

- галерейный дренаж, выполняемый закрытым способом, если требуемая глубина его заложения превышает 6 м;

- пластовый площадной дренаж, применяемый как в основании сооружений для осушения или снятия напора, так и на фильтрующих откосах оползневых склонов в качестве защиты от суффозии;

- пристенный дренаж, являющийся конструктивной частью кольцевого или пластового дренажей и устраиваемый в малопроницаемых и слоистых грунтах при положении УПВ ниже подошвы подземного сооружения;

- вертикальный дренаж, включающий систему открытых водопонизительных скважин (оборудованных насосами, самоизливающихся, водопоглащающих, сквозных), располагаемых по линейной схеме или в виде групповых водозаборов;

- сопутствующий дренаж, применяемый для защиты территорий от обводнения в результате протечек из водонесущих коммуникаций и прокладываемый по линейной схеме при одно- или двухрядном исполнении;

- систематический дренаж, состоящий из ряда параллельных дрен и обеспечивающий снижение УПВ на заданной площади с учетом нормы дренирования;

- головной дренаж, перехватывающий фильтрационный поток, идущий от водораздела при расположении дренажа фронтально к потоку;

- отсечной дренаж, предотвращающий обводнение территорий в результате растекания фильтрационного потока со стороны соседних участков;

- береговой дренаж, защищающий территорию от подтопления со стороны водотока и водоема (река, озеро, водохранилище и т.п.) и располагаемый вдоль береговой линии.

Возможно применение комбинированных схем дренажей: галерейный дренаж в сочетании со сквозными скважинами; горизонтальный дренаж, сочетающий систему самоизливающихся вертикальных скважин с выходом в вакуумный коллектор (сифонный дренаж). Линейная система дренажа может применяться при одностороннем или двустороннем притоке, при одно- или двухрядном исполнении.

11.26 На территориях с существующей плотной застройкой при плановой и вертикальной неоднородности грунтов эффективным может быть осушение при помощи лучевых дренажей.

11.27 Подземные воды, просачивающиеся в подземное сооружение, построенное способом "стена в грунте", должны собираться в специальные канавки и отводиться к дренажной насосной станции, устраиваемой на нижней отметке сооружения. Отбор воды с поверхности ограждающих конструкций или в местах швов между

захватками может осуществляться дренирующим листовым материалом (енка-дрена).

11.28 Расчет дренажей должен включать фильтрационные расчеты (приток и положение сниженного УПВ), гидравлические расчеты (пропуск каптированных подземных вод через сооружения дренажа) и подбор песчано-гравийных обсыпок.

11.29 Все указанные в п.11.28 расчеты должны выполняться в соответствии с требованиями настоящих норм, а также используя "Пособие по проектированию защиты горных выработок от подземных и поверхностных вод и водопонижению при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений" (к СНиП 2.06.15).

11.30 При назначении конструктивных параметров дренажей следует обеспечить их водозахватную и водопропускную способность, достаточную прочность при воздействии внешних статических и динамических нагрузок и агрессивности подземных вод.

11.31 При проектировании уклонов дренажей следует обеспечить в трубах незаиливающие скорости воды.

11.32 Пластовый дренаж следует предусматривать двухслойным в глинистых или малопроницаемых песчаных грунтах. При дренировании скальных или полускальных пород дренаж может быть однослойным из щебня или гравия. Минимальная толщина песчаного слоя должна быть не менее 100 мм, а гравийного-150 мм.

11.33 На откосах выемок следует предусматривать однослойные дренажи.

Противофильтрационные завесы и экраны

11.34 Противофильтрационные завесы и экраны следует предусматривать для строительства:

- в сложных гидрогеологических условиях и при высоком уровне подземных вод;
- ограждений котлованов в городских условиях вблизи существующих зданий, сооружений, коммуникаций и т.п., там где использование систем водопонижения (или других способов защиты сооружения от подземных вод) может вызвать дополнительные осадки территории, осушение территории и т.п.;
- на свободных территориях при необходимости ограждения больших котлованов;
- полигонов различного рода захоронений, могильников, шламохранилищ, хвостохранилищ и т.п.

11.35 При расчете противофильтрационных завес и экранов должны учитываться действующие на них нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства и эксплуатации, а также от сооружений или зданий, опирающихся на завесы, от соседних сооружений или зданий. Для сборных элементов завес должны учитываться также нагрузки, возникающие при их изготовлении, транспортировании и монтаже.

11.36 В зависимости от конструкции и назначения сооружения следует проводить следующие расчеты:

- прочностные и фильтрационные расчеты сооружений,
- расчет на устойчивость против всплытия сооружений-экранов;
- расчет на газонепроницаемость экранов;
- расчет срока службы завес и экранов;

- расчет уплотнений и непроницаемых компенсаторов в деформационных, температурных и технологических швах завес и экранов.

11.37 Фильтрационные и прочностные расчеты выполняются с целью:

- обоснования наиболее рациональных и экономичных размеров и конструкций завес и сооружений, сопрягаемых с завесами и экранами;

- обеспечения фильтрационной устойчивости и прочности завес и экранов, а также откосов и сооружений, расположенных в зоне их влияния.

11.38 Для предварительных фильтрационных расчетов, а также для окончательных фильтрационных расчетов при несложных гидрогеологических условиях площадки строительства рекомендуется пользоваться приближенными способами решения плоской или пространственной теории фильтрации.

При объектах геотехнической категории 3, сопрягаемых с противофильтрационными завесами, параметры фильтрационного потока рекомендуется определять специальными методами моделирования, в том числе и экспериментальным путем.

11.39 Конструкция и тип противофильтрационных завес и экранов зависит от: назначения сооружения (долговечность, режим, который должен быть в изолируемом сооружении и т.п.), химических свойств и характера воздействия на него подземных вод, инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, требуемой долговечности и экологических свойств материала завес, наличия оборудования, позволяющего осуществлять стенки заданной толщины.

11.40 При проектировании противофильтрационных завес и экранов должны быть определены и в проекте указаны основные данные по технологии производства работ и указана система контроля качества. Для сооружений геотехнической категории 3 должны разрабатываться специальные регламенты на технологию устройства, контроль качества строительных работ и эксплуатацию завес.

12. УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

12.1 Усиление оснований и фундаментов осуществляется при реконструкции зданий или сооружений или ликвидации их аварийных осадок.

12.2 До начала работ по усилению фундаментов необходимо проведение подготовительных мероприятий:

- обеспечение максимального фронта работ по усилению при минимальном времени реконструкции сооружения;
- установка геодезических марок;
- установка настенных маяков на всех трещинах в несущих конструкциях;
- обеспечение доступа к фундаментам и при необходимости закладка шурфов.

12.3 Техническая эффективность усиления фундаментов реконструируемых и аварийных зданий оценивается по материалам геодезического наблюдения за их осадками и кренами.

Инструментальное геодезическое наблюдение за осадками и кренами производится не менее чем в течение года после завершения всех работ по реконструкции и ликвидации аварии и приложения всех нагрузок.

12.4 Усиление оснований и фундаментов включает следующие виды работ:

- укрепление фундаментов;
- увеличение опорной площади;
- заглубление фундаментов;
- подводка под колонны нового фундамента;
- устройство под зданием плиты;
- подведение дополнительных опор;
- усиление фундаментов вдавливаемыми сваями;
- усиление фундаментов буроинъекционными сваями;
- применение щелевых (шлицевых) фундаментов;
- закрепление грунтов оснований (цементация, силикатизация, электрохимическое закрепление и т.п.).

12.5 В реконструируемых или аварийных зданиях, имеющих длительный срок эксплуатации, в подавляющем большинстве случаев нарушена или отсутствует горизонтальная гидроизоляция. Выбор технологии восстановления горизонтальной гидроизоляции зависит от химического состава подземных вод и наличия блуждающих токов. Восстанавливаемый гидроизоляционный слой должен быть непрерывным (без разрывов) на всей изолируемой поверхности, пересекая стену и внутреннюю штукатурку.

12.6 Расчет давления на основание существующего здания при его надстройке определяется по формуле

$$p_{нов} = p_{сущ} + p_{доп} \qquad (12.1)$$

В природном состоянии расчетное сопротивление грунта R определяется согласно СНиП 2.02.01. После длительного воздействия нагрузки от массы здания на грунт основания он уплотняется, а поэтому на него можно увеличить давление до $R_{нов}$.

Тогда условие допустимости надстройки (без изменения размеров фундаментов) будет:

$$p_{нов} \le R_{нов}, \qquad (12.2)$$

где

$$R_{нов} = R\,m\,k \qquad (12.3)$$

Коэффициент m зависит от соотношения $p_{сущ} / R$ и берется из таблицы 12.1.

Таблица 12.1

Показатель	Отношение $(p_{сущ} / R)100,\%$		
	более 80	80-70	менее 70
Коэффициент m	1,3	1,15	1,0

Примечание. Коэффициент k зависит от отношения расчетной осадки s_R при давлении, равном R, к предельной осадке s_u и принимается по табл. 12.2.

Для связных грунтов при сроке эксплуатации здания менее 15 лет и $s_R > 0{,}7\,s_u$ увеличение давления на основание допускается только в пределах R. При этом должно соблюдаться требование $s_R < s_u$ и должны использоваться характеристики уплотненного грунта.

12.7 Для зданий исторической застройки конструктивное решение усиления основания и фундаментов, а также технология работ

принимаются на основе установления причин, вызвавших деформацию фундаментов.

Таблица 12.2

Грунты оснований независимо от влажности плотные и средней плотности	Значения k при отношении $(s_R / s_u)100, \%$	
	20	70
Пески крупные и средней крупности	1,4	1,0
Пески мелкие	1,2	1,0
Пески пылеватые	1,1	1,0
Связные грунты с $I_L < 0$	1,2	1,0
Связные грунты с $I_L < 0,5$ при сроке эксплуатации более 15 лет	1,1	1,0
Примечание. Для промежуточных значений (s_R / s_u) коэффициент k принимается по интерполяции.		

13. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬСТВА

13.1 Контроль качества строительно-монтажных работ должен осуществляться согласно СНиП 3.01.01.

13.2 В состав технического контроля при устройстве оснований входят:

а) проверка соответствия грунтов указанным в проекте работ, положения сооружения на местности и общей компоновки плана;

б) проверка составления исполнительного генплана площадки с отражением всех изменений, внесенных за время строительства;

в) организация и проведение измерения осадок строящегося сооружения на отдельных этапах строительства;

г) проверка устойчивости бортов и днищ котлованов, методов временных креплений откосов, влияния вскрытия котлованов на соседние сооружения;

д) проверка местоположения имеющихся коммуникаций, наличие утечек из коммуникаций канализации и водоснабжения;

е) установление контроля за работой водопонизительной и осушительной систем, выявление возможных размывов грунта и химического состава подземных вод;

ж) проверка системы сброса и качества откачиваемых вод;

з) контроль пьезометрических уровней у сооружения, (при глубоком дренаже или водопонижении или наличии барражного эффекта);

и) проверка наличия трещин, осадок и деформаций зданий и сооружений, наличие просадок грунта вблизи строящегося здания, установление их возможной связи с инженерно-геологическим строением участка (подземными рельефами и гидросетью) или с техногенными факторами;

к) организация мониторинга за температурой и влажностью грунтов вблизи сооружений с высокой температурой (котельные, горячие трубопроводы) или сооружений с большим водопотреблением или водорасходом;

л) организация в процессе строительства и по его окончании проверки герметичности основных трубопроводов и сооружений.

Указанные виды контроля должны быть предусмотрены в проектах организации строительства и в рабочей документации строительства нулевого цикла.

13.3 При проектировании и строительстве зданий и сооружений в охранной зоне городской застройки, памятников архитектуры и культуры, культовых сооружений, а также объектов геотехнической категории 3 следует дополнительно организовать сеть высокоточных геодезических наблюдений за осадками близлежащих зданий и сооружений, (мониторинг) (ГОСТ 24846).

При необходимости на участках с неблагоприятными инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями (СП 11-105) следует предусмотреть проведение детальных геофизических работ по изучению строения участка, а также мониторинг свойств грунтов в скважинах (обсадных трубах) путем измерений радиоизотопными влагомерами и плотномерами по ГОСТ 23061.

13.4 К специальным требованиям при приемке свайных фундаментов относится требование приемки в два этапа - после выполнения свайных работ и после выполнения работ по устройству ростверков.

Запрещается устройство ростверков и вывод с площадки сваебойного или бурового оборудования до устранения дефектов, выявленных в процессе осуществления авторского надзора и приемки свайного поля.

Запрещается монтаж конструкций и сооружений до приемки ростверков.

В актах приемки свайных работ и ростверков должны быть отмечены допущенные в работе отклонения, принятые по ним решения и сроки выполнения.

При сооружении буронабивных свай следует контролировать технологию работ, в том числе очистку забоя скважины, условия

площадки строительства, а также напорные подземные воды и их химический состав.

При приемке свайных ростверков необходимо обратить внимание на качество и точность установки анкерных болтов (при стальных конструкциях) или стаканообразующих вкладышей (при сборных железобетонных конструкциях).

13.5 При проектировании оснований, фундаментов и подземных сооружений следует, в тех случаях, когда это необходимо, предусматривать установку конструктивных элементов, обеспечивающих выполнение контроля качества их возведения. Выбор таких элементов должен определяться принятой в соответствии со СНиП 3.02.01 схемой операционного контроля. В указанных схемах должно предусматриваться использование современных методов неразрушающего контроля, обладающих высокой эффективностью и информативностью. К ним относятся: ультразвуковые, сейсмические, радиационные, электромагнитные, теплофизические и другие методы. Данные измерений, выполненных указанными методами, позволяют определять такие важнейшие характеристики состояния и свойств материалов и конструкций, как плотность, влажность, степень сплошности, а также значения прочностных и деформационных параметров. При операционном контроле буронабивных свай следует предусмотреть установку в каркас сваи заглушенных снизу обсадных труб для оценки сплошности ствола свай путем измерений плотности радиоизотопным методом. Получение дополнительной информации о фактических свойствах и состоянии грунтовых массивов методами неразрушающего контроля рекомендуется к использованию на стадии рабочего проектирования.

При проектировании массивных монолитных конструкций следует предусматривать установку закладных деталей, обеспечивающих выполнение контроля плотности бетонной смеси и бетона, а также прочности бетона в теле проектируемой конструкции неразрушающими методами. Наиболее эффективным является применение радиоизотопного метода определения плотности и влажности бетона и бетонной смеси в соответствии с ГОСТ 17623.

Для реализации данного способа контроля необходимо запроектировать устройство скважин или установку обсадных труб в теле массивной конструкции, например, в несущей "стене в грунте".

13.6 Объем операционного контроля должен быть предусмотрен в проекте работ с учетом требований СНиП 3.02.01. Однако при строительстве в условиях плотной городской застройки, реконструкции зданий (особенно относимых к памятникам культуры) объем операционного контроля, в особенности выполняемого методами неразрушающего контроля, должен быть увеличен в 2-3 раза в зависимости от вида сооружения и условий работ.

13.7 Инспекционный контроль выполняется по требованию заказчика в объеме, предусматриваемом проектом работ.

Методы и средства инспекционного контроля аналогичны указанным в СНиП 3.02.01.

При инспекционном контроле с целью ускорения оценки качества работ целесообразно использовать методы неразрушающего контроля.

14. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ

14.1 Геотехнический мониторинг – комплекс работ, который должен проводиться в период всего срока строительства или реконструкции и не менее, чем в течение 1 года после его завершения:

- при строительстве или реконструкции зданий и сооружений, указанных в п. 4.6, а также уникальных зданий и сооружений;

- при строительстве или реконструкции зданий и сооружений с подземной частью в условиях тесной городской застройки;

14.2 Геотехнический мониторинг должен быть увязан с системами мониторинга подземных вод, сетью геодезических и геодинамических наблюдений и в целом с системой мониторинга геологической среды.

Геотехнический мониторинг проводится в соответствии с ранее разработанным проектом и включает в себя:

- систему наблюдений за надземными и подземными конструкциями строящегося или реконструируемого здания или сооружения, существующих зданий и сооружений, попадающих в зону его влияния, а также за массивом грунта, прилегающего к подземной части объекта, включая подземные воды;

- прогноз изменения состояния объекта и зданий в зоне его влияния и прилегающего к его подземной части массива грунта, включая подземные воды в период строительства и эксплуатации;

- разработку мероприятий по обеспечению сохранности существующих зданий в зоне влияния объекта.

14.3 Радиус зоны влияния $r_{зв}$ на окружающую застройку вновь строящегося заглубленного сооружения или реконструируемого здания с заглубленным сооружением, в пределах которой следует проводить

геотехнический мониторинг, определяется расчетом по действующим нормам, с учетом метода крепления стен котлована для заглубленного сооружения и глубины $H_к$ котлована.

Ориентировочные значения $r_{зв}$ в зависимости от метода крепления котлована и его глубины $H_к$ составляют:

- 5 $H_к$ при использовании для ограждения "стены в грунте" с креплением анкерными конструкциями;

- 4 $H_к$ при ограждении завинчивающимися сваями с распорками;

- 3 $H_к$ при использовании "стены в грунте" с креплением распорками;

- 2 $H_к$ при использовании "стены в грунте" под защитой верхнего перекрытия.

14.4 При строительстве или реконструкции в условиях тесной городской застройки в исторических районах Москвы для существующих зданий (как правило, это многоэтажные здания с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования, в том числе – историческая застройка, памятники истории, культуры или архитектуры) их дополнительные деформации от влияния строящегося заглубленного сооружения не должны превышать предельных величин дополнительных деформаций, приведенных в табл. 14.1. Статус здания определяется в зависимости от его возраста и назначения: памятники истории, культуры и архитектуры; историческая застройка - здания, имеющие возраст более 100 лет; старые здания - здания, имеющие возраст 50 - 100 лет; современные здания – здания, имеющие возраст менее 50 лет.

14.5 Кривизна подошвы фундаментов ρ в табл. 14.1 определяется по результатам специальных измерений наклонов фундаментов существующих зданий прибором – измерителем кривизны, либо вычисляется по результатам геодезических измерений осадок

геодезических марок, установленных по контуру здания в его цоколе в точках с координатами x, $x+\Delta x$, $x+2\Delta x$, по формуле:

$$\rho(x) = \frac{S(x+2\Delta x) - 2S(x+\Delta x) + S(x)}{(\Delta x)^2}, \qquad (14.1)$$

где $S(x)$ –осадка здания в точке с координатой x, м;

$S(x+\Delta x)$ - осадка здания в точке с координатой $x+\Delta x$, м;

$S(x+2\Delta x)$ - осадка здания в точке с координатой $x+2\Delta x$, м;

Δx = 5 - 10 м.

Таблица 14.1

Наименование и конструктивные особенности здания или сооружения	Категория состояния конструкций	*Предельные дополнительные деформации*			
		Максимальная осадка s_{max}, см	Относительная разность осадок $\Delta s/L$	Крен i	Кривизна подошвы фундамента ρ, 1/м
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	I	4,0	$2\cdot10^{-3}$	$2\cdot10^{-3}$	$4\cdot10^{-4}$
	II	3,0	$1\cdot10^{-3}$	$1\cdot10^{-3}$	$1\cdot10^{-4}$
	III	1,0	$7\cdot10^{-4}$	$7\cdot10^{-4}$	$8\cdot10^{-5}$
	IY	0,4	$4\cdot10^{-4}$	$4\cdot10^{-4}$	$5\cdot10^{-6}$
	IY*	0	0	0	0
Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или *памятники истории*, культуры и архитектуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	-	-	-	-
	II	1,0	$6\cdot10^{-4}$	$6\cdot10^{-4}$	$2\ 10^{-4}$
	III	0,4	$4\cdot10^{-4}$	$4\cdot10^{-4}$	$4\cdot10^{-5}$
	IY	0,2	$1\cdot10^{-4}$	$1\cdot10^{-4}$	$2\ 10^{-6}$
	IY*	0	0	0	0

Примечания к табл. 14.1:

1. Категория состояния конструкций здания определяется по указаниям "Рекомендаций по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции", 1998.

2. Здания исторической застройки или памятники истории, культуры и архитектуры, как правило, не имеют I категорию состояния конструкций. Категорию IV имеют здания, находящиеся в предаварийном состоянии, категория IV* присваивается зданиям, находящимся в аварийном состоянии.

3.Значения кривизны подошвы фундамента здания приведены для случая его расположения в зоне влияния отрывки котлована строящегося здания.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
Рекомендуемое

ФОРМЫ ТЕХНИЧЕСКИХ ЗАДАНИЙ НА ПРОИЗВОДСТВО ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ
на производство инженерно-геологических изысканий
для строительства зданий и сооружений

1. Объект и адрес _____

_____

2. Заказчик _____

3. Стадия проектирования _____

4. Серия здания (по типовому или индивидуальному проекту) _____

5. Уровень ответственности здания _____

6 Габариты здания в плане и полезная площадь _____

7. Количество и высота этажей _____

8 Наличие подвала, его назначение и заглубление от поверхности земли

_____

9. Конструкция здания

а) основные несущие конструкции (каркас, панели, кирпичные стены)_____

б) ограждающие конструкции (панели, кирпичные стены) _____

10. Предполагаемый тип фундаментов _____

11. Нагрузки (на погонный метр ленточного фундамента, на отдельную опору, на 1 $м^2$ плиты) _____

12. Планировочные отметки (ориентировочно) _____

13. Предельные значения средних осадок фундаментов _____

14. Особые требования к изысканиям_____

_____

15. Геотехническая категория объекта _____

Заказчик _____

" " _____ 200 г.

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ

на производство инженерно-геологических изысканий при реконструкции здания (сооружения)

1. Объект и адрес _____

_____

2. Заказчик _____

3. Характеристика здания: _____

_____

4. Уровень ответственности здания _____

5. Габарит предполагаемой к обследованию части здания _____

_____

6. Обследованию подлежат (да, нет):

а) Фундаменты и основание _____

б) Стены _____

в) Внутренние отдельно стоящие опоры _____

г) Прочие конструкции (перечислить) _____

7. Временные нормативные нагрузки по этажам:

а) существующие _____

_____

б) будущие _____

_____

8. Дополнительные постоянные нагрузки _____

_____

9. Конечные цели обследования здания _____

_____

_____

10. Геотехническая категория объекта _____

Заказчик _____

" " _____ 200 г.

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ
на производство инженерно-геологических изысканий для строительства подземных и заглубленных сооружений

1. Объект и адрес _____
_____
2. Заказчик _____
_____
3. Стадия проектирования _____
4. Уровень ответственности сооружения _____
5. Краткая характеристика сооружения _____
_____
6. Предполагаемая глубина заложения _____
7. Способ устройства (открытым или закрытым способом) _____
8. Основные технические данные:
а) Локального сооружения:
габариты сооружения _____
основные несущие конструкции _____
предполагаемый тип фундаментов _____
сведения о нагрузках _____
б) Линейного сооружения:
начало и конец сооружения (трассы) _____
характерные точки трассы _____
_____
габариты (диаметр) поперечника _____
материал сооружения _____
9. Особые требования к изысканиям _____
_____
10. Геотехническая категория объекта _____

Заказчик _____
_____

" " _____ 200 г.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
Рекомендуемое

НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ, ОПРЕДЕЛЯЕМЫЕ МЕТОДОМ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

1. При определении характеристик грунтов по табл. 1-5 в зависимости от удельного сопротивления грунта под конусом зонда q_c необходимо использовать нормативное значение q_c для инженерно-геологического элемента.

2. Для промежуточных значений q_c значения характеристик в таблицах 2- 5 определяются по интерполяции.

Таблица 1

Плотность сложения песков крупных, средней крупности и мелких независимо от влажности

Глубина зондирования, м	Значения q_c, МПа, для песков		
	Плотных	Средней плотности	Рыхлых
3 и менее	Свыше 7	От 2,5 до 7 включ.	Менее 2,5
5	" 10	" 3 " 10 "	" 3
10 и более	" 15	" 5 " 15 "	" 5
Примечание. Для промежуточных глубин зондирования значения q_c определяются по интерполяции.			

Таблица 2

Нормативные значения угла внутреннего трения φ° песков

Глубина зондирования, м	Значения φ° при q_c, МПа, равном						
	1	2	3	4	5	6	10 и более
2	30	32	34	36	38	40	42
5 и более	28	30	32	34	36	38	40

Таблица 3

Нормативные значения угла внутреннего трения φ^{o} и удельного сцепления c суглинков и глин ледникового комплекса

Значения q_c, МПа	Значения φ^{o} и c, кПа, для грунтов							
	Моренных, озерно-ледниковых и покровных				Флювиогляциальных			
	Суглинки		Глины		Суглинки		Глины	
	φ^{o}	c, кПа	φ^{o}	c, кПа	φ^{o}	c, кПа	φ^{o}	c, кПа
1	15	22	13	35	14	20	12	29
2	17	43	16	57	16	35	15	46
3	20	63	19	79	19	50	18	63
4	23	83	22	101	22	65	21	80

Таблица 4

Нормативные значения угла внутреннего трения φ^{o} и удельного сцепления c четвертичных суглинков и глин (кроме грунтов ледникового комплекса)

Характеристика	Значения φ^{o} и c, кПа, при q_c, МПа, равном				
	1	2	3	4	5
φ^{o}	20	21	22	23	24
c, кПа	25	28	32	35	40

Таблица 5

Нормативные значения

модуля деформации E в зависимости от q_c

Грунты	Значения E, МПа, в зависимости от q_c, МПа
Пески:	
1. Современные аллювиальные (a-Q_4) и озерно-болотные (l_1h-Q_4)	$E = 3\,q_c$
2. Древнеаллювиальные (a-Q_3), флювиогляциальные (f-Q_2) и внутриморенные	$E = 2{,}5\,q_c + 10$
Суглинки и глины:	
1. Современные аллювиальные (a-Q_4) и озерно-болотные (l_1h-Q_4)	$E = 7\,q_c$
2. Покровные (Pr-$Q_{2\text{-}3}$), озерно-болотные (l_1h-Q_3) и озерно-ледниковые (lg-Q_2)	$E = 7q_c$
3. Моренные (g- Q_2)	$E = 7\,q_c + 5$
4. Флювиогляциальные (f-Q_2)	$E = 3\,q_c + 8$

3. Для характеристики глинистых грунтов строительной площадки рекомендуется оценивать состояние их уплотненности по показателю КПУ (коэффициенту переуплотнения), определяемому по результатам испытаний грунтов методом вращательного среза в полевых условиях по ГОСТ 20276.

В зависимости от КПУ грунты подразделяются на:

- нормально уплотненные $1 < КПУ \leq 4$;
- переуплотненные $КПУ > 4$.

Показатель КПУ вычисляется по формуле

$$\text{КПУ} = \sigma'_p / \sigma_{zg}, \qquad (1)$$

где σ'_p - давление переуплотнения, определяемое по формуле (2), МПа;

σ_{zg} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта (бытовое давление) на глубине испытания, МПа.

$$\sigma'_p = 23{,}5\, c_u / \sqrt{I_p}, \qquad (2)$$

где c_u - недренированная прочность грунта, определяемая по испытаниям крыльчаткой и принимаемая равной максимальному сопротивлению грунта срезу (τ_{max}), МПа.

I_p - число пластичности грунта, %.

Для пределов I_p = 10-30 % принимают

$$\sigma'_p = k\, c_u, \qquad (3)$$

где коэффициент k зависит от I_p:

I_p =	10	20	30
k =	6,62	5,25	4,30.

Давление переуплотнения σ'_p может быть также определено по формуле (4) по результатам статического зондирования, учитывая тесную экспериментальную связь между c_u и q_c в виде $c_u = q_c / 15$.

С учетом вышеприведенных значений k и c_u давление σ'_p, МПа, определяется по формуле

$$\sigma'_p = \lambda q_c, \qquad (4)$$

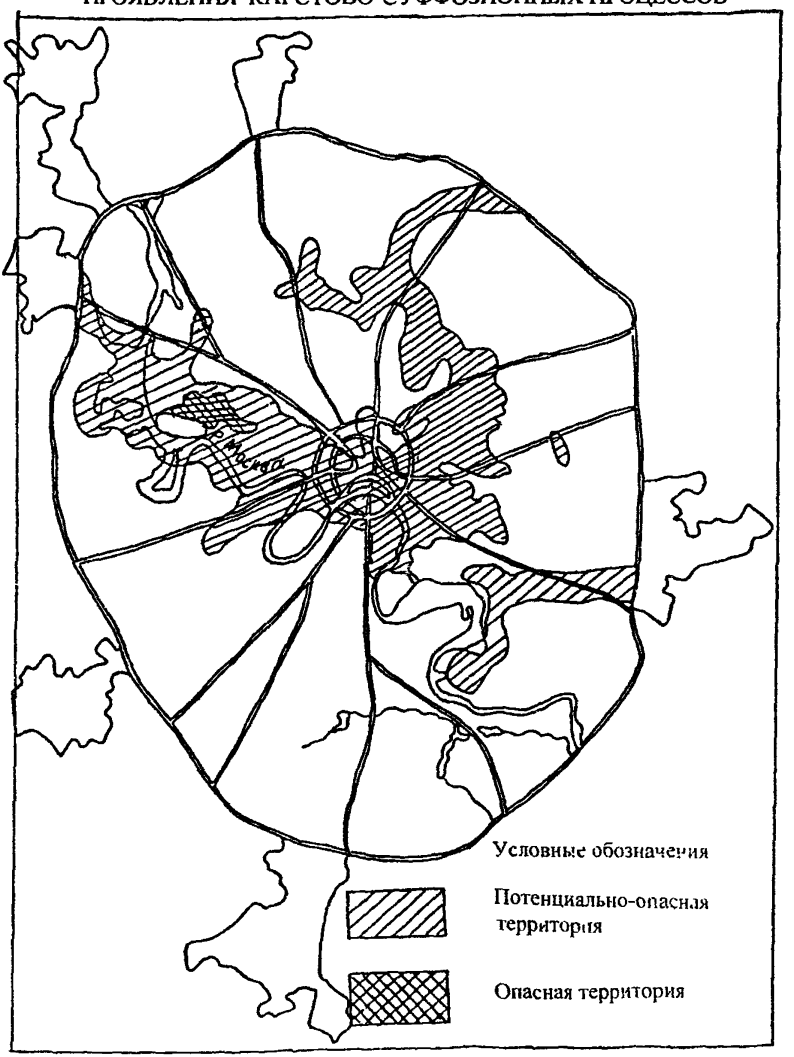
где λ - коэффициент, равный 0,45 при I_p =10%; 0,35 при I_p =20% и 0,30 при I_p =30%;

q_c - удельное сопротивление грунта под конусом зонда, МПа.

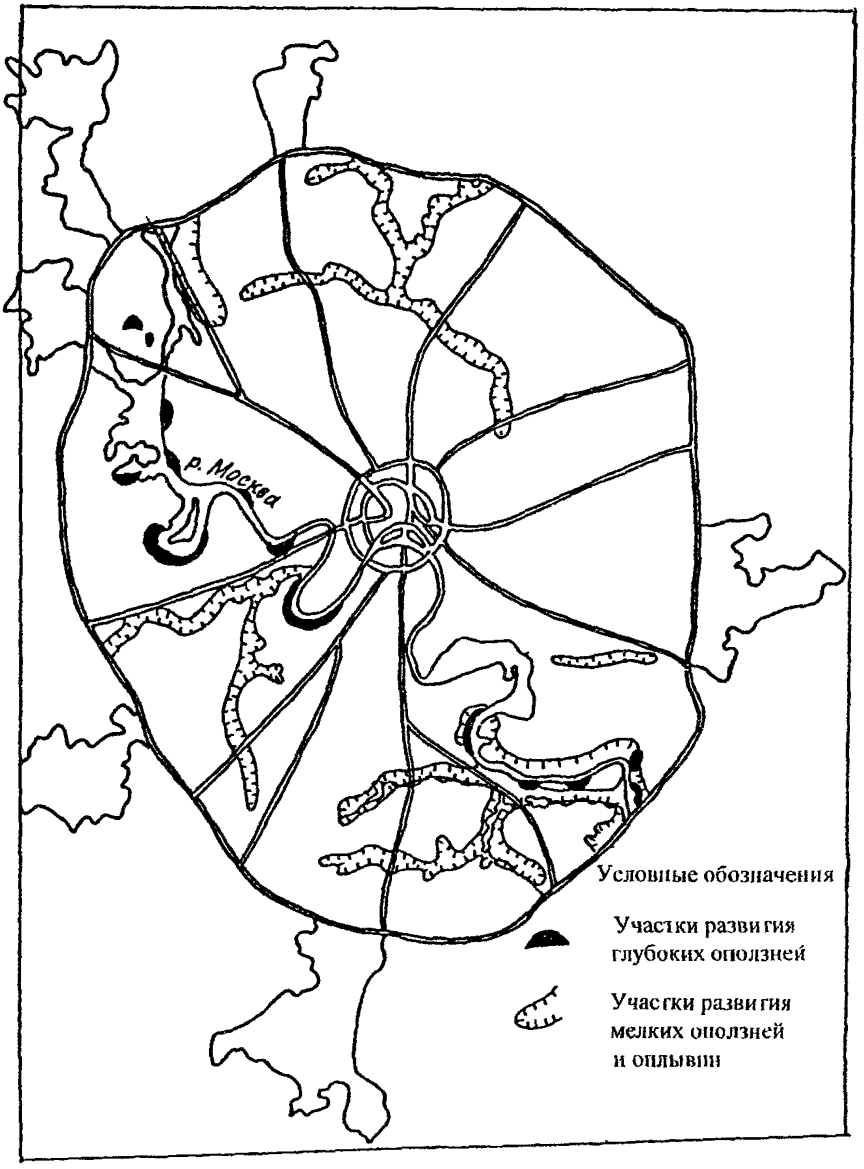
4. При значениях КПУ > 6 коэффициент бокового давления грунта в покое K_0 может превышать 2, что необходимо учитывать при расчете подземных сооружений.

ПРИЛОЖЕНИЕ В
Справочное

СХЕМАТИЧЕСКАЯ КАРТА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОГО РАЙОНИРОВАНИЯ г. МОСКВЫ ПО СТЕПЕНИ ОПАСНОСТИ ПРОЯВЛЕНИЯ КАРСТОВО-СУФФОЗИОННЫХ ПРОЦЕССОВ



СХЕМАТИЧЕСКАЯ КАРТА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОГО РАЙОНИРОВАНИЯ г. МОСКВЫ ПО СТЕПЕНИ ПРОЯВЛЕНИЯ ОПОЛЗНЕВЫХ ПРОЦЕССОВ



ПРИЛОЖЕНИЕ Г
Рекомендуемое

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ R_0

Глинистые грунты

Грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0, кПа, при показателе текучести $I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	350	200
	0,7	250	150
Суглинки	0,5	400	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	350
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Примечание. Для грунтов с промежуточными значениями e и I_L значения R_0 определяются по интерполяции.

Пески

Пески	Значения R_0, кПа, при плотности Плотные	Средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	550	450
Мелкие: маловлажные	450	350
влажные и водонасыщенные	350	250
Пылеватые: маловлажные	300	250
влажные	200	150
водонасыщенные	150	100

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
Рекомендуемое

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ И УЧЕТ ОСАДКИ КОНСОЛИДАЦИИ НА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

1. Расчетное сопротивление R_0 грунтов оснований фундаментов мелкого заложения по результатам статического зондирования определяют по формулам:

а) для песков (кроме пылеватых), имеющих сопротивление конуса q_c = 5-15 МПа

$$R_0 = 0{,}04\, q_c, \qquad (1)$$

б) для глин и суглинков при q_c = 1-5 МПа

$$R_0 = 0{,}1\, q_c, \qquad (2)$$

Сопротивление конуса зонда q_c, следует определять как среднее значение для слоя грунта толщиной B ниже подошвы фундамента, где B - ширина проектируемого фундамента.

2. Расчет осадки основания фундаментов мелкого заложения шириной до 10 м на глинистых грунтах в соответствии с п. 7.2 производится по формуле

$$s = s_1 + s_c, \qquad (3)$$

где s_1 - мгновенная осадка, определяемая по формуле (4);

s_c - осадка консолидации, определяемая по формуле (5);

$$s_1 = C_s\, pB(1-\nu^2)/E_u, \qquad (4)$$

где C_s - коэффициент осадки, принимаемый для жесткого фундамента в зависимости от соотношения сторон фундамента L/B по табл.1;

ν - коэффициент Пуассона;

E_u - недренированный модуль деформации (при быстром загружении), $E_u = 9\, q_c$;

Таблица 1

L/B	1	2	5	10
C_s	0,88	1,12	1,6	2

Формулу (3) следует применять при $p \le F_u/3$, где F_u - сила предельного сопротивления основания.

Консолидационная осадка слоя нормально уплотненного (см. приложение Б) глинистого грунта определяется по формуле

$$s_c = [C_c H_0/(1+e_0)]\, \lg[(\sigma'_{zg} + \sigma_{zp})/\sigma'_{zg}], \qquad (5)$$

где C_c - коэффициент консолидации, ориентировочное значение которого при отсутствии непосредственных определений может быть принято равным $C_c = 0{,}009\,(w_L - 10\%)$;

H_0 - толщина рассчитываемого сжимаемого слоя;

e_0 - начальный коэффициент пористости;

σ'_{zg} - вертикальное напряжение в грунте на уровне подошвы фундамента от веса грунта;

σ_{zp} - дополнительное напряжение в грунте от нагрузки;

Для переуплотненных грунтов (давление переуплотнения σ'_p - см. приложение Б) осадка консолидации определяется:

а) если $\sigma'_{zg} + \sigma_{zp} \leq \sigma'_p$, - по формуле (5) с заменой C_c на C_r, равное 0,025;

б) если $\sigma'_{zg} + \sigma_{zp} > \sigma'_p$, - по формуле (6)

$$s_c = [C_r H_0 / (1+e_0)] \lg (\sigma'_p / \sigma'_{zg}) + C_c H_0 / (1+e_0) \lg [(\sigma'_{zg} + \sigma_{zp}) / \sigma'_p], \quad (6)$$

где σ'_p - давление переуплотнения (см. приложение Б).

ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Рекомендуемое

УПЛОТНЕНИЕ И ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ

Таблица 1

Необходимая степень уплотнения грунтов

Назначение уплотненного грунта	Коэффициент уплотнения K_{com}
Основания фундаментов зданий и сооружений, тяжелого технологического оборудования, полов с нагрузкой более 0,15 МПа	0,98-0,95
Основания фундаментов зданий и сооружений, среднего оборудования, полов с нагрузкой 0,05-0,15 МПа, обратные засыпки	0,95-0,92
Незастраиваемые участки	0,90-0,88

Таблица 2

Нормативные значения модулей деформации E, МПа, уплотненных грунтов при коэффициенте уплотнения K_{com}

Грунты	K_{com} =0,92	K_{com} =0,95
Пески		
крупные	30	40
средней крупности	25	30
мелкие	15	20
Супеси	20 / 15	25 / 20
Суглинки и глины	25 / 20	30 / 25

Примечание. Большие значения модулей деформации глинистых грунтов соответствуют влажности уплотнения w_0, меньшие - водонасыщенному состоянию.

Таблица 3

Расчетные сопротивления оснований из уплотненных грунтов R_0, МПа, при коэффициенте уплотнения K_{com}

Грунты	$K_{com} = 0,92$	$K_{com} = 0,95$	$K_{com} = 0,98$
Супеси	0,2	0,25	0,28
Суглинки	0,25	0,3	0,32
Глины	0,3	0,35	0,4
Пески:			
крупные	0,3	0,4	0,5
средней крупности	0,25	0,3	0,4
мелкие	0,2	0,25	0,3

Таблица 4

Способы химического закрепления грунтов и область их применения

Способ закрепления грунта	Вид грунта	Коэффициент фильтрации, м/сутки	Радиус закрепления грунта, м	Прочность закрепленного грунта, МПа
1	2	3	4	5
Силикатизация двухрастворная	Пески разной крупности	от 5 до 10 св. 10 " 20 " 20 " 50 " 50 " 80	от 0,3 до 0,4 св. 0,4 " 0,6 " 0,6 " 0,8 " 0,8 " 1,0	2,0 - 8,0
Силикатизация однорастворная с H_2SiF_6	То же	от 0,5 до 1 св. 1 до 2 " 2 до 5	от 0,4 до 0,6 св. 0,6 до 0,8 " 0,8 до 1,0	1,0 – 5,0

Продолжение таблицы 4

1	2	3	4	5
Силикатизация газовая	Пески разной крупности	от 0,5 до 1 св. 1 " 2 " 2 " 5	от 0,4 до 0,6 св. 06 " 0,8 " 0,8 " 1,0	1,0 – 3,0
Смолизация однорастворная двух-компонентная	То же	от 0,5 до 1 св. 1 " 5 " 5 " 10 " 10 " 20 " 20 " 50	от 0,3 до 0,5 св. 0,5 " 0,65 " 0,65 " 0,85 " 0,85" 0,95 " 0,95 " 1,0	2,0 – 8,0
Силикатизация однорастворная с аллюминатом натрия или ортофосфорной кислотой	Пески мелкие и средней крупности	0,1 - 10	0,3 – 1,0	0,1 – 0,3

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж
Справочное

НОМЕНКЛАТУРА ЗАБИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ И БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Таблица 1

Забивные сваи

Сваи	Ширина грани или диаметр сваи, см	Длина сваи, м	Исходная рабочая документация
Цельные квадратного сплошного сечения с ненапрягаемой арматурой	25 30 35	4,5-6 3-12 8-12	Серия* 1.011.1-10 вып.1
То же, с поперечным армированием ствола с напрягаемой арматурой	То же	То же	ГОСТ 19804.2-79*
Составные квадратного сплошного сечения с поперечным армированием	30 35 40	14-20 14-24 13-20	Серия 1.011.1-10 вып. 8
Цельные полые круглые и сваи-оболочки	40, 50, 60,80	4-12	ГОСТ 19804.5-83
Составные полые круглые и сваи-оболочки	40 50 60,80	14-26 14-30 14-40	ГОСТ 19804.6-83
Сваи-колонны: Квадратного сечения --- полые круглые	 20 30, 35 --- 40, 50, 60	 5-8 5-12 --- 5-12	 Серия 3.015-5 --- То же

* Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Рабочие чертежи. ЦИТП Госстроя России, 1990.

Таблица 2

Буронабивные сваи

Способ изготовления сваи	Диаметр сваи , см	Длина сваи, м
Вращательным и ударно-канатным бурением в неустойчивых грунтах с закреплением стенок скважин трубами, оставляемыми в грунте	60/160 80/180	8-30
То же, с извлечением инвентарных обсадных труб	88, 98, 108, 118	8-50
Вращательным бурением в неустойчивых грунтах с закреплением стенок скважин глинистым раствором	60/160	8-20
Вращательным бурением в устойчивых глинистых грунтах без закрепления стенок скважин	50/120 50/140 50/160 60/160 80/180 100, 120	8-30
Вращательным бурением в неустойчивых грунтах с использованием полого шнека	30, 40, 50	5-30
* В числителе указан диаметр ствола, в знаменателе – диаметр уширения.		

ПРИЛОЖЕНИЕ И
Рекомендуемое

РАСЧЕТ ОСАДКИ КОМБИНИРОВАННЫХ СВАЙНО-ПЛИТНЫХ (КСП) ФУНДАМЕНТОВ

1. Метод расчета осадки КСП фундаментов основан на совместном рассмотрении жесткости (нагрузка, деленная на осадку) свай и плиты. В этом расчете следует в первом приближении принять на сваи 85% общей нагрузки на фундамент и 15% - на плиту.

2. Расчет осадки КСП фундамента производится на основе определения частных значений жесткости всех свай и ростверка, коэффициента их взаимодействия и коэффициента жесткости всего фундамента:

а) жесткость всех свай K_p определяется по формуле

$$K_p = \frac{K_1 n}{R_s}, \qquad (1)$$

где K_1 - жесткость одной сваи, определяемая как отношение нагрузки на сваю к ее осадке $K_1 = P_1 / s_1 = E_{SL}\, d / I_S$ (см. формулу (8.9));

n - общее количество свай в фундаменте;

R_s - коэффициент увеличения осадки (см. п. 8.25).

б) жесткость плиты K_c, считая ее жесткой, определяется по формуле

$$K_c = \frac{E_s \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) m_\theta}, \qquad (2)$$

где E_S - средний модуль деформации грунта на глубине до B, м (B - ширина плиты), кПа;

A - площадь плиты ($A \approx B\,L$, где L - длина плиты, м), м^2;

ν - коэффициент Пуассона грунта;

m_θ - коэффициент площади, зависящий от отношения L/B и принимаемый:

L/B:	1	2	3	5	10
m_θ:	0,88	0,86	0,83	0,77	0,67;

в) общая жесткость КСП фундамента K_f вычисляется по формуле

$$K_f = K_p + K_c. \tag{3}$$

3. Осадку свайно-плитного фундамента вычисляют по формуле

$$s_f = \frac{\sum P}{K_f} \tag{4}$$

При этом часть нагрузки, воспринимаемой сваями, составит

$$P_p = \frac{K_p}{K_f} \sum P, \tag{5}$$

а часть нагрузки, воспринимаемой плитой, составит

$$P_c = \frac{K_c}{K_f} \sum P. \tag{6}$$

4. Определение расчетных показателей КСП фундамента производится методом последовательных приближений.

а) Имея площадь ростверка здания A и задавшись расстоянием между сваями a порядка (5-7) d, находим число свай в фундаменте

$$n = A / a^2. \qquad (7)$$

б) При максимально допустимой осадке свайного фундамента $s_ф$ расчетная осадка одиночной сваи s_1 равна

$$s_1 = s_ф / R'_S, \qquad (8)$$

где в первом приближении принимаем значение R'_S по табл. 8.5, имея значения n и a при l/d=25 и λ = 1000.

в) Определяем расчетную нагрузку на сваю P_1 по формуле

$$P_1 = \frac{E_{sl} d_1 s_1}{I'_s}, \qquad (9)$$

где значение I'_S принимаем по табл. 8.4, которое в первом приближении при принятом значении для R'_S равно I'_S = 0,10.

г) Определяем расчетную нагрузку на одиночную сваю свайного фундамента $P_1^{наг}$, приходящуюся от внешней расчетной нагрузки на фундамент (ΣP). При этом принимается, что сваи воспринимают 85% от ΣP.

$$P_i^{нас.} = \frac{0{,}85\sum P}{nR_i'}, \qquad (10)$$

Расхождение между значениями P_i и $P_i^{наг}$ указывает направление уточнения расчета, главным образом за счет изменения значения n и с включением в расчет фактических значений l/d и λ.

Выполненные расчеты осадки КСП фундаментов должны быть сопоставлены с расчетом на осадку как условного фундамента по СниП 2.02.03.

5. При конструктивном расчете плиты ростверка следует учитывать, что при жестком ростверке, обеспечивающем одинаковую осадку всех свай, происходит существенное перераспределение нагрузки на сваи, в результате которого нагрузка на крайние ряды свай, особенно на угловые сваи, значительно выше средней нагрузки на сваю в фундаменте, что может вызвать значительные изгибающие моменты на краях и в углах ростверка.

Для объектов геотехнических категорий 1 и 2 допускается принимать нагрузки на сваи в ростверке в зависимости от средней нагрузки на сваю в плитном фундаменте $P_{ср}$:

в крайних рядах - $P_к = 2\,P_{ср}$;

на угловых сваях - $P_у = 3\,P_{ср}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ К
Рекомендуемое

РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

1. Метод разработан для расчета длинных гибких свай, для которых отношение *l/d*, как правило, больше 10. Сваи считаются жестко заделанными в ростверк, что исключает поворот головы свай. Расчет производится раздельно для связных и несвязных грунтов по несущей способности и по перемещениям.

2. Расчетом должно быть обеспечено выполнение условий (1) и (2)

$$F_h \le H_k^{куста}, \qquad (1)$$

где F_h - расчетная горизонтальная нагрузка на куст свай, кН;

$H_k^{куста}$ - расчетное сопротивление куста свай, кН.

$$\Delta_z \le S_{пр.э} \qquad (2)$$

где Δ_z - расчетное горизонтальное перемещение сваи в уровне подошвы ростверка, м;

$S_{пр}$ - предельно допустимое значение горизонтального перемещения сваи, устанавливаемое в техническом задании, м.

3. При расчете свай в связных грунтах:

1) Несущая способность свай на горизонтальную нагрузку H определяется в зависимости от прочности ствола сваи на изгиб по формуле

$$H = c_u\, d^2\, \beta_c, \qquad (3)$$

где c_u - расчетное среднее значение недренированного сопротивления грунта сдвигу, определяемое для участка от поверхности грунта до глубины $10d$, кН/м^2;

d - диаметр или ширина ствола сваи, м;

β_c - безразмерный коэффициент прочности ствола сваи, определяемый по табл. 1 в зависимости от безразмерного показателя m_c и вида заделки головы сваи.

$$m_c = \frac{M_p}{c_u d^3}, \qquad (4)$$

где M_p- расчетный изгибающий момент ствола сваи (кН·м), определяемый в зависимости от размера и армирования сваи; для стандартных железобетонных забивных свай принимается по Серии 1.011.1-10 с учетом вертикальной нагрузки на сваю при ее наличии.

Таблица 1

Коэффициент β_c для сваи	Показатель m_c						
	2	4	10	20	40	100	200
с заделанной головой	5,1	7,9	12,7	20,7	32,4	51,3	77,1
со свободной оловой	4,1	5,9	8,9	13,9	21,2	34.7	55,6

2) Перемещение головы сваи определяется по формуле

$$u_k = \frac{I_{uf}}{E_s d} H, \qquad (5)$$

где I_{uf} -коэффициент перемещения головы заделанной сваи, зависящий от отношения E_p/E_s и равный:

E_p/E_s:	100	1000	10000
I_{uf}:	0,35	0,23	0,14;

где E_p и E_s - соответственно модули упругости сваи и деформации грунта, кН/м^2.

Значение E_s принимается равным среднему значению от поверхности до глубины $10d$.

3) Расчетное сопротивление куста свай при жесткой заделке сваи в ростверк определяется по формуле

$$H_k^{куста} = H\, n\, K_{BB}, \qquad (6)$$

где n - число свай;

K_{BB} - безразмерный коэффициент взаимодействия свай, приведенный в табл. 2.

Таблица 2

Число свай n	Значения коэффициента K_{BB} при расстоянии между сваями a, равном			
	$3d$	$4d$	$5d$	$6d$
4	0,68	0,71	0,80	0,86
9	0,59	0,62	0,71	0,78
16	0,47	0,57	0,65	0,74
20	0,45	0,55	0,64	0,73

4. При расчете свай в несвязных грунтах:

1) Несущая способность сваи на горизонтальную нагрузку определяется также в зависимости от прочности ствола сваи на изгиб по формуле

$$H = k_p^2 \gamma d^3 \beta_n, \qquad (7)$$

где k_p - коэффициент пассивного бокового давления грунта, равный

$$k_p = (1+\sin\varphi) / (1-\sin\varphi);$$

γ - расчетное значение удельного веса грунта (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3;

β_n - безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 3 в зависимости от безразмерного показателя m_n

$$m_n = \frac{M_p}{k_p^2 \gamma d^4}, \qquad (8)$$

Таблица 3

Коэффициент β_n для сваи	Показатель m_n							
	2	4	10	20	40	100	200	400
с заделанной головой	3,3	4,2	6,5	9,1	13,5	23,6	36,5	56,9
со свободной головой	1,6	2,5	4,8	7,4	11,8	21,9	34,8	55,2

2) Перемещение головы заделанной сваи определяется по формуле (5).

3) Расчетное сопротивление куста свай определяется по формуле (6) с использованием табл. 2

5. Горизонтальное перемещение группы заделанных свай в уровне подошвы ростверка в связных и несвязных грунтах определяется по формуле

$$\Delta_z = R_F H_{av} \rho_{h1}, \qquad (9)$$

где R_F - коэффициент перемещения свай с заделанными головами, определяемый по формуле

$$R_F = 1 / K_{BB}; \qquad (10)$$

В формуле (9) H_{av} - средняя нагрузка на сваю в группе, кН, а ρ_{h1} - горизонтальное перемещение одиночной сваи со свободной головой (м/кН) при единичной нагрузке ($H = 1$), определяемое по формуле

$$\rho_{h1} = \frac{I_{up}}{E_s d}, \qquad (11)$$

Здесь I_{up} – коэффициент перемещения головы свободной сваи зависит от E_p / E_s и равен:

E_p / E_s:	100	1000	10000
I_{up}:	0,50	0,35	0,24

Пользуясь формулой (9), следует определять такое среднее расчетное сопротивление сваи в кусте (H_{av}), при котором обеспечивается выполнение требований по перемещениям (2) и (5), а также обеспечивается необходимый запас по несущей способности сваи $H_{av} < H$: в связных грунтах - по формуле (3), в несвязных грунтах - по формуле (7).

6. Недренированное сопротивление глинистого грунта сдвигу (c_u) следует определять по лабораторным испытаниям (ГОСТ 12248) или в зависимости от расчетных значений характеристик дренированного сдвига φ_I и c_I (ГОСТ 12248) по формуле

$$c_u = \frac{c_I ctg\,\varphi_I}{ctg\,\varphi_I + \varphi_I - \frac{\pi}{2}} k_c, \qquad (12)$$

где k_c - поправочный коэффициент, определяемый в зависимости от c_I по табл. 4.

Таблица 4

Значения c_I, кПа	20	25	30	35	40
Значения коэффициента k_c	1,2	1,4	1,9	2,2	2,5

При наличии данных статического зондирования возможно также определение недренированного сопротивления сдвигу c_u по формуле

$$c_u = q_c / 20. \qquad (13)$$

При этом значение q_c, кН/м^2, принимается средним для рассматриваемого расчетного участка сваи: при расчете на горизонтальную нагрузку - от поверхности до глубины $10d$, при определении сопротивления под нижним концом сваи - на участке $1d$ выше и $4d$ ниже подошвы сваи.

В практических расчетах рекомендуется принимать меньшее значение c_u, из определенных по формулам (12) и (13).

ПРИЛОЖЕНИЕ Л
Рекомендуемое

УРОВЕНЬ ОТВЕТСТВЕННОСТИ СООРУЖЕНИЙ (НАЗЕМНЫХ, ПОДЗЕМНЫХ И ЗАГЛУБЛЕННЫХ) В ГОРОДЕ МОСКВЕ

Уровень ответственности сооружений	Характеристики зданий и сооружений
1	2
Повышенный I	-Резервуары для нефти и нефтепродуктов емкостью 1000 м^3 и более; -Производственные здания с пролетами 100 м и более; -Сооружения связи, в т.ч. телевизионные башни высотой 100 м и более; -Крытые спортивные сооружения с трибунами; - Жилые здания повышенной этажности (24 этажа и более), -Здания крупных торговых центров, в т.ч. крытых рынков, -Здания учебных и детских дошкольных учреждений; -Здания больниц и родильных домов; -Здания зрелищных учреждений и учреждений культурно-массового назначения (кинотеатры, театры, цирки и пр); -Головные сооружения теплоснабжения, энергоснабжения, водоснабжения и канализации, их подводящие и отводящие трубопроводы; -Канализационные коллекторы, водопроводные магистрали, общие коллекторы подземных коммуникаций и другие коммуникации жизнеобеспечения города, проходящие под транспортными магистралями, в жилой застройке или в зоне влияния на них; -Крупные подземные и прочие комплексы, размещаемые в центральной части города или центрах его административных округов; -Надземные и подземные комплексы различного назначения, в т ч гаражи, автостоянки, размещаемые в пределах красных линий городских магистралей; -Уникальные здания и сооружения, -Отдельно стоящие подземные сооружения различного назначения (в т ч гаражи-автостоянки), размещаемые внутри кварталов жилой застройки, с количеством этажей более 3-х.

Продолжение таблицы

1	2
Нормальный II	-Здания и сооружения массового строительства (жилые, общественные, производственные, торговые здания, объекты коммунального назначения, складские помещения и пр.); -Уличные и внутриквартальные сети подземных коммуникаций различного назначения; -Отдельно стоящие подземные сооружения различного назначения (в т.ч. гаражи-автостоянки), размещаемые внутри кварталов жилой застройки, с количеством этажей не более 3-х, кроме сооружений гражданской обороны; -Опоры освещения городских улиц и дорог; -Временные ограждения траншей и котлованов со сроком службы более 1 года, если их влияние не сказывается на здания и сооружения более высокого уровня ответственности; -Канализационные коллекторы, водопроводные магистрали, общие коллекторы подземных коммуникаций и др. коммуникации жизнеобеспечения города, не проходящие под транспортными магистралями, расположенные вне жилой застройки и вне зоны влияния на них;
Пониженный III	-Здания и сооружения сезонного или вспомогательного назначения (теплицы, парники, торговые павильоны, небольшие склады без процессов сортировки и упаковки и пр.); -Жилые дома с 1-3 этажами и подводящие коммуникации к ним; -Опоры проводной связи, опоры освещения внутри жилых кварталов, ограды и пр.; -Временные здания и сооружения со сроком службы до 5 лет; -Временные ограждения траншей и котлованов со сроком службы до 1 года, если их влияние не сказывается на здания и сооружения более высокого уровня ответственности.

ПРИЛОЖЕНИЕ М
Рекомендуемое

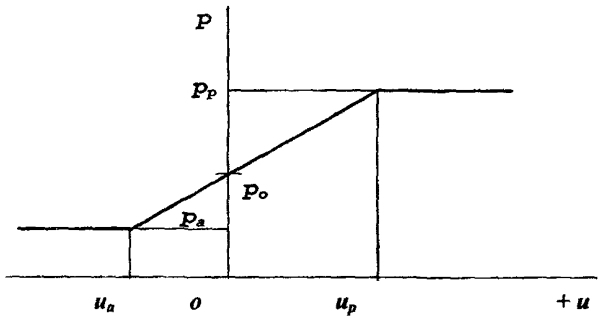
ОСНОВНЫЕ НЕЛИНЕЙНЫЕ МОДЕЛИ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

Класс моделей	Основные модели
Контактные модели	Модели Винклеровского типа с одним коэффициентом отпора, величина которого зависит от перемещений конструкции, в т.ч. идеально упруго-пластическая модель; Модели типа модели Пастернака с двумя коэффициентами отпора, величины которых зависят от перемещений и деформаций конструкции; Нелинейные комбинированные модели.
Нелинейные модели механики сплошных сред	Модели нелинейной упругости, в т.ч. гиперболическая модель; Упруго-пластические модели на основе деформационной теории пластичности; Упруго-пластические модели на основе моделей пластического течения; Упруговязкие и вязкопластические модели.

ПРИЛОЖЕНИЕ Н
Рекомендуемое

ЗАВИСИМОСТЬ БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА ОТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ

Зависимость бокового давления грунта p на конструкции подземных, заглубленных сооружений и подпорных стен от горизонтальных перемещений конструкций u допускается принимать в соответствии с кусочно-линейной диаграммой:



где p_a - активное давление грунта,
p_o - боковое давление грунта в состоянии покоя,
p_p - пассивное давление грунта.

Знак перемещений принят положительным при перемещении конструкции в направлении грунтового массива.

Значение бокового давления грунта допускается принимать равным p_o, если выполняется условие $|u| < 0{,}0005H$, где H – высота конструкции.

Значение бокового давления грунта допускается принимать равным p_a, если выполняется условие $u < u_a = 0{,}001H$.

Научно-техническое издание

ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

МГСН 2.07-01

Ответственная за выпуск Л А Бычкова

ГУП города Москвы «Управление экономических исследований, информатизации и координации проектных работ»
ГУП города Москвы «НИАЦ»

125047 Москва Триумфальная пл д 1

Подписано к печати 05 05 2003 г Бумага писчая Формат 60×84 1/16

Право распространения указанного сборника принадлежит ГУП города Москвы «НИАЦ».
Любые другие организации, распространяющие сборник нелегально, тем самым нарушают авторские права разработчиков.
Материалы издания не могут быть переведены или изданы в любой форме (электронной или механической, включая фотокопию, репринтное воспроизведение, запись или использование в любой информационной системе) без получения разрешения от издателя.

ГУП города Москвы «НИАЦ» оказывает консультации
По применению сборника только своим клиентам.

За информацией о приобретении издания обращаться:
ГУП города Москвы «НИАЦ» тел. (095) 251-99-58
Факс: 250-99-28

gost.e-ecolog.ru